Bulgarian Scientific and
Technical Union of Civil Engineering

Federation of the Bulgarian Technical Unions

Bulgarian Building and
Construction Chamber

Chamber of Engineers in
the Investment Design

Varna Free University "Chernorizets Hrabar"

Foundation "Evrika"

International Conference

on Civil Engineering Design and Construction

(Theory and Practice for a Sustainable Future)

Official media partner "Stroitel" newspaper

With the support of

GLAVBOLGARSTROY
HOLDING AD

20 – 22 September 2018

Varna Free University
"Chernorizets Hrabar",
Varna, Bulgaria

Научно-технически съюз по строителство в България

Международна научна конференция
Проектиране и строителство на сгради и съоръжения

Сборник с доклади на X Юбилейна международна научна конференция
„Теория и практика за устойчиво бъдеще“

Редактори: Ячко П. Иванов, Венцеслав Ал. Стоянов

Предпечатна подготовка: Венцеслав Ал. Стоянов

ISSN: 2603-4255

Българска, първо издание

София, 2018

СЪДЪРЖАНИЕ / CONTENTS

ПЛЕНАРНИ ДОКЛАДИ / PLENARY LECTURES

Иди Р., Малколмсон Р.
ПОЛИТИКИ И УСТОЙЧИВОСТ НА ДОБИВА НА ГРАУВАКИ ОТ КАРИЕРИ В СЕВЕРНА ИРЛАНДИЯ 19
Eadie R., Malkolmson R.
POLICIES AND SUSTAINABILITY IN GREYWACKE QUARRIES IN NORTHERN IRELAND

19Иванов Я., Ангелиева В.
УСТОЙЧИВО СТРОИТЕЛСТВО - ИЗИСКВАНИЯ И ПРИНОС ЗА ОПАЗВАНЕ НА ОКОЛНАТА СРЕДА И ЗА УСТОЙЧИВОТО РАЗВИТИЕ 29
Ivanov Y., Angelieva V.
SUSTAINABLE CONSTRUCTION - REQUIREMENTS AND CONTRIBUTION FOR THE PROTECTION OF NATURE AND FOR THE SUSTAINABLE DEVELOPMENT

Радонянин В., Ковачевич Д., Малешев М., Ладинович Дж.
ПРОБНО НАТОВАРВАНЕ И МОНИТОРИНГ НА ЖЕЛЕЗОПЪТНИЯ МОСТ НАД РЕКА ДУНАВ В НОВИ САД 39
Radonjanin V., Kovačević D., Malešev M., Lađinović Đ.
LOAD TEST AND MONITORING OF RAILWAY-ROAD BRIDGE OVER DANUBE IN NOVI SAD

Сердар Н., Фолич Р.
СЕИЗМИЧЕН ВЕРОЯТНОСТЕН АНАЛИЗ НА ХОРИЗОНТАЛНО ИЗВИТИ И НАКЛОНЕНИ СТОМАНОБЕТОННИ МОСТОВЕ 50
Serdar N., Folić R.
SEISMIC PROBABILISTIC ANALYSIS OF CURVED AND SKEWED REINFORCED CONCRETE BRIDGES

Сурампали Р.
УСТОЙЧИВО УПРАВЛЕНИЕ НА ИНФРАСТРУКТУРАТА: ВЪЗСТАНОВЯВАНЕ НА РЕСУРСИТЕ И ПОВТОРНО ИЗПОЛЗВАНЕ В ДЕПАТА 65
Surampalli R.
SUSTAINABLE INFRASTRUCTURE MANAGEMENT: RESOURCE RECOVERY AND REUSE IN LANDFILLS

СЕКЦИЯ 1: НОВИ МАТЕРИАЛИ И ТЕХНОЛОГИИ В СТРОИТЕЛСТВОТО ЗА УСТОЙЧИВО БЪДЕЩЕ. ЗАКОНОДАТЕЛСТВО И НОРМАТИВНА БАЗА В ОБЛАСТТА НА СТРОИТЕЛСТВОТО. УПРАВЛЕНИЕ НА РИСКА И УСТОЙЧИВО РАЗВИТИЕ. ТЕХНИКА НА БЕЗОПАСНОСТТА НА ТРУДА И ПРОТИВОПОЖАРНА ТЕХНИКА.

SECTION 1: NEW BUILDING MATERIALS AND TECHNOLOGIES FOR SUSTAINABLE FUTURE. LEGISLATION AND REGULATIONS IN CONSTRUCTION SECTOR. RISK MANAGEMENT AND SUSTAINABLE DEVELOPMENT. LABOUR SAFETY TECHNIQUES AND FIRE-FIGHTING EQUIPMENT.

Абиона О., Омокунгбе О., Агбеде О.
ЕФЕКТ НА ПЛАСТМАСОВИТЕ МАТЕРИАЛИ ВЪРХУ ГЕОТЕХНИЧЕСКИТЕ СВОЙСТВА НА ПОЧВА ЗА ИНЖЕНЕРНИ СЪОРЪЖЕНИЯ 67
Abiona O., Omokungbe O., Agbede O.
EFFECT OF PLASTIC MATERIALS ON GEO-TECHNICAL PROPERTIES OF SOIL FOR ENGINEERING CONSTRUCTION

Адем Н., Кичекова М., Димитров Д.
БЕЗОПАСНОСТ ПРИ РАБОТА НА СОЛАРНИ КОЛЕКТОРИ ЗА ОТОПЛИТЕЛНИ СИСТЕМИ ЗА ТОПЛА ВОДА 68
Adem N., Kichekova M., Dimitrov D.
OPERATIONAL *SAFETY* OF SOLAR COLLECTORS FOR HEATING SYSTEMS FOR HOT WATER

Атич М.
УПРАВЛЕНИЕТО НА БЪЛГАРСКИТЕ ДИПЛОМАТИЧЕСКИ ИМОТИ ИЗВЪН НАШАТА СТРАНА – В СЪОТВЕТСТВИЕ С ПРИНЦИПИТЕ ЗА УПРАВЛЕНИЕ НА ПОРТФЕЙЛ ОТ НЕДВИЖИМОСТИ 76
Atich M.
THE MANAGEMENT OF BULGARIAN DIPLOMATIC REAL ESTATE OUTSIDE OUR COUNTRY – IN ACCORDANCE WITH THE PRINCIPLES OF MANAGING A REAL ESTATE PORTFOLIO

Бонев Б., Стойнова А., Шопов А.
ИЗПОЛЗВАНЕ НА ТЕРМОГРАФИЯТА ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА КОРОЗИЯТА В АРМИРОВКАТА 86
Bonev B., Stoynova A., Shopov A.
USING THE THERMOGRAPHY FOR DETERMINING CORROSION IN REINFORCEMENT STEEL

Даковски Ц., Каменова И.
ПЕРСПЕКТИВИ ЗА РАЗВИТИЕТО НА СЕГМЕНТА НА ОФИС-СГРАДИТЕ, КАТО ЕДНА БЪРЗО РАЗВИВАЩА СЕ СЪСТАВНА ЧАСТ НА СТРОИТЕЛНИЯ СЕКТОР ОТ НАЦИОНАЛНОТО СТОПАНСТВО НА РЕПУБЛИКА БЪЛГАРИЯ 87
Dakovski T., Kamenova I.
PROSPECTS FOR THE DEVELOPMENT OF THE OFFICE BUILDING SEGMENT AS A FAST-DEVELOPING COMPONENT OF THE CONSTRUCTION SECTOR OF THE NATIONAL ECONOMY OF THE REPUBLIC OF BULGARIA

Димитрова С.
КЛАСИФИКАЦИЯ НА ВИДОВЕТЕ ОЛЕКОТЕНИ СТОМАНОБЕТОННИ ПОДОВИ КОНСТРУКЦИИ 95
Dimitrova S.
CLASSIFICATION THE TYPES OF LIGHTWEIGHT REINFORCED CONCRETE SLAB STRUCTURES

Димитрова С., Белева К. ТЕХНОЛОГИЯ НА ИЗПЪЛНЕНИЕ НА СЪВРЕМЕННИ ОЛЕКОТЕНИ СТОМАНОБЕТОННИ ПОДОВИ КОНСТРУКЦИИ *Dimitrova S., Beleva K.* CONSTRUCTION TECHNOLOGY FOR CONTEMPORARY LIGHTWEIGHT REINFORCED CONCRETE SLAB STRUCTURES	101
Френкева-Белчева В. ПРЕВЕНЦИЯ НА РИСКА ОТ ПОЖАР В ПТИЦЕВЪДНИ ФЕРМИ *Frenkeva-Belcheva V.* PREVENTING THE RISK OF FIRE POULTRY FARMS	111
Георгиева Г., Паничаров Г. ОПТИМИЗИРАНЕ СТРУКТУРАТА НА СТРОИТЕЛЕН МАТЕРИАЛ, ПРОИЗВЕДЕН ОТ МИНЕРАЛИ НА ЧЕРНОМОРСКИЯ БАСЕЙН *Georgieva G., Panicharov G.* OPTIMIZATION THE STRUCTURE OF BUILDING MATERIAL, PRODUCED FROM MINERALS OF THE BLACK SEA BASIN	116
Гюлеметова М. МОДЕЛ ЗА ОБРАЗОВАНИЕ В ЕКОЛОГИЧНА СИГУРНОСТ И УСТОЙЧИВО РАЗВИТИЕ НА ПРИМЕРА НА РОЛЕВИ СИТУАЦИИ *Gyulemetova M.* A MODEL FOR EDUCATION IN ENVIRONMENTAL SECURITY AND SUSTAINABLE DEVELOPMENT OF THE ROLE MODEL	119
Хаджийски Б. КОНТРОЛНАТА ДЕЙНОСТ НА ДИРЕКЦИЯ ЗА НАЦИОНАЛЕН СТРОИТЕЛЕН КОНТРОЛ ПО ОТНОШЕНИЕ НА ИЗПЪЛНЕНИЕТО НА ПЛАНА ЗА БЕЗОПАСНОСТ И ЗДРАВЕ – ВАЖНА ПРЕДПОСТАВКА ЗА НАМАЛЯВАНЕ НА ТРАВМАТИЗМА НА РАБОТНАТА СИЛА В СТРОИТЕЛСТВОТО *Hadghiyski B.* THE CONTROL WORK OF THE NATIONAL CONSTRUCTION CONTROL DEPARTMENT REGARDING THE IMPLEMENTATION OF THE SAFETY AND HEALTH PLAN – AN IMPORTANT PREREQUISITE FOR THE REDUCTION OF WORKFORCE TRAM IN CONSTRUCTION	126
Хрисчев Л., Динев Д., Тепелиев В. ТИПИЧНИ КОНФИГУРАЦИИ И КОМПОЗИЦИОННИ СХЕМИ ПРИ ИЗПЪЛНЕНИЕТО НА ФАСАДНИ СКЕЛЕТА *Hrischev L., Dinev D., Tepeliev V.* TYPICAL CONFIGURATIONS AND COMPOSITION SCHEMES FOR FAÇADE SCAFFOLDING	136
Икпонмвоса Е., Адетукаси О. ВЛИЯНИЕ НА РАЗЛИЧНИТЕ ТЕМПЕРАТУРНИ РЕЖИМИ ВЪРХУ ЯКОСТНИТЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ НА БЕТОНИ С ЧЕРУПКИ НА ПАЛМОВИ ЯДКИ *Ikponmwosa E., Adetukasi O.* EFFECT OF VARIABLE TEMPERATURE REGIMES ON STRENGTH CHARACTERISTICS OF PALM KERNEL SHELL CONCRETE	146
Икпонмвоса Е., Мансарай С., Они О. ВЛИЯНИЕ НА ИЗТОЧНИКА НА ВОДА ВЪРХУ НЯКОИ ТЕХНИЧЕСКИ СВОЙСТВА НА БЕТОН (НА ПРИМЕРА НА ГР. ЛАГОС) *Ikponmwosa E., Mansaray S., Oni O.* EFFECT OF WATER SOURCE ON SOME ENGINEERING PROPERTIES OF CONCRETE (CASE STUDY OF LAGOS METROPOLIS)	156

Икпонмвоса Е., Адетукаси О.,Онасаня К.
СРЯЗВАНЕ ЧРЕЗ ТРИЕНЕ НА БЕТОН, СЪДЪРЖАЩ ШЛАКОВИ ДОБАВЪЧНИ МАТЕРИАЛИ КАТО ЕДЪР ДОБАВЪЧЕН МАТЕРИАЛ В УСИЛЕНИ БЕТОНИ
Ikpontmwosa E., Adetukasi O., Onasanya K.
SHEAR FRICTION OF CONCRETE CONTAINING STEEL SLAG AGGREGATE AS COARSE AGGREGATE IN REINFORCED CONCRETE
165

Иванов Д.
УЧЕНИ И ЕКСПЕРТИ ЗА НАСЪРЧАВАНЕ НА УСТОЙЧИВОТО РАЗВИТИЕ
Ivanov D.
SCIENTISTS AND EXPERTS FOR PROMOTING SUSTAINABLE DEVELOPMENT
175

Иванов Д.
ХОЛИСТИЧЕН ПОДХОД НА ГРУПАТА НА ВИСОКО РАВНИЩЕ НА ООН ЗА ГЛОБАЛНА УСТОЙЧИВОСТ
Ivanov D.
HOLISTIC APPROACH TO THE UN HIGH LEVEL FOR GLOBAL SUSTAINABILITY
181

Живков В., Натараян В., Филипов Ф., Мандиев П., Донева С., Танковски Й., Панева А.
МОДЕРНИ САТЕЛИТНИ СИСТЕМИ И УПРАВЛЕНИЕ НА СТРОИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ
Jivkov V., Natarajan V., Philipoff P., Mandiev P., Doneva S., Tankovsky J., Paneva A.
MODERN SATELLITE SYSTEMS AND BUILDING STRUCTURES CONTROL
189

Манолова Е.
ЗЕЛЕН ЦИМЕНТ И БЕТОН ЗА УСТОЙЧИВИ КОНСТРУКЦИИ
Manolova E.
GREEN CEMENT AND CONCRETE FOR SUSTAINABLE STRUCTURES
197

Миронова М., Господинов П.
ПУКНАТИНОУСТОЙЧИВОСТ НА ЕЛЕМЕНТИ ОТ ЛЕКИ БЕТОНИ
Mironova M., Gospodinov P.
THE CRACK RESISTANCE OF LIGHTWEIGHT CONCRETE ELEMENTS
205

Найденов В., Ростовски И.
СРАВНИТЕЛНИ ИЗПИТВАНИЯ НА ТОРКРЕТБЕТОНИ, ПРЕДНАЗНАЧЕНИ ЗА РЕМОНТНО-ВЪЗСТАНОВИТЕЛНИ РАБОТИ ЧРЕЗ СУХО И МОКРО ПОЛАГАНЕ.
ЧАСТ I: ФИЗИКО-МЕХАНИЧНИ ХАРАКТЕРИСТИКИ
Naidenov V., Rostovsky I.
COMPARATIVE TESTS OF SPRAYED CONCRETE, INTENDED FOR REPAIR AND RESTORATION WORKS BY DRY AND WET SPRAYING.
PART I: PHYSICAL AND MECHANICAL CHARACTERISTICS
211

Найденов В., Ростовски И.
СРАВНИТЕЛНИ ИЗПИТВАНИЯ НА ТОРКРЕТБЕТОНИ, ПРЕДНАЗНАЧЕНИ ЗА РЕМОНТНО-ВЪЗСТАНОВИТЕЛНИ РАБОТИ ЧРЕЗ СУХО И МОКРО ПОЛАГАНЕ.
ЧАСТ II: СТРУКТУРА И ФАЗОВ СЪСТАВ
Naidenov V., Rostovsky I.
COMPARATIVE TESTS OF SPRAYED CONCRETE, INTENDED FOR REPAIR AND RESTORATION WORKS BY DRY AND WET SPRAYING.
PART II: STRUCTURE AND PHASE COMPOSITION
221

Назърски Д.
ХИДРОИЗОЛАЦИОННИ СИСТЕМИ НА ГРАДСКИ ПЛОЩАДИ,
С НАМИРАЩИ СЕ ПОД ТЯХ ИЗПОЛЗВАЕМИ ПЛОЩИ
Nazarski D.
WATERPROOFING SYSTEMS IN EXISTING CITY SQUARES,
HAVING USABLE AREAS UNDER THEM
230

Николов Б.
РАЗХОДИ ЗА ТРУД И МЕХАНИЗАЦИЯ ПРИ ИЗПЪЛНЕНИЕ НА ТРЪБОПРОВОДИ
С УПРАВЛЯЕМО ХОРИЗОНТАЛНО СОНДИРАНЕ
Nikolov B.
STUDY OF LABOUR AND EQUIPMENT COSTS FOR HORIZONTAL DIRECTIONAL DRILLING
235

Николов Б.
МЕТОДИ ЗА УСТАНОВЯВАНЕ НА МЕСТОПОЛОЖЕНИЕТО
И ОРИЕНТАЦИЯТА НА СОНДАЖНАТА ГЛАВА
Nikolov B.
HORIZONTAL DIRECTIONAL DRILLING HEAD LOCATING METHODS
244

Николова И.
МАРКЕТИНГОВИ ПОДХОДИ ПРИЛОЖИМИ В СТРОИТЕЛНОТО ПРЕДПРИЯТИЕ
ЗА ПОДОБРЯВАНЕ НА НЕГОВАТА КОНКУРЕНТОСПОСОБНОСТ
Nikolova I.
MARKETING STEPS APPLICABLE IN CONSTRUCTION COMPANY
FOR IMPROVING THEIR COMPETITIVENESS
254

Николова Г., Янакиева А.
КОЕФИЦИЕНТ НА ИНТЕНЗИВНОСТ НА НАПРЕЖЕНИЯТА И СКОРОСТ
НА ОСВОБОДЕНАТА ЕНЕРГИЯ ПРИ КОМПОЗИТИ ОТ РЕЦИКЛИРАНИ МАТЕРИАЛИ
Nikolova G., Yanakieva A.
STRESS INTENSITY FACTORS AND ENERGY RELEASE RATE
IN COMPOSITES FROM RECYCLED MATERIALS
261

Осифала К., Акею Т.
ЕФЕКТ ОТ ПРИЛАГАНЕ НА СМЕС ОТ МАТЕРИАЛИ ЗА ПОКРИТАНЕ
НА АРМИРОВКАТА ВЪРХУ ЕФЕКТИВНОСТТА НА НЕЙНОТО СЦЕПЛЕНИЕ
Osifala K., Akeju T.
EFFECT OF COATING MATERIALS MIXTURE ON BOND EFFICIENCY
OF EPOXY COATED LAPPED SPLICES
262

Осифала К., Омокунгбе О., Кутелу О.
СЦЕПЛЕНИЕ МЕЖДУ АРМИРОВКА И БЕТОН, В КОЙТО Е ВЛОЖЕН ЛАТЕРИТ
Osifala K., Omokungbe O., Kutelu O.
BOND CHARACTERISTICS OF LATERIZED CONCRETE
272

Пашов Н.
НЯКОИ АСПЕКТИ НА БЕЗОПАСНОСТТА ПРИ ЕКСПЛОАТАЦИЯ НА ПЪТНИ ТУНЕЛИ
Pashov N.
SOME ASPECTS OF SAFETY IN THE EXPLOITATION OF ROAD TUNNELS
282

Петкова-Слипец Р., Терзи С.
АВТОКЛАВНИЯТ ГАЗОБЕТОН БЕТОН И ПРИЛОЖЕНИЕТО МУ
КАТО ЗВУКОИЗОЛАЦИОНЕН МАТЕРИАЛ
Petkova-Slipets R., Terzi S.
AUTOCALVED CONCRETE AND ITS APPLICATION
AS SOUND INSULATION MATERIAL
291

Петров П.
ПРИЛОЖЕНИЕ НА ПРЕСОВАНИ ЗЕМНИ БЛОКОВЕ В СТРОИТЕЛСТВОТО НА СГРАДИ – ПРОУЧВАНЕ НА ПРИМЕРИ ОТ АФРИКА И БЪЛГАРИЯ 297
Petrov P.
APPLICATION OF PRESSED EARTH MODULAR BLOCKS IN BUILDING CONSTRUCTION – STUDY OF EXAMPLES FROM AFRICA AND BULGARIA

Севме Й., Кичекова М., Димитров Д.
БЕЗОПАСНОСТ ПРИ АВТОМАТИЗИРАНО УПРАВЛЕНИЕ НА ПРОЦЕСИТЕ ЗА ЕНЕРГИЙНА ЕФЕКТИВНОСТ В УНИВЕРСИТЕТСКА СГРАДА 298
Sevme Y., Kichekova M., Dimitrov D.
SAFETY IN THE AUTOMATED MANAGEMENT OF THE ENERGY EFFICENCY PROCESSES IN THE UNIVERSITY BUILDING

Стоянов В., Петкова В. Андонова В.
АНАЛИЗ НА НОРМАТИВНИТЕ ДОКУМЕНТИ И ПРОГРАМИТЕ ЗА ПРЕДОТВРАТЯВАНЕ ОБРАЗУВАНЕТО НА СТРОИТЕЛНИ ОТПАДЪЦИ В БЪЛГАРИЯ 305
Stoyanov V., Petkova V., Andonova V.
ANALYSIS OF NORMATIVE DOCUMENTS AND PROGRAMS FOR CONSTRUCTION WASTES PREVENTION IN BULGARIA

Талйосеф О.
ШИРОКОМАЩАБНО ПРИНТИРАНЕ В АРХИТЕКТУРАТА: МОТИВАЦИЯ И ПРЕДИЗВИКАТЕЛСТВА 316
Talyosef O.
LARGE SCALE PRINTING IN ARCHITECTURE: MOTIVATION VS CHALLENGES

Ушев А.
КОНЦЕПЦИЯ ЗА МОНИТОРИНГ НА ПРОТИВОПОЖАРНИ ВОДОСНАБДИТЕЛНИ СИСТЕМИ 326
Ushev A.
CONCEPT FOR MONITORING OF FIRE WATER SUPPLY SYSTEMS

Владимиров В., Стоянов В.
ОСОБЕНОСТИ НА ФИЗИКО-МЕХАНИЧНИТЕ СВОЙСТВА НА КОМПОЗИТНИТЕ МАТЕРИАЛИ С ПОЛИМЕРНА МАТРИЦА И МЕТОДИ ЗА ТЯХНОТО ПОДОБРЯВАНЕ 333
Vladimirov V., Stoyanov V.
FEATURES OF THE PHYSICO-MECHANICAL PROPERTIES OF COMPOSITE MATERIALS WITH POLYMER MATRIX AND METHODS FOR THEIR IMPROVEMENT

Йорданов В.
ВЪЗМОЖНОСТИ ЗА РИТЕЙЛИНГ НА ТЕРМАЛНИ МИНЕРАЛНИ ВОДНИ КОЛИЧЕСТВА ОТ ОТДЕЛЕН ИЗТОЧНИК В ЗАВИСИМОСТ ОТ ВИДА И ХАРАКТЕРА НА ПОТРЕБЯВАЩИТЕ ГИ СУБЕКТИ И ТЕХНИТЕ ЦЕЛИ 344
Yordanov V.
OPPORTUNITIES FOR RETAILING THERMAL MINERAL WATER QUANTITIES FROM AN INDIVIDUAL SOURCE DEPENDING ON THE TYPE AND NATURE OF THEIR USER ENTITIES AND THEIR PURPOSE

Захариева Р., Кънчева Я.
ОЦЕНКАТА НА ЖИЗНЕНИЯ ЦИКЪЛ НА СТРОИТЕЛНИТЕ ПРОДУКТИ КАТО КРИТЕРИЙ ЗА ПРИЛОЖЕНИЕТО ИМ В СТРОИТЕЛСТВОТО 345
Zaharieva R., Kancheva Y.
LIFE CYCLE ASSESSMENT – BASED SELECTION OF CONSTRUCTION MATERIALS

СЕКЦИЯ 2: ПОСТИЖЕНИЯ В КОНСТРУКТИВНОТО ПРОЕКТИРАНЕ И СТРОИТЕЛСТВОТО. ТЕОРЕТИЧНИ И ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ В ОБЛАСТТА НА КОНСТРУКЦИИТЕ. ФУНДИРАНЕ НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ. ПЪТНО, ЖЕЛЕЗОПЪТНО И МЕТРОСТРОИТЕЛСТВО.

SECTION 2: ADVANCES IN STRUCTURAL DESIGN AND CONSTRUCTIONS. THEORETICAL AND EXPERIMENTAL RESEARCHES OF STRUCTURES. FOUNDATIONS OF BUILDINGS AND FACILITIES. CONSTRUCTION OF ROAD, RAIL AND METRO INFRASTRUCTURE.

Димитров Й., Михалева Д.
ГЕОТЕХНИЧЕСКО ЗАЗДРАВЯВАНЕ НА ЗЕМНАТА ОСНОВА НА МЕТРОСТАНЦИЯ 9 НА ТРЕТАТА МЕТРОЛИНИЯ В ГРАД СОФИЯ ПО МЕТОДА „СТРУЙНА ЦИМЕНТАЦИЯ” 354
Dimitrov Y., Mihaleva D.
GEOTECHNICAL SOIL STABILIZATION OF METRO STATION 9 OF THE THIRD METRO LINE IN SOFIA BY “JET GROUTING” METHOD

Димов Д.
ВЪЗСТАНОВЯВАНЕ НА НАДЕЖДНОСТТА И ДЪЛГОТРАЙНОСТТА НА СТОМАНОБЕТОННИ МОСТОВИ ОПОРИ 362
Dimov D.
RECOVERING THE RELIABILITY AND DURABILITY OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE’S SUPPORTS

Дулевски Е.
ЕФЕКТИВНА ШИРОЧИНА ЗА КЛАСОВЕ СЕЧЕНИЯ 1 И 2 НА КОМБИНИРАНИ ГРЕДИ 371
Dulevski E.
EFFECTIVE WIDTH FOR SECTION CLASSES 1 AND 2 FOR COMBINED GIRDERS

Дулевски Е., Жипонов А.
ПРОЕКТ НА СТОМАНЕНА ЕСТАКАДА, ЧАСТ ОТ ТРАСЕТО НА ЖЕЛЕЗОПЪТНА МАГИСТРАЛА И АМ “СТРУМА” В УЧАСТЪКА БЛАГОЕВГРАД – КРЕСНА 379
Dulevski E., Jiponov A.
DESIGN PROJECT OF STEEL VIADUCT, PART OF THE RAILWAY LINE AND MOTROWAY STRUMA IN THE SECTION BLAGOEVGRAD – KRESNA

Георгиев А.
НОВАТА ВЕРСИЯ НА ЕВРОКОД 2 ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ – ПРИЛОЖНИ АНАЛИЗИ И СРАВНЕНИЯ 385
Georgiev A.
THE NEW VERSION OF EUROCODE 2: DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES – APPLIED ANALYSES AND COMPARISONS

Георгиев Л., Иванов С.
КОНЦЕПЦИИ ЗА УСИЛВАНЕ НА СТОМАНЕНИ ОРТОТРОПНИ ПЪТНИ ПЛОЧИ ЗА МОСТОВЕ 394
Georgiev L., Ivanov S.
STRENGTHENING CONCEPTS FOR ORTHOTROPIC STEEL DECKS IN BRIDGES

Георгиев Л., Иванов С.
НАДЛЪЖНА ОСИГУРЕНОСТ НА НЕПРЕКЪСНАТИ КОМБИНИРАНИ СТОМАНО-СТОМАНОБЕТОННИ ВРЪХНИ КОНСТРУКЦИИ ЗА ЖП ВИАДУКТИ 404
Georgiev L., Ivanov S.
LONGITUDINAL STABILITY OF CONTINUOUS COMPOSITE STEEL-CONCRETE SUPERSTRUCTURES FOR RAILWAY VIADUCTS

Христев Л., Матуски В., Хандрулева А.
ТЕХНИЧЕСКИ И ТЕХНОЛОГИЧНИ РЕШЕНИЯ ЗА ИЗПЪЛНЕНИЕ НА ФАСАДНО СКЕЛЕ С ГОЛЯМА ВИСОЧИНА
Hrischev L., Matuski V., Handruleva A.
TECHNICAL AND TECHNOLOGICAL SOLUTIONS FOR THE EXECUTION OF HIGH-RISE FACADE SCAFFOLDING
412

Иванов Г., Павлов И. Хр.
ТЕХНОЛОГИЧНИ ОСОБЕНОСТИ ПРИ УСИЛВАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ ПЛОЧИ ЧРЕЗ ВЪНШНО ПРЕДВАРИТЕЛНО НАПРЯГАНЕ
Ivanov G., Pavlov I. Hr.
TECHNOLOGICAL FEATURES IN STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE SLABS BY EXTERNAL PRESRESSING
422

Иванов Г., Радлов К., Христев Л.
НЯКОИ ОСОБЕНОСТИ ПРИ ИЗЧИСЛЯВАНЕ НА НАТОВАРВАНИЯТА СЪЗДАВАНИ ОТ КУЛОКРАН ВЪРХУ ОПОРНАТА КОНСТРУКЦИЯ ПОД НЕГО
Ivanov G., Radlov K., Hrischev L.
SOME FEATURES IN CALCULATING THE LOADING CREATED BY TOWER CRANE ON THE SUPPORT STRUCTURE BELOW IT
430

Иванов Г., Трайкова М.
ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА ПОСТАНОВКА ЗА ИЗСЛЕДВАНЕ НА ПОВЕДЕНИЕТО НА СТОМАНОБЕТОННИ ПЛОЧИ, УСИЛЕНИ С ВЪНШНО НАПРЕГНАТА АРМИРОВКА
Ivanov G., Traykova M.
EXPERIMENTAL SETUP FOR INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE SLABS STRENGTHENED WITH EXTERNALLY PRESTRESSED TENDONS
440

Жипонов А., Георгиев Л.
ШПУНТОВИ СТЕНИ КАТО ЧАСТ ОТ ДОЛНОТО НА МОСТОВЕ. ПРАКТИЧЕСКО ПРИЛОЖЕНИЕ В ДАНИЯ
Jiponov A., Georgiev L.
SHEET PILE WALLS AS A PART OF THE SUBSTRICTURE OF BRIDGES. PRACTICAL APPLICATION IN DENMARK
449

Омокунгбе О., Абиона О., Агбеде О.
ОЦЕНЯВАНЕ НА ЯКОСТНИТЕ СВОЙСТВА НА СРЯЗВАНЕ НА ГЛИНЕСТИ ПОЧВИ В ГР. ЛАГОС С ИЗПОЛЗВАНЕ НА КОЕФИЦИЕНТА НА КОНСИСТЕНЦИЯ
Omokungbe O., Abiona O., Agbede O.
EVALUATION OF THE SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF CLAY SOILS IN LAGOS STATE USING THEIR LIQUIDITY INDEX
459

Партов Д., Пастернак Х., Греков П., Николов Р., Димитрова А.
ОТНОСНО ТЕОРИЯТА НА ОРТОТРОПНАТА СТОМАНЕНА ПЛОЧА, СЪЗДАДЕНА ОТ ВИЛХЕЛМ КОРНЕЛИУС И НЕЙНОТО ПРИЛОЖЕНИЕ ПРИ АНАЛИЗА НА ДВА СТОМАНЕНИ МОСТА С ОРТОТРОПНИ ПЪТНИ ПЛАТНА ВЪВ ВАРНА
Partov D., Pasternak H., Grekov P., Nikolov R., Dimitrova A.
ABOUT THE THEORY OF ORTHOTROPIC STEEL PLATE, ESTABLISHED BY WILHELM CORNELIUS AND ITS APPLICATION FOR ANALYSIS OF TWO STEEL BRIDGES WITH ORTHOTROPIC DECKS IN VARNA
469

Партов Д., Кънчев В.
ИЗСЛЕДВАНЕ ФЕНОМЕНА НА ПЪЛЗЕНЕТО НА БЕТОНА В КОМБИНИРАНА СТОМАНО-СТОМА-НОБЕТОННА ГРЕДА В ПЕРИОД ОТ 100 ГОДИНИ – СРАВНИТЕЛЕН АНАЛИЗ МЕЖДУ ЧИСЛЕНО РЕШЕНИЕ, БАЗИРАНО НА ИНТЕГРАЛНИ УРАВНЕНИЯ НА ВОЛТЕРА И (AAEM) МЕТОД НА БАЖАНТ 482
Partov D., Kantchev V.,
100 YEARS CREEP PHENOMENA IN COMPOSITE STEEL-CONCRETE BEAM – OMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN NUMERICAL SOLUTION WITH VOLTERRA INTEGRAL EQUATIONS AND (AAEM) METHOD of BAŽANT

Павлов И.
АНАЛИЗ НА ВЕРОЯТНИТЕ ПРИЧИНИ ЗА АВАРИЯТА НА ПЕШЕХОДЕН МОСТ ВЪВ ФЛОРИДА 493
Pavlov I.
ANALYSIS ON THE PROBABLE CAUSES OF THE FAILURE OF A PEDESTRIAN BRIDGE IN FLORIDA

Павлов И., Михалева Д.
ИЗСЛЕДВАНЕ НА ЕФЕКТА НА НАПРЕЧНО ОГРАНИЧЕНИЕ НА БЕТОНА В НАТИСКОВАТА ЗОНА НА СТОМАНОБЕТОННИ ГРЕДИ 501
Pavlov I., Mihaleva D.
STUDY ON THE EFFECT OF TRANSVERSE CONFINEMENT IN THE COMPRESSION ZONE OF REINFORCED CONCRETE BEAMS

Шушулов П., Иванов Г., Радлов К., Хрисчев Л.
СЪВРЕМЕНЕН ПОДХОД ЗА ОСЪЩЕСТВЯВАНЕ НА ЕФЕКТИВЕН КОНТРОЛ И ИНЖЕНЕРНА ПОДДРЪЖКА НА СЪСТОЯНИЕТО НА МАШИННИЯ ПАРК НА СТРОИТЕЛНА ФИРМА 502
Shushulov P., Ivanov G., Radlov K., Hrischev L.
MODERN APPROACH FOR EFFECTIVE CONTROL AND ENGINEERING SUPPORT OF THE STATE OF THE MACHINE PARK OF CONSTRUCTION COMPANY

Соколова Г.
ОСИГУРЯВАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ НА СГРАДИ СРЕЩУ ПРОГРЕСИВЕН КОЛАПС 512
Sokolova G.
PROVISION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OF BUILDINGS AGAINST PROGRESSIVE COLLAPSE

Велковски С.
НЯКОИ АСПЕКТИ НА ВЗАИМОДЕЙСТВИЕТО МЕЖДУ ГЕОПАТОЛОГИЯТА И СТРОИТЕЛСТВОТО НА СГРАДИТЕ 522
Velkovski S.
SOME ASPECTS OF INTERACTION BETWEEN GEOPATHOLOGY AND THE CONSTRUCTION OF BUILDINGS

Витанова М., Джорджиев И.
ОЦЕНЯВАНЕ НА МОСТОВЕТЕ NA МАГИСТРАЛИТЕ ЧРЕЗ СТАТИЧНИ И ДИНАМИЧНИ ИЗПИТВАНИЯ . 529
Vitanova M., Gjorgjiev I.
ASSESSMENT OF HIGHWAY BRIDGES BY STATIC AND DYNAMIC TESTING

Здравков Л.
МЯСТО НА ПРИЛАГАНЕ НА ТОВАРИТЕ ВЪРХУ ЦИЛИНДРИЧНО ТЯЛО – ВЛИЯЕ ЛИ ТО НА РАЗПРЕДЕЛЕНИЕТО НА НОРМАЛНИТЕ НАПРЕЖЕНИЯ В НЕГО? 537
Zdravkov L.
PLACE OF LOAD’S APPLICATION ON THE CILYNDRICAL BODY – DOES IT HAVE AN INFLUENCE ON DISTRIBUTION OF NORMAL STRESSES WITHIN IT?

СЕКЦИЯ 3: АРХИТЕКТУРА НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ. СЕИЗМИЧНА МЕХАНИКА И СЕИЗМИЧНО ИНЖЕНЕРСТВО. СОФТУЕР ЗА ПРОЕКТИРАНЕ В СТРОИТЕЛСТВОТО. СТРОИТЕЛСТВО НА ХИДРОТЕХНИЧЕСКИ СЪОРЪЖЕНИЯ И ТУНЕЛИ.

SECTION 3: ARCHITECTURE OF BUILDINGS AND FACILITIES. SEISMIC MECHANICS AND SEISMIC ENGINEERING. CONSTRUCTION DESIGN SOFTWARE. CONSTRUCTION OF HYDRAULIC STRUCTURES AND TUNNELS.

Бояджиев Й., Апостолска Р., Нечевска-Цветановска Г., Бояджиева Ю.
СЕИЗМИЧНА ОЦЕНКА НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ НА СГРАДИ СЪС ЗИДАНИ ПЪЛНЕЖНИ СТЕНИ
Bojadjiev J., Apostolska R., Necevska-Cvetanovska G., Bojadjieva J.
SEISMIC ASSESSMENT OF RC BUILDING STRUCTURES WITH MASONRY INFILL WALLS — 545

Бонева Т.
ТРАНСФОРМИРУЕМАТА АРХИТЕКТУРА И НЕЙНОТО ЗНАЧЕНИЕ ПРИ ИЗГРАЖДАНЕТО НА СЪВРЕМЕННИ СПОРТНИ ЗАЛИ И СЪОРЪЖЕНИЯ
Boneva T.
TRANSFORMABLE ARCHITECTURE AND ITS IMPORTANCE IN BUILDING MODERN SPORTS HALLS AND FACILITIES — 555

Ениманев И.
МОДЕЛИ ЗА ПРЕУСТРОЙСТВО И САНИРАНЕ НА АГРОИНДУСТРИАЛНИ СГРАДИ
Enimanev I.
MODELS FOR REFRIGERATION AND SANITARY AGROINDUSTRIAL BUILDINGS — 565

Ениманев И., Ениманев К.
УНИФИЦИРАНЕ НА АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИ ЕЛЕМЕНТИ НА МОДУЛНИ АГРОСГРАДИ
Enimanev I., Enimanev K.
UNIFICATION OF ARCHITECTURAL-CONSTRUCTION ELEMENTS OF MODULAR AGRO BUILDINGS — 570

Джорджиев И., Петрески Б., Мицов В.
КВАЗИ-СТАТИЧНО ИЗПИТВАНЕ НА ВРЪЗКАТА „КОЛОНА-ФУНДАМЕНТ“ НА СЛОБЯЕМА СТОМАНОБЕТОННА ЗАЛА
Gjorgjiev I., Petreski B., Micov V.
QUASI-STATIC TESTING OF COLUMN-TO-FOUNDATION CONNECTION FOR PREFABRICATED RC HALL — 574

Джорджиев И., Йекики Г., Журовски А.
АНАЛИТИЧНА ПРОВЕРКА НА РЕЗУЛТАТИТЕ ОТ ИЗПИТВАНИЯТА НА ВИБРАЦИОННИТЕ СИЛИ ЧРЕЗ ПОДОБРЕН МЕТОД НА РАЗЛАГАНЕ НА ЧЕСТОТНАТА ОБЛАСТ
Gjorgjiev I., Jekikj G., Zhurovski A.
ANALYTICAL VERIFICATION OF RESULTS FROM FORCE VIBRATION TESTS BY ENHANCED FREQUENCY DOMAIN DECOMPOSITION METHOD — 582

Хандрулева А., Шопов А., Ганев Р.
ИЗСЛЕДВАНЕ НА ВЛИЯНИЕТО НА КОРОЗИЯТА ВРЪХУ ДЕФОРМАЦИОННОТО И НАПРЕГНАТО СЪСТОЯНИЕ НА ФЕРМА
Handruleva A., Shopov A., Ganev R.
SURVEY OF THE INFLUENCE OF CORROSION ON DEFORMATION AND STRAIN SHAPE IN TRUSS STRUCTURES — 592

Христова Д.
СЪВРЕМЕННИ ПРОСТРАНСТВА ЗА КУЛТУРА
Hristova D.
MODERN SPACES FOR CULTURE
593

Христовски В., Дужич Б.
ИЗСЛЕДВАНЕ НА РАЗЛИЧНИ СИСТЕМИ ЗА ВЪЗСТАНОВЯВАНЕ НА СЪЩЕСТВУВАЩИ СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ – ИЗПИТВАНИЯ ТИП „SHAKING TABLE“ И АНАЛИЗИ
Hristovski V., Dujic B.
INVESTIGATION OF THE VARIOUS UPGRADE SYSTEMS ON EXISTING RC STRUCTURES – SHAKING TABLE TESTS AND ANALYSIS
594

Канева А., Паскалева И., Иванов Р., Иванчев И., Гороломов А.
ПОВЕДЕНИЕ НА ВИК ТРЪБОПРОВОДИТЕ В ПЕРНИК ПРИ ЗЕМЕТРЕСЕНИЕТО 22 МАЙ 2012
Kaneva A., Paskaleva I., Ivanov R., Ivanchev I., Gorolomov A.
BEHAVIOR OF THE WATER PIPELINES IN PERNIK DURING THE MAY, 2012 EARTHQUAKE
595

Ковачева Д.
ОПАЗВАНЕ И УСТОЙЧИВО РАЗВИТИЕ НА КУЛТУРНОТО НАСЛЕДСТВО В СЪВРЕМЕННИЯ ИСТОРИЧЕСКИ ГРАД
Kovacheva D.
CONSERVATION AND SUSTAINABLE DEVELOPMENT OF CULTURAL HERITAGE IN THE CONTEMPORARY HISTORICAL TOWN
605

Куртович-Фолич Н., Жвалиевич-Луксор Н.
ОВТОРНО ОЦЕНЯВАНЕ НА КУЛТУРНОТО НАСЛЕДСТВО СЛЕД ЗНАЧИТЕЛНИ ВМЕШАТЕЛСТВА С НОВИ МАТЕРИАЛИ И ТЕХНОЛОГИИ
Kurtović-Folić N., Živaljević-Luxor N.
RE-EVALUATION OF BUILT HERITAGE AFTER MAJOR INTERVENTIONS WITH NEW MATERIALS AND TECHNOLOGIES
613

Лиолиос А., Макариос Т., Лиолиос К., Георгиев К., Георгиев И.
ВЕРОЯТНОСТЕН СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ ЧРЕЗ МОНТЕ КАРЛО СИМУЛАЦИИ НА МОСТОВЕ НА МАГИСТРАЛА „ЕГНАТИЯ“ В СЕВЕРНА ГЪРЦИЯ
Liolios A., Makarios T., Liolios K., Georgiev K., Georgiev I.
PROBABILISTIC SEISMIC ANALYSIS BY MONTE CARLO SIMULATION FOR EGNATIA HIGHWAY BRIDGES IN NORTHERN GREECE
614

Махмуд Е., Абдулахад Е., Бонев З.
ВЛИЯНИЕ НА ПЪЛНЕЖНАТА ЗИДАРИЯ ВЪРХУ СЕИЗМИЧНОТО ПОВЕДЕНИЕТО НА СТОМАНОБЕТОННИ РАМКОВИ КОНСТРУКЦИИ
Mahmud E., Abdulahad E., Bonev Z.
INFLUENCE OF MASONRY INFILL ON THE SEISMIC BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES
622

Махмуд Е., Абдулахад Е.
ЕФЕКТИВНА КОРАВИНА НА СТОМАНОБЕТОННИ ЕЛЕМЕНТИ ПРИ СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ
Mahmud E., Abdulahad E.
EFFECTIVE STIFFNESS OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS IN A SEISMIC ANALYSIS
633

Манчева-Велкова Б.
ПРЕДПРИЯТИЯ ЗА СЪХРАНЕНИЕ И ПРЕРАБОТКА НА ЗЪРНО ЗА ФУРАЖ
Mancheva-Velkova B.
ENTERPRISES FOR THE STORAGE AND PROCESSING OF GRAIN FOR FEED
644

Манчева-Велкова Б.
КОМПОЗИЦИОННИ И ФУНКЦИОНАЛНИ РЕШЕНИЯ НА ПРЕДПРИЯТИЯ ЗА ШОКОЛАДОВИ ИЗДЕЛИЯ, ПРИНЦИПИ НА ПРОЕКТИРАНЕ
Mancheva-Velkova B.
COMPOSITIONAL AND FUNCTIONAL SOLUTIONS OF CHOCOLATE FACTORIES, PRINCIPLES OF DESIGN — 654

Манчева-Велкова Б., Цветков С.
СЪВРЕМЕННИ ФАРМАЦЕВТИЧНИ ПРЕДПРИЯТИЯ
Mancheva-Velkova B., Tsvetkov S.
MODERN PHARMACEUTICAL ENTERPRISES — 664

Манчева-Велкова Б., Цветков С.
ПРОЕКТИРАНЕ НА ПЛОДОХРАНИЛИЩА
Mancheva-Velkova B., Tsvetkov S.
DESIGN OF FRUIT STORAGE FACILITIES — 675

Мазников А.
ПОКРИВНОТО ОСТЪКЛЯВАНЕ ПРИ УСТОЙЧИВОТО РАЗВИТИЕ НА ПРОМИШЛЕНИТЕ СГРАДИ
Maznikov A.
SUSTAINABLE DESIGN OF SKYLIGHTS FOR INDUSTRIAL BUILDINGDS — 688

Митев М.
ВИЗУАЛЕН КОНТАКТ С МОРСКИЯ ПЕИЗАЖ. ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА (НА ПРИМЕРА НА РЕАЛИЗАЦИИ ОТ ЧУЖДЕСТРАННИЯ ОПИТ)
Mitev M.
VISUAL CONTACT WITH THE MARINE LANDSCAPE. THEORY AND PRACTICE (ON THE EXAMPLE OF FOREIGN EXPERIENCE) — 700

Нечевска-Цветановска Г., Апостолска Р., Бояджиев Й.
ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА ТРИЕТАЖНА СТОМАНОБЕТОННА СГРАДА С ПЪЛНЕЖНА ЗИДАРИЯ ОТ КУХИ И ПЛЪТНИ ГЛИНЕНИ БЛОКОВЕ
Necevska-Cvetanovska G., Apostolska R., Bojadjiev J.
EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF THREE-STOREY RC BUILDING WITH HOLLOW AND SOLID MASONRY INFILL — 710

Райновска Р.
РАЗВИТИЕ В ТИПОЛОГИЧНАТА СТРУКТУРА НА МУЗЕЙНИТЕ СГРАДИ
Raynovska R.
DEVELOPMENT IN THE TYPOLOGICAL STRUCTURE OF MUSEUM BUILDINGS — 716

Ристик Й., Ристич Д., Голубович Н., Митич Л., Миленович Д.
СЕИЗМОУСТОЙЧИВА СГЛОБЯЕМА СИСТЕМА ОТ ИНДУСТРИАЛНИ ЗАЛИ, РАЗРАБОТЕНА ВЪЗ ОСНОВА НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ТЕСТОВЕ
Ristik J., Ristic D., Golubovic N., Mitic L., Milenovic D.
SEISMO-RESISTANT PREFABRICATED SYSTEM OF INDUSTRIAL HALLS DEVELOPED BASED ON EXPERIMENTAL TESTS — 717

Сариев М.
РАЗВИТИЕ НА ФУНКЦИОНАЛНО - ПЛАНОВАТА СТРУКТУРА НА УЛИЧНАТА МРЕЖА ВЪВ ВИСОКОПЛАНИНСКИТЕ РАЙОНИ НА РОДОПИТЕ
Sariev M.
DEVELOPMENT OF THE FUNCTIONAL STRUCTURE OF THE STREET NETWORK IN THE HIGH-MOUNTAIN AREAS OF THE RHODOPE MOUNTAINS — 730

Стефанов Д., Васева Е.
МЕТОДИКА ЗА ОЦЕНКА НА СЕИЗМИЧНИЯ РИСК ЗА СГРАДИ. 740
Stefanov D., Vaseva E.
METHODOLOGY FOR SEISMIC RISK EVALUATION FOR BUILDINGS

Стоилов Г., Пашкулева Д., Кавърджиков В.
МОНИТОРИНГ НА СТРОИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ
ЧРЕЗ ЦИФРОВ КОРЕЛАЦИОНЕН АНАЛИЗ НА ИЗОБРАЖЕНИЯ. 749
Stoilov G., Pashkouleva D., Kavardzhikov V.
A STRAIN SENSITIVE PATTERN FOR STRUCTURAL
HEALTH MONITORING OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES

Топчиев Х.
РАЗВИТИЕ НА ДИГИТАЛНОТО ПРОИЗВОДСТВО В АРХИТЕКТУРНИЯ ДИЗАЙН
ОТ КРАЯ НА 20 И НАЧАЛОТО НА 21 ВЕК 755
Topchiev H.
THE EVOLUTION OF DIGITAL FABRICATION IN ARCHITECTURAL DESIGN
AT THE END OF 20th AND THE BEGINNING OF 21st CENTURY

Власарев Д.
ФУНКЦИОНАЛНО-ЕСТЕТИЧЕСКАТА РОЛЯ НА ЗЕЛЕНАТА СИСТЕМА
В ПРОИЗВОДСТВЕНИТЕ ТЕРИТОРИИ 768
Vlasarev D.
FUNCTIONAL-AESTHETIC ROLE OF THE GREEN SYSTEM IN MANUFACTORING AREAS

Власарев Д.
КОМПОЗИЦИОННИ УСТРОЙСТВЕНИ ПРИНЦИПИ ПРИ ПЛАНИРАНЕТО
НА ПРОИЗВОДСТВЕНИЯ МИКРОРАЙОН 781
Vlasarev D.
COMPOSITIONAL PLANNING PRINCIPLES IN THE PLANNING OF THE PRODUCTION MICRO-REGION

СЕКЦИЯ 4: СТУДЕНТСКА
SECTION 4: STUDENT‘S

Христев Л., Тодоров Д., Спасов К.
ДОПУСТИМИ ОТКЛОНЕНИЯ ПРИ ИЗПЪЛНЕНИЕТО НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ 792
Hrischev L., Todorov D., Spasov K.
GEOMETRIC TOLERANCES IN EXECUTION OF CONCRETE STRUCTURES

Неделчева П., Михалева Д.
ДЪРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ В НЕБЕСАТА 802
Nedelcheva P., Mihaleva D.
TIMBER CONSTRUCTIONS IN THE SKY

Трайкова Марг., Богданова Е.
ТЕХНОЛОГИЧНИ РЕШЕНИЯ ПРИ ИЗПОЛЗВАНЕ НА СКЕЛЕТА ОТ БАМБУК В ИНДИЯ 813
Traikova Marg., Bogdanova E.
TECHNOLOGICAL SOLUTIONS USING BAMBOO SCAFFOLDING IN INDIA

Цветков С., Димитров Дес.
ПРОЕКТИРАНЕ НА СТОМАНЕНИ ДЪГОВИДНИ ПОКРИВИ 814
Tsvetkov S., Dimitrov Des.
DESIGN OF STEEL ARCHED ROOFS

Цветков С., Рафаилов Р.
ПРОЕКТИРАНЕ НА ВИСОКА СТОМАНОБЕТОННА СГРАДА – ПРОБЛЕМИ И РЕШЕНИЯ 815
Tsvetkov S., Rafailov R.
DESIGN OF A HIGH R.C. BUILDING – PROBLEMS AND SOLUTIONS

Вълкова Я.
ПРОЕКТИРАНЕ НА ВОДОСНАБДИТЕЛНА И КАНАЛИЗАЦИОННА СИСТЕМА НА ХОТЕЛСКИ КОМПЛЕКС 816
Valkova Y.
DESIGN OF WATER SUPPLY AND SEWERAGE SYSTEM IN HOTEL COMPLEX

ИНДЕКС НА АВТОРИТЕ / AUTHORS‘ INDEX 817

ГЛАВНИ ОРГАНИЗАТОРИ / MOST ACTIVE ORGANIZERS 819

ИЗВЕСТНИ УЧАСТНИЦИ / WELL KNOWN PARTICIPANTS 822

ПОЛИТИКИ И УСТОЙЧИВОСТ НА ДОБИВА НА ГРАУВАКИ ОТ КАРИЕРИ В СЕВЕРНА ИРЛАНДИЯ

Робърт Иди[1], Ричард Малкълмсън

POLICIES AND SUSTAINABILITY IN GREYWACKE QUARRIES IN NORTHERN IRELAND

Robert Eadie[1], Richard Malcolmson

Abstract:
Northern Ireland has a substantial resource of High Polished Stone Value PSV aggregate. Exports take place to the rest of the UK and Europe. QPANI (2010) identified 183 Quarries and Sand pits within its boundaries. Fifteen of these supply greywacke. The Geological Survey of Northern Ireland (GSNI) consider the total turnover from the quarrying industry to be around £630 million per year: approximately 3% of Gross Domestic Product (GDP) (Belfast City Council, 2017). With substantial demand and a finite resource, the sustainability of greywacke demand strategies for Northern Ireland is examined. With the formation of Local Development Plans (LDP) by the council areas, this research informs on the supply and demand of Greywacke. The current LDP drafts are based mainly on environmental considerations rather than statistical information. The paper identifies that the quarries believe BREXIT will not have a detrimental effect on their trade internally but will have a negative effect on their trade with the rest of Europe. The Geological map of Northern Ireland determines the location of quarries but efficiency of vehicles can be shown to provide a 16.9% reduction in pollution through purchase of more efficient vehicles. This can be achieved through a combined single source policy document as the majority of the quarries shortly will either replace their vehicles or invest in additional ones. In relation to greywacke, reserves are robust in County Down but need examined for Mineral Extraction plans in other counties.

Keywords:
Government Procurement, Civil Engineering Procurement, Sustainability, Aggregates.

1. INTRODUCTION

Northern Ireland Land Matters Taskforce (NILMT) (2015) states that Northern Ireland (NI) is one of the *most varied and complex areas of geology in the world* resulting in a *diverse mineral heritage*. Northern Ireland has an area of around 14 000 km^2 containing three major terranes (Anderson *et al.,* 2004). The first is the Dalradian Supergroup containing the Tyrone Igneous Area and some Ordovican and Silurian sedimentary rocks (Cooper *et. al.,* 2011;Cooper

[1] Robert Eadie, Dr., BEng, (Hons) MSc (DIS) PhD, School of the Built Environment, Ulster University, Jordanstown Campus, Newtownabbey, Northern Ireland; *e-mail*: r.eadie@ulster.ac.uk.

and Johnston, 2004a). The second is in the Northeast where the Antrim Plateau is composed of Palaeogene basaltic lava with underlying Carboniferous, Permian, Triassic, Jurassic, and Cretaceous rocks (Mitchell, 2004). The final one is the Southern Uplands-Down-Longford terrane and is the one that is of interest to this study. It is formed from Ordovician and Silurian rocks (Anderson, 2004) but includes the Lower Devonian Newry Igneous Complex (Cooper and Johnston, 2004b) and Palaeogene Slieve Gullion and Mournes complexes (Cooper and Johnston, 2004c) with the greywacke (a form of sandstone) shown in Figure 1.

A Geological map of Northern Ireland (QPANI, 2010) indicates the mineral deposits are not evenly distributed across NI (Figure 1). As a result, demand often occurs at locations a distance from the quarry. QPANI (2010) identified 183 Quarries and Sand pits within NI. However, according to QPANI (2010) only sixteen of these supply Greywacke. However, one of these no longer produces aggregates. This study examined Greywacke use as it has the lowest number of quarries for any individual mineral excavated within NI. In addition, the research was limited to greywacke because of its high Polished Stone value (PSV) and therefore its use in road surfaces. Demand for greywacke from Northern Ireland is high in the UK, Europe and further, and includes the A15 extension, which connects to the Port of Rotterdam and is Europe's busiest motorway (McKeown, 2017). As a result, it is a scarce resource as there are few quarries to produce the adequate tonnage of the mineral to meet the demand in NI, the Republic of Ireland, Europe and the UK. Due to the geology, the main source of greywacke comes from County Down with eleven quarries, followed by County Armagh with two and then County Antrim and County Tyrone with one each (QPANI, 2010).

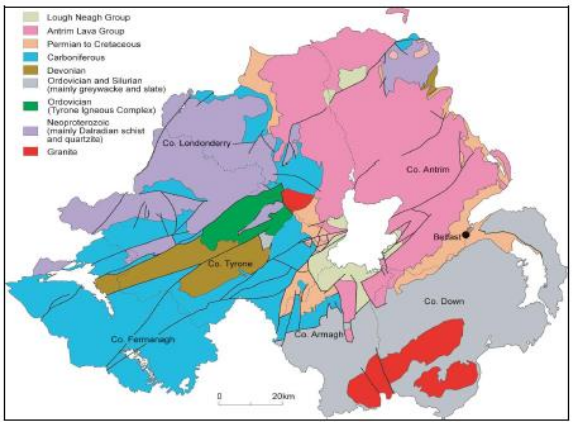


Figure 1 Mineral Deposits and quarry locations across Northern Ireland (QPANI,2010).

While the geographical locations of the current quarries are known, information on the flow of minerals in NI is not, therefore, it is difficult to accurately determine a planning policy for the Quarry industry. Currently each new planning application for a quarry does not have specific planning advice but is considered on a case-by-case basis in relation to constraints on the amount of excavation against environmental and local habitat damage. Furthermore, as a result this research needs to look at current capacities.

1.1. Brexit, Capacity and Transport

Production output of aggregates from NI were last measured prior to the economic crisis in 2008 (QPANI, 2010). QPANI (2010) showed that between Since then the recession had a major impact on the quarry sector starting in 2007, with a drop in personnel from over 5000 to 3750 in 2010. There is concern in NI that BREXIT will mean a smaller amount of major capital projects in NI and thus lower demand for aggregates (NICG, 2016). Dhingra *et.al.* (2016) states that

leaving the EU, "*would lower trade between the UK and the EU because of higher tariff and non-tariff barriers to trade*". Rafal *et.al.* (2016) further state, "*Real exports would initially drop by 8% if the UK were to lose its preferential access to the EU market*". There are concerns on the impact on the aggregates sector should BREXIT have the same effect on greywacke exports. This may be mitigated though its highly regarded PSV values. This paper seeks to examine perceptions of quarry staff of the impact of BREXIT as this has not previously been examined.

Capacity through lower demand due to BREXIT and the economic downturn is a concern in Ireland. Lower levels of construction within Northern Ireland have weakened demand. Accordingly, as previously mentioned quarries have reduced their workforce to remain lean. However, QPANI (2015) have raised anecdotal concerns from within the industry that lower demand has weakened the construction industry to the extent that if demand increased for aggregates, quarries would not be able to meet the increase in demand or have the adequate reserves in place. This piece of research is therefore important in planning and safeguarding future sites so there are adequate reserves of greywacke if the demand rises.

Transport considerations also need to be taken into consideration as the mineral sector has a high impact on congestion of roads and therefore the environment. Hill *et.al.* (2014) further identify high-energy use and carbon footprint as a by-product of the aggregates industry. Zuoa *et.al.* (2013) identify mitigation measures in order to increase sustainability and lower CO2 emissions from quarries in England and Wales.

1. Move the Quarry closer to the demand. This firstly requires a new source and planning approval to mine aggregates. Existing quarries cannot be moved and it can be seen from Figure 1 that the geology does not support this.
2. Deliver by train. The rail network in NI contains only 210KM of track and would need large financial investment to provide the suggested service.
3. Improve the vehicles so they are more environmentally friendly and efficient. This is really the only viable option in NI.

Quarry rolling stock within NI has not been previously examined in depth. For each quarry in NI the haulage miles covered will vary in order to deliver the aggregate to where the demand arises. The average distances travelled per year will be examined within this paper.

1.2. Policies and Documents

With the need to reduce CO2, Mineral planning policies need to be put into place to engender a sustainable quarry sector in Europe and Northern Ireland. While the Geological Survey of Northern Ireland (GSNI) provides information through maps, boreholes and site investigation reports, it does not provide information on the supply and demand of minerals or predict the future demand of minerals in NI. This has been identified as a knowledge gap by NIMLT (2015) who state, "*it is essential that they assess the supply and demand requirements for aggregates not only within their own council area, but also that of other council areas*". Furthermore McCabe *et. al.* (2008) indicates that the policies used for the preparation of policy such as the SEA Directive, the Planning Strategy for Rural Northern Ireland (PSRNI) and the Regional Development Strategy NI 2025 used information that did not show the demand for aggregates and relied upon information that was "*inadequately researched*" by using for example average excavation tonnage figures from the nineties.

Comparing the policies used by NI to England and Wales where policies are updated and consider issues such as production, movement and consumption (Ike and Van Der Molen, 2005), the planning policies and processes in NI need to be updated. Production, supply, demand, and the capacities and reserves of the quarries need to be examined in order to determine future requirements. Nickless *et.al.* (2014) indicate that NI is not the only place where this is the case, showing that "*Many (most) jurisdictions lack a policy framework which requires consistent*

mineral resource reporting standards". To put this into place will result in the Quarry Industry future proofing and therefore safeguarding sites where mineral access is available. To do this however, NIMLT (2015) show that future demand needs to be analysed and predicted so future reserves are adequate. QPANI (2010) shows that Policy 19 on mineral supply and demand is to be created in the future and this will cover all factors affecting the Quarry industry.

1.3. Reserves, Mineral Mapping and Greywacke Supply and Demand

In terms of minerals, Scholz *et.al* (2013) define reserves as, "*the total resources that can be economically extracted with available technology and energy under environmentally and socio-economically acceptable conditions*". They split the overall amount of a mineral into three categories: (i) reserves, (ii) resources, and (iii) geopotential, with the reserves being a subset of the other two. Resources are minerals that are currently uneconomic to extract and geopotential are resources and reserves of the future unknown at present. This paper examines expansion of the quarry sector, but is only concerned with the reserve element of mineral extraction.

As population increases within NI and as a result demand for minerals increase, it is important that new mineral reserves are discovered. Mineral mapping can help discover and safeguard sites for future excavation (NIMLT, 2015). As far back as McKelvey (1972), it was suggested that even if only provisional estimates are made this will help to aid policy decisions in relation to reserves and where there is the need to reserve certain sites for future excavation. McKelvey (1972) further suggested that when carrying out the mineral mapping, groups of resources by size, grade, accessibility of workable deposits and costs of mineral should be used to determine the best sites to safeguard. As this paper examines High PSV Greywacke quarries only, hence these are previously determined, it is only seeking to determine reserves and ability to expand at each of the quarry locations.

QPANI (2010) reported that despite the recession that demand for Greywacke was constant until the recession. Highley *et. al.* (2013) showed that Greywacke has high PSV values and the demand of such minerals for the use on roads in the UK and Europe is substantial. QPANI (2010) stated that "*approximately 600,000 tonnes of High PSV Gritstone is exported annually*". This needs to be examined more fully and incorporated into the overall needs assessment for the material. The Environmental Protection Agency (2006) used three scenarios to predict the future demand of aggregates in the Republic of Ireland by using the previous demand each year and correlating it to construction output as a percentage of the GDP. Aggregates were subdivided into two types: Primary and Secondary aggregates. Primary aggregates are directly extracted from the ground whereas secondary ones are recycled. Any assessment of future needs has to examine the percentage of each type of aggregate. This paper seeks to fill the knowledge gap in relation to aggregate supply in NI Quarries for Greywacke and relate this to the policies.

2. RESEARCH METHOD

QPANI (2010) list 16 greywacke quarries in Northern Ireland. All of the greywacke quarries were contacted as part of this research. Twelve out of the sixteen responded with nine fully completing the questionnaire (75% total response, 56.25% complete response rate). One of the incomplete responses was from a quarry designated as producing greywacke but stated it no longer produces the material and responded it had no reserve capacity of greywacke. Taking this into account the figures for response rate rise to 80% total and 60% respectively and analysis was on the 15 working quarries. Two of these quarries considered capacity was commercially sensitive information and did not complete that section of the questionnaire. Five others opted out of the study as they did not want to place information in the public domain. It should be noted that the major exporter of aggregates to Europe from Northern Ireland did not complete the survey. The findings show those who completed the survey do not export to Europe apart from

the Republic of Ireland. Rubin and Babbie (2009) state a minimum response rate of 50%. With 9 out of 16 complete responses received and 3 partially complete, this met the minimum response rate for validity. Limesurvey™, an on-line PHP and MYSQL package was used to disseminate the survey. The software allows the received surveys to be analysed.

3. FINDINGS

3.1 Findings on BREXIT

Responses were received for 12 of the 15 working quarries for these questions. The results are presented in Table 1. The results in Table 1 indicate that the majority of quarries consider that there will be a negative impact on trade with Europe including the Republic of Ireland (ROi) (66%). This confirms the negative impact predicted by models such as OECD's METRO model (Rafal *et.al.*, 2016) and the E model (Swati *et.al.*, 2016) which both predicted that BREXIT would have a negative effect on trade with Europe. However, most (77%) predicted little change and some even predicted an increase in demand within the internal market (8.33%). One quarry stated that was because "*As BREXIT is established demand for aggregates in South East England may rise as imports from Europe may fall. However capacity and efficiency to market will be crucial if Northern Ireland is to fill the market gap*". This could benefit NI quarries in partially filling the predicted gap in the future as exports to Europe are predicted to fall.

Table 1 Impact of BREXIT on the Quarrying Industry

Impact of BREXIT	Northern Ireland			England, Scotland, Wales			Rest of Europe (Including ROI)		
	No	%	+/-	No	%	+/-	No	%	+/- %
1= Large Negative Effect	0	0.00	16.67	0	0.00	16.67	2	16.67	66.67
2 = Small Negative Effect	5	16.67		2	16.67		6	50.00	
3 = No change	6	75.00	75	9	75.00	75	4	33.33	33
4 = Small Positive Effect	1	8.33		1	8.33		0	0.00	
5 = Large Positive Effect	0	0.00	8.33	0	0.00	8.33	0	0.00	0.00

Statistics provided on output in the past 5 years to these regions are provided in Table 2. What these statistics show is that the amount of gritstone sent to England, Scotland and Wales over doubles that sent to the Republic of Ireland (ROI). Therefore, the two regions where most (75%) consider that there is no change are the regions where most of the aggregate is being used in. The values in this response were received from 9 quarries and then factored up to provide a figure for all 15 quarries in Northern Ireland.

Table 2 Northern Ireland Quarry Markets

	Northern Ireland	England, Scotland, Wales	Rest of Europe (Including ROI)
Amount in Tonnes (Ave per year last 5 Years)	1293785.8	208236.2	93479.6
Factored for 15 Quarries	2156309.7	347060.3	155799.3
Total (Ave per year last 5 years)	2659169.3		

The possibility of an increase in the England Scotland and Wales market even by a small amount may therefore negate the negative impacts of cross border trade. The impact of BREXIT on the aggregates industry therefore may not be as dramatic as in other industries. However, as

the QPANI (2010) identified a 2008 value of 2,696,712 tonnes per year taking into account the economic downturn. The figures in Table 2 show that this value has remained constant since at the slightly lower value of 2,659,169.3 tonnes per year. These values confirm the QPANI (2015) statement that output has remained static since the downturn. They further confirm the QPANI (2015) and NICG (2016) concerns that owing to the reduction in staff at the quarries that should the demand increase, there will be issues with meeting it.

3.2 Findings on Capacity

Table 3 indicates the capacities and life expectancy for quarries in Northern Ireland. This indicates that County Down and County Armagh have enough reserves of Greywacke for many years. However, due to the geographical constraints in Northern Ireland the other counties are not as well off. Care needs to be taken in the Antrim Lava area shown on Figure 1 as supplies will need to be supplemented from other regions in the near future.

Table 3 Future Capacity in Northern Ireland Quarries

Quarry	Life expectancy	Amount of Greywacke in Tonnes
1	10-20 years	3000000
2	More than 20 years	500000
3	More than 20 years	20000000
4	More than 20 years	20000000
5		4000000
6	10-20 years	4100000
7	2-5 years	1500000

3.3 Findings on Transport Issues

Transport issues and fleet usage were examined during the study in order to see if the aggregates industry could minimise its CO2 emissions. Figure 2 indicates that no vehicles travel more in the Urban environment than the Rural and 41% of vehicles have an even split between Rural and Urban environments. Figure 2 results showed that the majority of the time the remaining 59% were travelling the majority of their time on rural networks: Rural 60% Urban 40% (17%), Rural 80% Urban 20% (25%) and Rural 90% Urban 10% (17%). This is determined by location and demand needs. However, on examination of fuel efficiency the impact is seen.

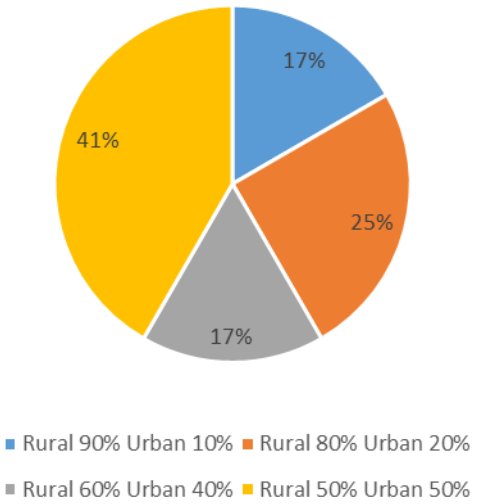


Figure 2 Split between Rural and Urban Travel

Vehicle efficiency is important when considering the environment. The findings show that Miles per Gallon (MPG) can substantially vary depending on the type of vehicle used. The lowest MPG was 6 and the highest was 10. Thus, Table 4 indicates that newer vehicles can achieve 40% more miles per gallon than older ones. It is important to recognise the effect this has on the environment. Table 4 indicates that the quarries using the most polluting vehicles can reduce pollution by as much as 16.9% when taken as a percentage of the miles travelled per year. Comparing like with like, there was 3 tonnes more CO2 produced from a vehicle with a MPG of 6 compared to a vehicle that had a MPG of 7. This shows the importance of upgrading vehicles to more efficient ones as it has a significant impact on the environment. This supports the findings of Zuoa *et.al.* (2013), who examined the effect of lowering emissions through the efficiency of the vehicles.

The survey did show that some quarries were covering up to 140 miles per trip on the island of Ireland while others were only delivering within 15 miles with a 30 mile round trip. This shows the different locations of demand. The more quarries in a certain area the further they appear to deliver. This may be due to competition and saturation nearer the location. Geological constraints impact on quarry locations but the effect of transport should be taken into account in the planning process. The Planning Strategy for Rural Northern Ireland (PSRNI) does have policies that deal with transportation but it does not take into consideration the effects of mileage and the importance of updating vehicles to make them more environmentally friendly.

Table 4 CO2 produced per year (tonnes) per quarry calculated through average mileage & MPG

Survey ID	Miles	MPG	CO_2 Tonnes / year	CO_2 Tonnes / quarry / mile	% above lowest
10	50	7	18.12748	0.363	+10.9
13	200	9	56.39661	0.282	+2.8
2	50	6	21.14873	0.423	+16.9
25	100	6	42.29745	0.423	+16.9
20	50	7	18.12748	0.363	+10.9
28	50	6.4	19.82693	0.396	+14.2
14	75	10	19.03385	0.254	0
22	200	7	72.50992	0.362	+10.8

Additionally all quarries stated they were not aware of Government planning Documents which deal with the effect of Lorries on the environment. Information about regulation and content of these documents needs to be made more accessible for quarries so that they can stay up-to-date with information and receive reminders of the importance of and changes to the planning documents in relation to the environment. The time to disseminate this information and put into place regulation is now as 66% of quarries intend to renew their current fleet of lorries, and 44% intend to expand their fleet. So in order to maximise the impact on CO2 regulation as to the type of vehicle they are buying new or replacing existing stock with should be adopted. Comments from the quarries prove that when purchasing a new vehicle MPG is the most important factor. Therefore it is important to support this with regulation. This indicates that quarries consider fuel efficiency very important and this will help lower the effects on the environment.

3.4 Findings on Planning Policy and supply

Recycling is an important part of being sustainable and in calculating the overall capacity of aggregate production. Only four quarries of the twelve quarries who responded stated that they practiced recycling. There needs to be an increase in recycling as the future reserves of

aggregate will become exhausted, and the access to these resources will become more difficult as construction of roads and housing continues to increase.

Plans for extension of existing quarries were then examined. Five out of the twelve quarries responded. Four of the quarries who responded (80%) stipulated that planning was a major concern in relation to expansion. Issues raised in relation to planning included "*planning cost associated with overburden removal*" and "*Ribbon Development*". There is one quarry that will close in the next 5 years so planning needs to examine if another needs to be opened to meet the demand.

Only three quarries responded in relation to identifying planning documents in realtion to mineral policies. While current polices in relation to *restoration of sites* and to *deal with noise, dust and pollution* were identified the background planning policies were not. One quarry also identified the need for a mineral policy for the aggregates sector. It would be good if the planning documents in relation to this could collate all the information on mineral extraction and planning into a single location in order to increase access to the required information. This would support the quarry sector allowing it to become more efficient and sustainable as well as environmentally friendly.

4. CONCLUSIONS

This study examined the quarry industry in Northern Ireland from four perspectives: BREXIT, capacity, transport and planning. Responses were received from 12 of the 15 working greywacke quarries in the province.

The findings indicate that as the majority of greywacke excavated is for the home and remainder of the UK market that BREXIT may even increase the requirements internally due to a restriction of imports. However, this is balanced by an expected drop in exports to the Republic of Ireland on the negative side. The production output of greywacke has remained static since the economic crisis in 2007. With this in mind, current demand indicates County Down has sufficient reserves for over 20 years. However, other areas of NI require materials transport, as County Antrim does not have much by way of reserves due to its geology. Planning policies need to take into consideration the geological locations of greywacke and plan accordingly.

The time to produce a standard for vehicle efficiency for quarries has arrived to support those quarries in reinvestment in vehicles. Some of the newer vehicles are achieving 40% more miles per gallon than the older ones and the findings show that this could lead to a 16.9% reduction in pollution. Currently, 66% of quarries intend to renew their current fleet of lorries and 44% intend to expand their fleet so if they could be encouraged to choose on the basis of increased MPG through legislation or guidance this could be an easy win for the environment.

Finally, the findings show that not all quarries are aware of the policy around their work and extra visibility could be attained if all the planning and mineral extraction documentation relating to procedures, planning and use could be collated into a single source document. Further work needs to be carried out to determine the full contents of this but it would support the industry in becoming more efficient and sustainable as well as environmentally friendly.

4. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank Gordon Best of the Quarry Products Association Northern Ireland and those who completed the survey for their assistance and support.

REFERENCES

[1] Anderson T., (2004) Southern Uplands-Down-Longford Terrane. The Geology of Northern Ireland - Our Natural Foundation. 2nd Edition. Mitchell, W. (ed.). Geological Survey of Northern Ireland, Belfast. pp. 41-60.
[2] Anderson T., Johnston, T., and Mitchell, W. (2004) Basement structure and the terrane model. The Geology of Northern Ireland - Our Natural Foundation. 2nd Edition. Mitchell, W. (ed.). Geological Survey of Northern Ireland, Belfast. pp.1-8.
[3] Belfast City Council (2017), Local Development Plan 2010-2035, Available at http://www.belfastcity.gov.uk/nmsruntime/saveasdialog.aspx?lID=20503&sID=18628 (Accessed 26/03/18)
[4] Cooper M., Crowley, Q., Hollis, S., Noble, S., Roberts, S., Chew, D., Earls, G., Herrington, R. and Merriman, R. (2011). Age constraints and geochemistry of the Ordovician Tyrone Igneous Complex, Northern Ireland: implications for the Grampian orogeny. Journal of the Geological Society, London, 168, pp. 837-850.
[5] Cooper M., and Johnston, T.P. (2004a) Chapter 2, Central Highlands (Grampian) Terrane - Metamorphic Basement. In: The Geology of Northern Ireland - Our Natural Foundation. Mitchell, W. (Ed.). (2nd Edition), Geological Survey of Northern Ireland, Belfast. pp. 9-24.
[6] Cooper M. and Johnston, T. (2004b) Chapter 15, Palaeogene Intrusive Igneous Rocks. In: The Geology of Northern Ireland – Our Natural Foundation. Mitchell, W. (Ed.). (Second Edition), Geological Survey of Northern Ireland, Belfast. pp.179-198.
[7] Cooper M. and Johnston, T. (2004c) Chapter 5, Late Palaeozoic Intrusives. In: The Geology of Northern Ireland – Our Natural Foundation. Mitchell, W. (Ed.). (Second Edition), Geological Survey of Northern Ireland, Belfast. pp. 61-68
[8] Dhingra S., Ottaviano, G., Sampson, T. and Van Reenen, J. (2016) The consequences of Brexit for UK trade and living standards. CEP BREXIT Analysis No.2, CEPBREXIT02. London School of Economics and Political Science, CEP, London, UK.
[9] Highley D., Harrison, D., Cameron, D. and Lusty, P. and Cowley, J. (2013) Construction aggregates, British Geological Survey: Department for Communities and Local Government.
[10] Hill R., and Bowen, P. (2010) 'Sustainable construction: principles and a framework for attainment', Construction Management and Economics, 15(3), pp. 223-239.
[11] Ike P. and Van Der Molen, S. (2005), Minerals Planning Policies and Supply Practices in Great Britain. RUG - Faculty of Spatial Sciences, Groningen.
[12] McCabe M., Beggs, A., and McShane, D. (2008) Public Examination into Objections to the Draft Banbridge / Newry and Mourne Area Plan 2015, Planning Appeals Commission: The Planning (Northern Ireland) Order 1991. Available at https://www.planningni.gov.uk/downloads/combined_bnm_report.pdf (Accessed 26/03/18)
[13] McKelvey V. (1972) Mineral Resource Estimates and Public Policy: Better methods for estimating the magnitude of potential mineral resources are needed to provide the knowledge that should guide the design of many key public policies, American Scientist, 60 (1) (January-February 1972), pp. 32-40
[14] McKeown G. (2017), Co Down stone paving Europe's busiest roads, Available at http://www.irishnews.com/business/2017/05/15/news/co-down-stone-paving-europe-s-busiest-roads-1024824/ (Accessed 26/03/18)
[15] Nickless E., Bloodworth, A., Meinert, L., Giurco, D., Mohr, S., Littleboy, A. (2014) Resourcing Future Generations, Mineral Resources and Future Supply, 1(1), pp. 1-44.
[16] Northern Ireland Construction Group (2016) Implications for the construction industry in Northern Ireland of the UK’s decision to leave the EU and next steps, Available at: https://www.ice.org.uk/ICEDevelopmentWebPortal/media/Documents/News/ICE%20News/NI-Construction-Group-Brexit-Paper.pdf (Accessed: 26/03/18).

[17] Northern Ireland Land Matters Taskforce (NILMT) (2015), Towards a Land Strategy for Northern Ireland, Available at https://www.nienvironmentlink.org/cmsfiles/Towards-a-Land-Strategy-for-NI_2015-Main-Report.pdf (Accessed 27/03/18)
[18] Environmental Protection Agency (2006) Environmental Management in the Extractive Industry, Ireland: Environmental Protection Agency. Available at https://www.epa.ie/pubs/advice/general/EPA_management_extractive_industry.pdf (Accessed 26/03/18)
[19] OECD (2016) 'The Economic Consequences of Brexit: A Taxing Decision', OECD Economic, pp. 1-35. Available at http://www.oecd.org/eco/the-economic-consequences-of-brexit-a-taxing-decision.htm (Accessed 27/03/18)
[20] Prentice J.(1990) Geology of Construction Materials, 1 edn., London: Chapman and Hall
[21] Quarry Products Association Northern Ireland (QPANI) (2015) Competitive Analysis of the Construction Materials Sector on the Island Of Ireland- an Update, 2nd Edition, Northern Ireland: Irida Constructing Limited.
[22] Quarry Products Association Northern Ireland (QPANI) (2010) OFT Market Study into the UK Aggregates Sector: A Northern Ireland perspective into the local aggregates sector, 1st Edition, Nutts Corner County Antrim: Quarry Products Association Northern Ireland.
[23] Rubin, A. and Babbie, E. (2009) Essential Research Methods for Social Work, USA:Cengage Learning.
[24] Scholz R., and Wellmer, F. (2013), Approaching a dynamic view on the availability of mineral resources: What we may learn from the case of phosphorus? Global Environmental Change, 23(1), pp. 11-27
[25] Zuoa C., Birkina, M., Clarke, G., McEvoy, F., and Bloodworth, A. (2013) 'Modelling the transportation of primary aggregates in England and Wales', Exploring initiatives to reduce CO2 Emissions, 34(1), pp. 112-224.

УСТОЙЧИВО СТРОИТЕЛСТВО – ИЗИСКВАНИЯ И ПРИНОС ЗА ОПАЗВАНЕ НА ОКОЛНАТА СРЕДА И ЗА УСТОЙЧИВОТО РАЗВИТИЕ

Ячко Иванов[1], Виолета Ангелиева[2]

SUSTAINABLE CONSTRUCTION - REQUIREMENTS AND CONTRIBUTION FOR THE PROTECTION OF NATURE AND FOR THE SUSTAINABLE DEVELOPMENT

Yatchko Ivanov[1], Violeta Angelieva[2]

Abstract:
The third technical epoch successively with the guarantee of the more complete come up of society needs has created many problems – drastic changes in the nature, not controlled use of natural resources, increases of and considerable climatic changes. On the basis of this the contribution of building industry on the environment and increase of CO_2 and greenhouse gases emission is analyzed. The paradigm of sustainable construction and requirements for this innovative approach in the branch are defined. Also are discussed the respond and settlements of EC to guarantee sustainable development of Europe and the transition to round economics, as well as appropriate actions of the Bulgarian authorities. Special attention is given to the barriers which appeared during the realization of the idea of sustainable construction and development.

Keywords:
Sustainable Construction, Requirement, Barrier, Sustainable Development.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Третата индустриална епоха с гарантирането на по-пълно задоволяване на нуждите на обществото създаде и редица проблеми – драстични нарушения на околната среда, неконтролирано използване на природните ресурси, увеличаване емисиите на парниковите газове и въглеродния диоксид, както и значителни климатични промени

Основите на устойчивото развитие се полагат през 80-те години на миналия век, като акцентът се поставя върху връзката между околната среда и оползотворяването на ресурсите, както и върху икономиката и общественото благосъстояние. ООН дефинира “устойчиво развитие” като “начин на развитие, който задоволява потребностите ни днес без да допуска компромис с потребностите на бъдещите поколения да задоволяват своите нужди” [1]. ООН също приема и редица стратегически документи [2, 3, 4], с които поставя

[1] Ячко Иванов, акад., дтн, БАН – НТССБ- ЕПУ, yadir_1@abv.bg;
Yatchko Ivanov, Prof., DSc, BAS – NTSSB – EPU, yadir_1@abv.bg.
[2] Виолета Ангелиева, инж., КСБ, vangelieva@ksb.bg;
Violeta Angelieva, Eng, KSB, <vangelieva@ksb.bg.

рамката на устойчивото развитие: Устойчивото развитие често се характеризира с три "P"(People, Planet and Profit): хора (социално-културните въпроси), планета (проблемите на околната среда) и печалба (икономическите въпроси). Към края на първото десетилетие на новия век се въвежда нов икономически модел, познат като “Зелена икономика”, в който се наблюдават различни процеси, свързани с устойчиво потребление и производство, “зелен растеж”, нисковъглеродна икономика и ефективност при потреблението на ресурсите. През този период започва да се развива и Концепцията за кръгова икономика, която е основополагащ елемент на Зелената икономика и е алтернативен икономически модел на традиционната линейна ‘’икономика. Въвеждането на принципите на кръговата икономика ще спомогне за за изпълнение на един от основните приоритети на ЕС, както и изпълнение задълженията на Европа за постигане на “Целите за устойчиво развитие” на ООН. Устойчивото развитие НЕ трябва да се разглежда като изключителна екологична ефективност или като "перфектно" инженерно решение, а като визия и избор на балансиран подход за работа.

Независимо дали става дума за строителство на жилищни сгради или за възстановяване на градските центрове (социално-икономически), за развитие на инфраструктура или за рекултивация на замърсени земи, за по-ефективно използване на енергия и вода (икономическо/екологично), за защита на природата (опазване на околната среда), за минимизиране на добива на ресурси (икономически/екологични), за предоставяне на обучение (социални) строителната индустрия е важен фактор за осигуряването на устойчиво развитие.

2. ЕВРОПЕЙСКИ ПОЛИТИКИ И ЗАКОНОДАТЕЛСТВО

Строителният сектор е най-големия работодател в Европа: представлява 9.9% от БВП и 51.4% от формирането на Брутния фиксиран капитал; с 14,9 милиона работници, представлява 6,4 % от общата заетост в Европа и почти 29,3 % от индустриалната заетост, създава 18 милиона директни работни места, 43,6 милиона работници зависят пряко или косвено от строителния сектор (един работник от строителната индустрия = двама бъдещи работници в други сектори), има 3,1 милиона предприятия, от които 95% са малки и средни предприятия с по-малко от 20 служители и 93 % малки предприятия с по-малко от 10 служители, действащи на местните пазари и в силно стандартизирана среда, 1 €, изразходвано за строителството, генерира пряко около 3 € в общата икономическа активност (основно местна). (Източник: FIEC, 2018 г.). Същевременно строителството е един от най-големите консуматори на ресурси в Европа. Ако проследим целия жизнен цикъл на сградите (от извлечените материали, производството на строителни продукти и управлението - в ЕС се използват: 1/2 от извлечените от природата материали; 1/2 извлечените от земята материали; 1/2 от консумацията на енергия; 1/3 консумираната вода и 1/3 от генерираните отпадъци [5]. Установено е също, че средният европейски гражданин генерира около 5 тона отпадъци, от които се рециклират само ограничен дял (39% за 2014 г. с общо количество отпадъци в ЕС от 2,6 милиарда тона). Голяма част от останалата част все още завършва в депа или в инсталациите за изгаряне на отпадъци. Именно поради това на строителната индустрия се разчита да предоставя решения за социални, климатични и енергийни предизвикателства и да играе основна роля за изпълнение на много от правителствените политики за устойчиво развитие, тъй като в своите дейности може да използва технологии, които са отговорни за опазване на околната среда и за ефективно използване на ресурсите през целия жизнен цикъл на сградата - от избора на строежа през проектирането, изграждането, експлоатацията, поддръжката, обновяването до разрушаването.

Съгласно чл. 2 от Договора за ЕС устойчивото развитие е дългосрочна цел на Европейския съюз и Стратегията за устойчиво развитие се основава на четири взаимосвързани стълба - икономически, социален, екологичен и международен [6].

Една от дефинициите на Европейската комисия от 2007 г. определя устойчивото строителство като динамично развитие на иновационни решения от участниците в инвестиционния строителен процес и строителната индустрия за постигане на устойчиво строителство, като се вземат предвид околната среда, социално-икономическите и културни аспекти;

Екологичният аспект означава минимизиране на използването на ресурси и инструментите за оценка са свързани със: Енергия: прилагането на техники за енергийната ефективност и използването на възобновяеми енергийни източници; Вода: прилагане на техники за опазване на водните ресурси и водна ефективност; Отпадъци и замърсяване: прилагане на техники за намаляване на отпадъците по време на строителство, разделяне/рециклиране на отпадъците, Ограничаване на емисиите на CO_2; Опазване на биологичното разнообразие.

Икономическият аспект създава възможност на бизнеса да бъде ефективен и конкурентен, при извършване на строителни и монтажни работи, свързани с намаляване на потреблението на енергия, намаляване на генерирането на отпадъци, намаляване на загубите на вода; Подкрепа на местното икономическо разнообразие и използване на местни материали/стоки в строителството; Осигуряване на възможности за заетост на местната работна ръка в строителството, повишаване на производителността и безопасните и здравословните условия на труд.

Социалният аспект обхваща основно: етичните ценности по време на развитието на цялата верига на доставка и предоставянето на безопасна и здравословна работна среда; осигуряване на адекватни местни услуги и съоръжения - информация на обществото по време на строителни дейности за обучение на работниците; осигуряването на достъпни социални жилища; осигуряване на транспортни връзки; запазване на местните традиции и наследство, достъп до зелени площи.

Функционалните изисквания, техническото изпълнение и качеството на строителния процес (строителни регулации и наредби) са основните средства за постигане на посочените по-горе три аспекта: оптимизация на проектирането; планираната експлоатация на сградите, дълготрайност и огнеустойчивост на строителните конструкции; строителни услуги; сградни ограждащи конструкции и елементи - защита от влага , вятър и електромагнитни лъчения; здравето, комфорта и удовлетвореността на потребителите - качество на вътрешния въздух, топлинен комфорт през зимата и лятото, акустичния комфорт, дневна светлина и др.;

По-новите подходи и определения за устойчиво строителство се свързват със свойствата и характеристиките на строителните продукти и на строежите, определени чрез Седемте Основни изисквания към строежите от Регламента за строителните продукти.

Хронология на ключовите европейски политики за формиране на конкурентоспособен, ефективен по отношение на ресурсите и устойчив строителен сектор:

1997 г. - приемането на Протокола от Киото с цел намаляване на емисиите на парникови газове, които са свързани с устойчивото развитие - енергийна ефективност, използване на възобновяеми енергийни източници, екологично чисти технологии и др.;

2000 г. - стартирането от Европейския съвет в Лисабон на т. нар. Лисабонска стратегия, насочена към превръщането на ЕС в най-конкурентната икономика в света;

2001 г. - стратегията на ЕС за устойчиво развитие, преработена през 2006 г., която определя единна, последователна политика за „постоянно подобряване на качеството на

живот на гражданите чрез устойчиви общности, които управляват и използват ресурсите ефикасно и реализират потенциала на икономиката за екологични и социални иновации, осигурявайки благополучие, опазване на околната среда и социално сближаване”. Въз основа на извършените мониторингови доклада по изпълнение на стратегията през 2010 г. ЕК публикува насоките на в областта на строителството, които са едновременно ориентирани към: възможностите на информационните и комуникационни технологии за подобряване на енергийната ефективност в сградите; естетика, достъпност и функционалност на пространствата; здравословни и безопасни условия за обитаване; ефективност на предлаганите услуги и отговорна експлоатация на сградата и техническите системи; оценка на икономическите ползи и професионално управление на разходите;

2005 г. ЕК издава Мандат 350 за разработване на хоризонтални стандартизирани методи за оценяване на интегрирани характеристики на сградите по отношение на околната среда. Този мандат е отправен към новосъздадения технически комитет CEN/TC 350 "Устойчиво строителство". Основната серия европейски стандарти очертават рамката на отделни системи за устойчивост при оценка на сгради, използващи подхода на жизнения цикъл и обединяват в обща концепция изискванията на широк набор от технически стандарти за оценка на икономическите характеристики на нови и съществуващи сгради – процедури и изчислителни методи;

2011 г. е публикуван в „Официален вестник” на ЕС Регламент (ЕС) № 305/2011 на ЕП и на Съвета за определяне на хармонизирани условия за предлагането на пазара на строителни продукти и за отмяна на Директива 89/106/ЕИО. Регламент (ЕС) № 305/2011 се прилага в своята цялост от 1 юли 2013 г. и с него се въвежда 7-мото основно изискване към строежите – устойчиво използване на природните ресурси;

2010 г. „Европа 2020“ е стратегията на ЕС за растеж и за интелигентна, устойчива и приобщаваща икономика. Днес тя е ръководство за отрасъл “Строителство” т.е. националните планове и програми са съобразени със: намаление на газовите емисии – над 20%; увеличаване използването на възобновяемата енергия – с 20%; намаление разходите на енергия – с над 20 % чрез повишаване на енергийната ефективност на сградите; използване в строежите на най-малко 70% рециклиране материали.

2012 г. Стратегията за устойчивата конкурентоспособност на строителния сектор и неговите предприятия потвърждава като основен приоритет и предизвикателство пред отрасъла – ефективното използване на ресурсите;

2006-2012 г. Преработка на Директива 2010/31 за енергийни характеристики на сградите, Директива 2006/32/ЕО за ефективността при крайното потребление на енергия и осъществяване на енергийни услуги; Директива 2009/28/ЕО за насърчаване използването на енергия от възобновяеми източници; Директива 2012/27 относно енергийната ефективност, за изменение на директиви 2009/125/ЕО и 2010/30/ЕС и за отмяна на директиви 2004/8/ЕО и 2006/32/ЕО, с която се се установява обща рамка от мерки за насърчаване на енергийната ефективност в Съюза с оглед да се осигури постигане на водещата цел за 2020 г. за подобряване на енергийната ефективност с 20 %, повишаване на дела от възобновяемите източници до 16 % (20 %) от общото крайно потребление на енергия и 20-процентно намаляване на емисиите на парникови газове спрямо 1990 г., задаване на обхват на дългосрочна стратегия за мобилизиране на инвестиции за обновяване на сградния фонд от обществени и жилищни сгради;

2014 г. Съобщение на комисията до Европейския Парламент, Съвета, Европейския икономически и социален комитет и Комитета на регионите относно възможности за ресурсна ефективност в строителния сектор - Основните цели на тази инициатива са насочени към насърчаване по-ефективното използване на ресурсите, изразходвани за новите и обновените жилищни и обществени сгради и за намаляване цялостното им въздействие върху околната среда през целия жизнен цикъл.

2015 г. Европейската комисия публикува План за действие за налагане на кръгова икономика, поставяйки я на централно място за въвеждането на политика за устойчиво развитие. Планът на Комисията предлага преосмисляне на политиката на ЕС чрез въвеждане на промени в етапите на жизнения цикъл на продуктите: дизайн; производство; потребление; управление на отпадъците и повторно третиране на вторичните материали. Кръговата икономика се основава на три стълба: ползи за околната среда, особено по отношение на ограничаване на въздействието върху нея и намаляване използването на ресурси; спестяване на разходи от природни ресурси; и създаване на нови пазари, предоставящи допълнителни икономически ползи. Преходът към кръгова икономика е един от основните приоритети на политиките на ЕС, целящ да помогне на Европа да постигне задълженията си по постигане на “Целите за устойчиво развитие” на ООН.

С директивите в областта на управление на отпадъците които следва да прилагат от държавите-членки на ЕС е определена „йерархията“ на методите (отгоре –надолу): подготовка за повторно използване; рециклиране; повторно използване и депониране, като превенцията на отпадъците и повторното използване са най-предпочитаните варианти, последвани от рециклиране и оползотворяване на енергия. Депонирането на отпадъци чрез депа за отпадъци следва да бъде последната възможност. Основни принципи на кръговата икономика са ресурсната ефективност и еко-иновациите. Ресурсната ефективност е в основата на цялата кръгова икономическа стратегия и е от основно значение за конкурентост, за създаване на условия за устойчиво и екологично строителство и устойчиви работни места. Трите основни цели, които си е поставила Европа са опазване, съхраняване и подобряване на природния капитал на ЕС, както и превръщане на Съюза в ефективно работеща, екологична и конкурентоспособна икономика с ниска въглеродна интензивност. Те могат да бъдат достигнати чрез по-добро прилагане на законодателството, по-добра информация чрез подобряване на базата от знания, повече и по-устойчиви инвестиции за политиката в областта на околната среда и климата и пълно интегриране на екологичните изисквания и съображения в други политики. Еко-иновациите са сравнително нов сектор, но той има прогнозен годишен оборот от 227 млрд. Евро или около 2,2% от брутния вътрешен продукт на ЕС, т.е. надвишава европейските космически и фармацевтични индустрии. Екомаркировката на предоставя на предприятията в ЕС обща платформа за насърчаване и предлагане на пазара на продукти и услуги, които имат намалено въздействие върху околната среда през целия им жизнен цикъл.

Независимо от изброените по-горе политики, програми и планове за тяхното прилагане в областта на устойчивото строителство все още няма изработен единен акт от правото на ЕС. По важните проблеми за това са: Сградите са локални с фиксирано местоположение , но материалите и участниците в проектирането и строителството са транспортеруеми; създават се регулации на регионално и национално ниво, които са бариери за свободното движение на продукти, хора и капитали; Сградите имат дълъг живот и е невъзможно да отговарят на бъдещи иновации след 10 , 20 години; Строителният сектор – строителна индустрия и строителството е силно фрагментиран - вертикално (широк спектър от архитекти, инженери, строители и монтажници) и хоризонтално (широк спектър от организации, консорциуми и МСП); Веригата за доставки на строителния сектор е силно фрагментирана и резултат на това отговорностите са „размити“ (проблема на много ръце -Thompson, 1980); Различни видове собственост на сградите; отношения и разделяне на стимулите между наемодатели и наематели; Националните правителства изпитват сериозни затруднения при прилагането на разпоредби, които са насочени към всички нива и лица, които участват в строителството, без да създават пречки на свободното движение на строителни услуги и продукти.

С цел обединяване на съществуващите сертификационни системи и методи за оценка на устойчивостта на сградите през 2017 г. Съвместения изследователски център (JRC) към Европейската комисия разработи доброволна обща рамка за оценяване устойчивостта на обществени и жилищни сгради, като към момента тече двегодишния изпитателен срок за проверка, анализиране, подобряване и обмяна на добри практики между страните ЕС, с участието на държавни институции, асоциации и предприятия. Използвайки съществуващите стандарти, общата рамка (нивата) предоставя на Европейския съюз общ подход за изразяване на устойчивостта на сградите чрез набор от показатели на екологичните характеристики, показатели за здраве и комфорт, за разходи и бъдещи рискове по време на целия жизнен цикъл на сградите, както и методологията за тяхното измерване. Освен това разработения метод има за цел да насърчи в цяла Европа двата основни инструмента за оценка на устойчивостта - Оценка на жизнения цикъл (LCA) и Оценка на разходите (LCCA).

Устойчивото или Зеленото строителство обединява широк спектър от техники и практики, които целят намаляване и в крайна сметка премахване на влиянието на новопостроените и обновени сгради върху околната среда и човешкото здраве. Това често насочва вниманието към използването на възобновяеми източници, като например слънчевата радиация за производство на електроенергия, за затопляне на вода и отопление, или дъждовната вода за напояване и битови нужди, или изграждането на покривни и дъждовни градини. Докато добрите практики и технологии продължават да се развиват и се допускат леки различия по отношение на държавите, където се прилагат, то има основни принципи, които реално определят какво представлява устойчивото строителство и трябва да се прилагат задължително: разположение, конструкция и инсталации, енергийна ефективност, водна ефективност, качество на вложените материали, качество на въздуха в затворени помещения, оптимизация на експлоатационните разходи, намаляване на битовите и токсичните отпадъци и др.

3. НАЦИОНАЛНИ ПОЛИТИКИ. ЗАКОНОДАТЕЛСТВО ЗА УСТОЙЧИВО РАЗВИТИЕ В СФЕРАТА НА СТРОИТЕЛСТВОТО В БЪЛГАРИЯ

Държавите членки, в т.ч. и България, адекватно обновяват националните си законодателства и формират политики в отделните стратегически направления, особено успешно в онези, за които има поети конкретни ангажименти пред Съюза. Точно в тези направления на ниво европейско право подчертано са интегрирани целите на устойчивото развитие. Едновременно с това не може да се пренебрегне фактът, че процесът на сближаване е сложен и е повлиян от една страна от социално-икономически различия, от друга от специфичните национални особености на всяка държава.

През последните години в сектор строителство в България все по-често се говори и пише за: „устойчиво строителство”, „устойчиви сгради”, „устойчива архитектура”, „устойчиви обитаеми пространства”, „трансформация на строителната индустрия към устойчивост”. За последните 15 години националното законодателство за проектиране, изпълнение и поддържане на строежите беше поетапно хармонизирано в съответствие с изискванията на Европейското законодателство, вкл. през последните години се въведоха редица технически и други норми с насоченост към устойчивост в развитието на икономическите, социалните и екологичните процеси. Именно тези технически стандарти определят европейските параметри за устойчивост в отделни области на техниката: при определяне на необходимата енергия за сградите, при производството и употребата на продуктовата гама от строителни материали, при сградната автоматизация, достъпността, пожарната безопасност, мониторинга и управлението на процесите за разпространение на топлина и студ в сградите, процесите на вентилиране и при материалите, които се

монтират в инсталациите за оползотворяване на енергията от възобновяеми източници. Едновременно с хармонизацията с европейските директиви и стандарти техническата нормативна уредба на България адекватно се допълва с национални приложения на база постиженията на българската наука.

Основополагащият документ, с който се създадоха условия за хармонизирана система от общи европейски правила в строителната индустрия и свободна употреба на строителни продукти по предназначението им в цялата Общност, е Директива 89/106/ЕИО, съответно Регламент № 305/2011. Разпоредбите на регламента са отразени в редица български закони и наредби, най-осезателно в Закона за устройство на територията (ЗУТ), в Закона за техническите изисквания към продуктите и в подзаконовите нормативни актове за тяхното прилагане, в секторното законодателство по околна среда, енергетика и енергийна ефективност. Изпълнението на основните изисквания към строежите (в т.ч. сградите) е обезпечено с широк пакет от технически наредби за прилагане на ЗУТ**,** и са засегнати в някои други закони и наредби за тяхното прилагане. Обвързани разпоредби се съдържат в: Закона за енергийната ефективност, Закона за енергията от възобновяеми източници, ЗТИП, Закона за здравето, Закона за опазване на околната среда, Закона за защита на потребителите, Закона за стандартизацията, Закона за защита от шум в околната среда и др.

Със ЗУТ са определени ключовите разпоредби, с които се въвежда комплексен подход, и принципните изисквания и аспекти за планиране, проектиране, изграждане и поддържане на устойчиви строежи – сгради и строителни съоръжения. Строежите се проектират, изпълняват и поддържат в съответствие с изискванията на нормативните актове и техническите спецификации - Еврокодовата система за проектиране на видовете строителни конструкции, хармонизираните европейски стандарти, европейски технически оценки и др.

Изпълнението на чл. 169 от ЗУТ поражда изисквания за всеки етап от живота на сградата – планиране, проектиране, изграждане, поддържане и експлоатация, и разрушаван. Тези изискванията трябва да се изпълняват през целия жизнен цикъл на сградата. Основната европейска философия за осигуряване на безопасност и комфорт на обитателите на строежите е, че нормативните изисквания се прилагат не само по време на проектирането и изграждането на строежите, но и през целия експлоатационен период.

Нормативните условия за безопасен и устойчив строеж включват: вложените строителни продукти в зависимост от предвижданата за тях употреба да притежават подходящи характеристики и експлоатационни показатели за строежите, в които се вграждат, монтират, поставят или инсталират, и при правилно проектиране и изграждане на строежите, трябва да удовлетворяват основните изисквания към тях в продължение на икономически обоснован експлоатационен срок. Със чл. 169 от ЗУТ са въведени от Регламент 305/2011 7-те основни изисквания: Механично съпротивление и устойчивост; Безопасност в случай на пожар; Хигиена, здраве и околна среда; Достъпност и безопасна експлоатация; Защита от шум; Енергийна ефективност - икономия на енергия и топлсъхранение и Устойчиво използване на природните ресурси: а) повторно използване или рециклиране на строежите, техните материали и части след разрушаване; б) трайност на строежите; в) използване на екологично съвместими природни суровини и вторични материали в строежите).. Също в ЗУТ е дадена легална законова дефиниция на понятието „икономически обоснован експлоатационен срок”, което се базира на тълкувателните документи на директивата за продуктите: "Икономически обоснован експлоатационен срок" е периодът, през който строежът трябва да бъде поддържан на необходимото ниво за изпълнение на основните изисквания по чл. 169, с отчитане на всички разходи за проектиране, строителство и експлоатация, на рисковете и последствията от аварии по време на експлоатацията и на покриващите тези рискове застраховки, на разходите за

инспектиране, за текуща поддръжка, обслужване и ремонт, както и отчитане на местоположението и въздействието на околната среда върху строежа.

Определенията от Регламент 305/2011, Директива 2010/31 и директива 2012/27 за жизнен цикъл и оптимални разходи са въведени в националните наредби: - държавите членки отговарят за определянето на минимални изисквания за енергийните характеристики на сградите и на сградните компоненти. Тези изисквания следва да бъдат определени с оглед постигане на оптимален баланс между разходите за необходимите инвестиции и спестените разходи за енергия през жизнения цикъл на сградата. „Равнище на оптимални разходи“ означава енергийните характеристики, които водят до най-ниски разходи по време на прогнозирания икономически жизнен цикъл. Тези най-ниските разходи се определят с отчитане разходите за инвестиции, свързани с енергията, както и с разходите за поддръжка и експлоатационните разходи.

Всичко това показва, че в българското законодателство са поставени минимални технически нива на показателите за устойчивост (безопасност, енергийна ефективност и дълготрайност), които характеризират сградата. За оценяване на устойчивото използване на ресурсите и на въздействието на строежите върху околната среда следва да се използват екологични декларации за продукти, когато съществуват такива, а когато е възможно, следва да бъдат прилагани единни европейски методи за установяване на съответствие с основните изисквания. С техническите норми и правила, уредени в подзаконовите актове са въведени процедури и ред за изчисления и/или оценки за определяне на количествените и качествените измерения на техническите показатели, които трябва да бъдат постигнати с изграждане на сградата, с което да се гарантира едно минимално ниво на устойчивост. Инвестиционният строителен процес на сгради и взаимоотношенията на участниците в него са регламентирани със същия закон - ЗУТ, с отчитане на правилата и в нормативните актове по прилагането на специалните закони. Съгласно действащите разпоредби на ЗУТ техническите проекти на сградите задължително се оценяват за съответствие с изискванията по чл. 169. Тази оценка е ключова с това, че удостоверява комплексното изпълнение на седемте основни изисквания към сградите, с което се гарантира на проектно ниво покриването на минималните технически изисквания за устойчивост през периода на икономически обоснования в проекта експлоатационен срок на сградата.

Техническият паспорт е документ със специално значение за сградата. Това е така защото в един общ документ – на едно място са удостоверени всички основни, обемно планировъчни, функционални и технически характеристики на сградата, както и че за новопостроената сграда са изпълнени основните изисквания по чл. 169 от ЗУТ. По такъв начин се гарантира, че излизайки на пазара на недвижимите имоти тази сграда е носимоспособна и дълготрайна, пожарообезопасена, безшумна, безопасна за своите обитатели и осигурява хигиенна и здравословна вътрешна среда, достъпна и енергийноефективна – съхраняваща топлината на енергийните ресурси единствено за комфорта на хората, които живеят или работят в сградата.

Строежите като цяло и като отделни части трябва да са годни за предвидената за тях употреба, като по-специално се вземат предвид здравето и безопасността на лицата, участващи в целия жизнен цикъл на строежите. При условие че е налице нормално поддържане, строежите трябва да отговарят на тези основни изисквания в продължение на един икономически обоснован период на експлоатация.

В съответствие със Закона за енергийната ефективност и Наредба № 7 за енергийна ефективност в сгради са определени: минималните изисквания за енергийна ефективност на жилищни сгради и на сгради за обществено обслужване и начините за изразяване на техническите изисквания към енергийните характеристики на сградите; методиката за изчисляване на показателите за разход на енергия и на енергийните характеристики на сградите; граничните стойности на интегрирания енергиен показател "специфичен

годишен разход на първична енергия" в kWh/m^2, определени със скалата на класовете на енергопотребление; референтните стойности на коефициента на топлопреминаване през сградните ограждащи конструкции и елементи; изискванията за влагоустойчивост, въздухопропускливост, водонепропускливост и слънцезащита през летния период; техническите изисквания по отношение на ефективността на генераторите на топлина/студ в сградите, включително на децентрализираните системи за оползотворяване на енергията от възобновяеми източници. Въведени са стойности за отделните класове за енергопотребление от „A” до „G” от скала за енергопотребление, съгласно която сградите, на база достигнато ниво на енергопотребление, съответстващо на интегрираната енергийна характеристика kWh/m^2, сградите в България могат да се класифицират на всеки етап от жизнения си цикъл. С Наредба № Е-РД-04-1 от 2016 г. за обследване за енергийна ефективност, сертифициране и оценка на енергийните спестявания на сгради са определени условията и редът за издаване на сертификати за проектни енергийни характеристики както и за издаване на сертификати за енергийни характеристики на сгради и части от сгради в експлоатация.

Предвид значимостта на проблема с устойчивото строителство в България Българският институт за стандартизация учреди Национален технически комитет БИС/ТК 101 "Устойчиво строителство". Националният технически комитет действа като огледален на CEN/TC 350.

От направения преглед на основните моменти от законодателството става ясно, че за сгради ново строителство в България достигнатото ниво на качество, на база покриването на нормативните изисквания, не може да се удостовери с единен идентификатор. Друг важен момент, когато се поставя въпросът за качеството на сградата, е качеството на проектите по отделните инженерни части. Неслучайно ударението пада именно върху тяхното качество, а то е повлияно от много фактори: ниво на професионални компетентности на проектантите, вида на предлаганите технологии в проектите, съвместимостта на техническите решения и тяхната приемлива себестойност. Напоследък се говори по-отчетливо за интегриран подход в проектирането, не само за синхронизиране на проектните части, но и за единно прилагане на изискванията на техническите нормативни актове, независимо въз основа на кой закон са издадени, ако те засягат аспектите за устойчиво строителство. Следователно, освен строителното законодателство, следва да се прилагат критериите за редуциране на ресурсите за строителство; използване на рециклирани строителни продукти; повторно използване на ресурсите; опазване на околната среда; изключване използването на токсични материали; гарантиране евтино поддържане (икономика). По такъв начин системата за оценка на влиянието на строителството през целия жизнен цикъл на сградите гарантира управление и намаление на това влияние и създаване на комфортна среда в сградите. Несинхронизирането на проектантските решения през целия жизнен цикъл на сградите може да компрометира решения за подобряване на енергийната ефективност на дадена сграда във фазата на използване - то може на по-късен етап да затрудни и оскъпи рециклирането на вложения топлоизолационен продукт.

Индустрията за производство на строителни материали също играе важна роля в цялостното въздействие на сградите върху околната среда и в която могат да се приложат мерки за намаляване на енергията са производството. Проучванията показват, че между 5 и 10 % от общото енергопотребление в ЕС е свързано с производството на строителни продукти.

Направените проучвания показват [7], че най-голямата бариера е липсата на информацията - 78% от професионалистите строители в света не разбират негативното действие на сградите и влиянието на строителство върху околната среда. У нас вероятно този процент е по голям (ако включим и обитателите на жилищата). Недостатъчните

знания за методите за изчисляване на разходите през целия жизнен цикъл са не по-малка трудност [8].

Сградите, които са проектирани и изпълнени с оглед намаляване на въздействието върху околната среда за периода на жизнения цикъл, носят преки икономически ползи: по-ниски оперативни разходи и разходи за поддръжка, по-бавна амортизация и по-висока стойност на активите, и не на последно място процесът има и положително социално въздействие. Проучвания сочат, че допълнителните разходи за изграждане на устойчиви жилищни сгради, за разлика от стандартните, са намалели от 10 % през 2003 г. на по-малко от 1 % към 2015 г. [6].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Направеният анализ на законодателството за устойчиви строежи показва, че в националната техническа уредба има въведени минимални изисквания по отделните компоненти на устойчивото строителство, но все още не е въведено нормативно изискване, което да обедини всички показатели, с които сградата се въвежда в експлоатация, в един общ идентификатор за нивото на нейното качество, с което тя се предлага на пазара.

У нас строителният сектор постепенно започва да възприема идеята за изграждането на устойчиви сгради като една инвестиция, обвързана с екологията и ефективността и част от цялостната концепция за устойчиво развитие. Вървят редица дискусии и се организират събития с цел да се запознае обществото с тази инициатива, с понятия като устойчивост в строителството и енергийна ефективност.

Днес за да са успешни организациите, независимо в коя сфера работят - в производството на строителни продукти или в строителството, те задължително трябва да започнат да прилагат еко-иновативния подход. Екомаркировката предоставя на предприятията в ЕС обща платформа за насърчаване и предлагане на пазара на продукти и услуги, които имат намалено въздействие върху околната среда през целия им жизнен цикъл.

Задачите, които са свързани с предизвикателствата за практическото прилагане на стандартите за устойчиво строителство трябва да се решават съвместно – от държавните институции, браншовите организации на проектантите архитекти и инженери, на консултантите и на строителите и не на последно място от университетите. От държавата се очаква поощряване на строителния сектор чрез стимулиране на благоприятни инвестиционни условия и подобряване на законодателството, а от браншовите организации по-голяма активност и участие в пилотните проекти и научни разработки за възприемане на общ подход за оценяване устойчивостта на сградите, за усвояване на методите за оценка на жизнения цикъл (LCA) и за оценка на разходите (LCCA), за прилагане на добрите практики за електронизация на строителния процес (популяризиране на европейското ръководство за въвеждане на BIM)

ЛИТЕРАТУРА

[1] Annex to General Assembly document A/42/427.
[2] wwwun.org//sustainable development.un.org//development- agenda.
[3] www://sustainable development.un.org/framework/paris.
[4] Ivanov Ya., V. Stoyanov, Proc. int. conf. “ Contamporary Civil Engineering Ptaktice”, N. Sad, 2015, p.34.
[5] Ivanov Ya., Proc. VIII th Int. sci. conf. ArCivE’2017, p.13.
[6] Angelieva V.,
[7] UNEP.org/annualraport/2016/index.php.pa.
[8] Ivanov Ya., Proc. III th Int. sci. conf., Tuzla, 2016, 31.

ПРОБНО НАТОВАРВАНЕ И МОНИТОРИНГ НА ЖЕЛЕЗОПЪТНИЯ МОСТ НАД РЕКА ДУНАВ В НОВИ САД

Властимир Радонянин[1], Душан Ковачевич[2], Миряна Малешев[3], Джордже Ладинович[4]

LOAD TEST AND MONITORING OF RAILWAY-ROAD BRIDGE OVER DANUBE IN NOVI SAD

Vlastimir Radonjanin[1], Dušan Kovačević[2], Mirjana Malešev[3], Đorđe Lađinović[4]

Abstract:

This paper gives an overview of the load test of the railway-road bridge over Danube in Novi Sad. The bridge consists of four structures: two approach structures and two arch structures with spans 177 m and 219 m. At this moment, the bridge is world record regarding its span of 219m among arch railway-road bridges with crossed hangers. Static and dynamic loading of the bridge were performed with 38 trucks, 32 wagons and 3 locomotives. The total weight of used vehicles was about 3600 t. The measurement system, which will remain on the bridge for long-term monitoring, was used to collect all necessary data during test by load of the bridge. This system consists of 328 active and 328 compensating electro-resistant strain gauges, 12 deflection gauges, 32 bi-axial inclinometers with embedded tri-axial accelerometer and temperature gauge, 80 force gauges with 80 temperature sensors in hangers, 1 instrument for measurement of temperature, humidity and wind speed, 28 industrial computers for data acquisition and sensor control, 2 personal computers "out of the bridge", ethernet (1,2 km) and signal cables (8,6 km). Specialized software was designed for acquisition, storage and display of measured and registered values. Additionally, vertical deflections were measured with geodetic measurement system. During static and dynamic testing of the bridge, 27 loading schemes were conducted.

Keywords:
Arch Bridge, Rail and Road Traffic, Test by Load, Monitoring.

1. INTRODUCTION

The new railway road bridge over the Danube river in Novi Sad was built at the site of the demolished railway road reinforced concrete bridge (known as "Zezelj Bridge"). The location of the bridge is at the route of the main European railway, which connect northern, central and

[1] Vlastimir Radonjanin, Prof. dr, Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Trg Dositeja Obradovića 6, 21000 Novi Sad, Serbia, *e-mail*: radonv@uns.ac.rs;
[2] Dušan Kovačević, Prof. dr, Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Trg Dositeja Obradovića 6, 21000 Novi Sad, Serbia, *e-mail*: dusan@uns.ac.rs
[3] Mirjana Malešev, Prof. dr, Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Trg Dositeja Obradovića 6, 21000 Novi Sad, Serbia, *e-mail*: miram@uns.ac.rs
[4] Đorđe Lađinović, Prof. dr, Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Trg Dositeja Obradovića 6, 21000 Novi Sad, Serbia, *e-mail*: ladjin@uns.ac.rs

south Europe, including railway between Budapest and Belgrade. The bridge was built by international consortium (AZVI/Taddei/Horta JV) and the designer was A. Bojović, "Deling" company, Belgrade. Total length of the bridge is 474 m and it consists of two steel arch structures and two approach structures (Fig. 1).

Figure 1. The appearance of a part of the bridge

Bridge has two railway tracks, two road lanes and two foot-cycle paths (Fig. 2).

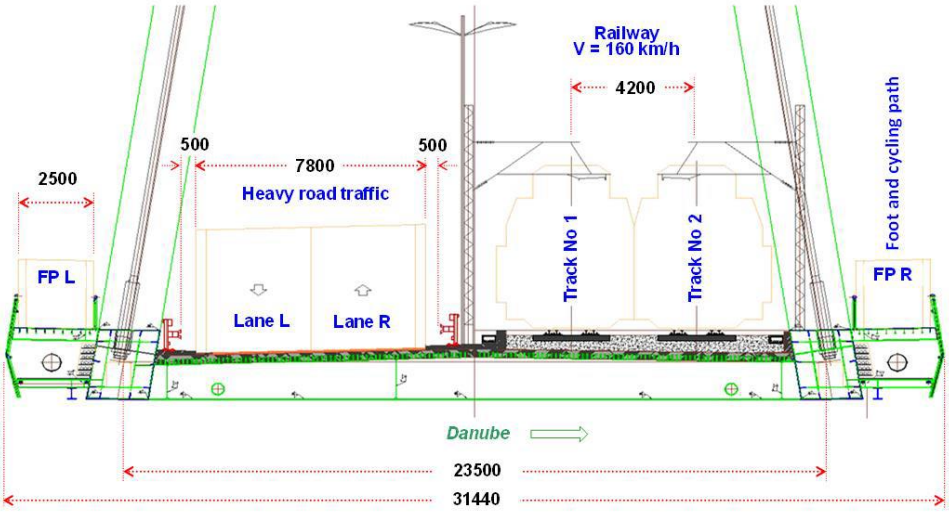


Figure 2. Traffic position at the bridge

Optimized project for "Monitoring equipment and test by load of railway road bridge in Novi Sad" was prepared by Faculty of Technical Sciences – Novi Sad and all activities during installment of monitoring equipment and looad test were realized in april 2018 by following FTN Joint venture:

- Department for Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences (FTN), University of Novi Sad (main partner of Joint venture),
- Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš (consulting partner),
- TRC Pro - Petrovaradin (hardware installation and logistics partner),
- GeoGIS Consultants - Belgrade (geodesy partner in test by load),
- Creative Tree - Novi Sad (software development partner) and
- Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc. - Chicago, USA (consulting partner).

The contract specifies the following obligations:

- long time monitoring and test by load should be performed by same configuration of measurement points, gauges and equipment, with except of some points which are important only in launch phase of both of arch bridges,
- same working team could be in charge for equipment, monitoring and test by load,
- supply and installation of equipment, building of monitoring system and test by load should be organized as a "turn-key" task by FTN Joint venture and
- obtaining of loaded trucks/wagons/locomotives as well as construction site logistics should be organized by AZVI as Contractor.

2. BRIDGE STRUCTURE

Railway Road bridge over Danube in Novi Sad is designed as integrated structural unity of four, regarding nature of supporting, independent parts of bridge: Approach bridge Petrovaradin (1-2A), Arch bridge Petrovaradin (2-3A), Arch bridge Novi Sad (3B-4) and Approach bridge Novi Sad (4B-5), Fig. 3.

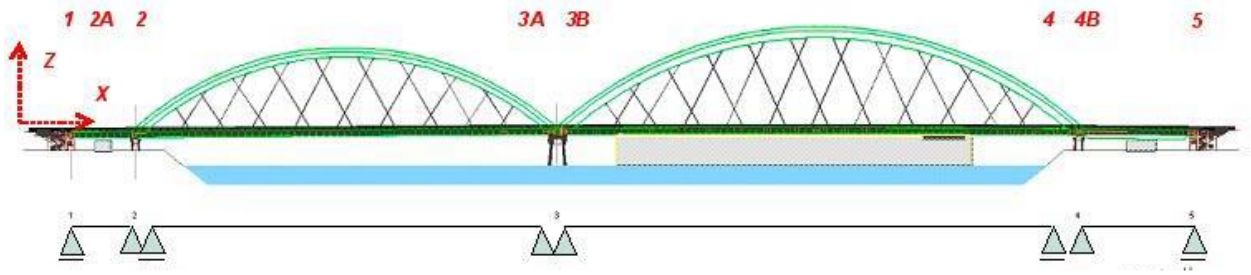


Figure 3. Structural units of the bridge

End piers 1 and 5 are new, massive, concrete piers on the foundations with drilled piles. Piers 2 and 3 are new, massive, concrete piers on existing foundations (remained from the old bridge), and pier 4 is a new massive concrete pier on the foundation with drilled piles. The structure of the bridge is supported in each of the system axes on 3 bearings.

Approach bridges are simply supported beam systems with following characteristics:

- span 25.3 m+1.7 m (approach bridge part 1-2A on Petrovaradin side),
- span 46.3 m (approach bridge part 4-5A on Novi Sad side),
- side girders: steel structure, same shape as tie adjacent tied-arch bridges,
- middle girder: composite structure steel /concrete,
- deck plate: reinforced concrete, part of composite cross-beams and middle girder for vertical actions: coupled with side girders for horizontal actions and
- structural materials: steel S355, concrete C35/45 and reinforcement B500B (or C).

Transition structure is system of cross and connection beams with RC deck plate (span 3.0m - in central pier zone)

Arch bridges are simply supported arch-tie space structural systems (Fig. 4) with following characteristics:

- span 177.0 m (arch bridge part 2-3A on Petrovaradin side),
- span 219.0 m+1.7 m (arch bridge part 3B-4 on Novi Sad side),
- height of arches are 34.0 m and 42.0 m,
- arches, transversal arch connecting beams, ties (steel structures),
- hangers (cables with parallel strands),
- cross beams (steel structure) and
- concrete deck plate (reinforced concrete coupled with cross beams).
- structural materials: steel S355 and S460, concrete C35/45 and C40/50, cables f_y=1860 MPa and reinforcement B500B (or C).

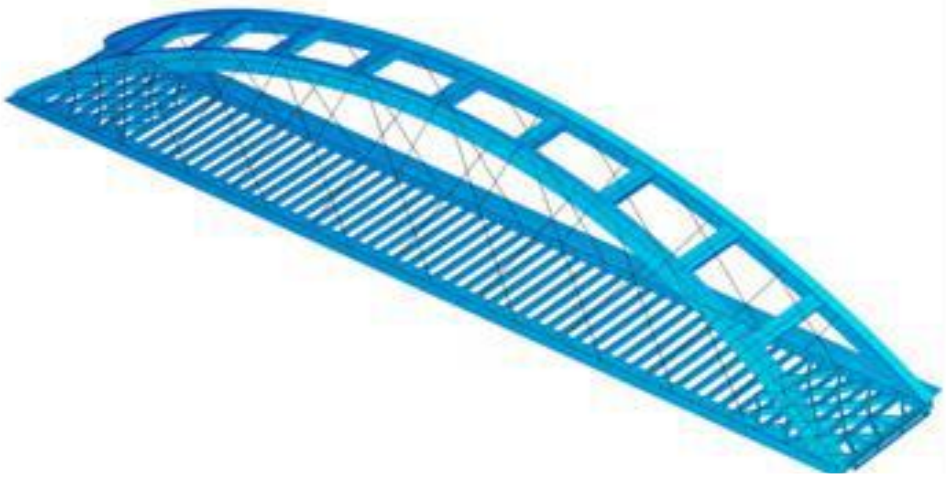


Figure 4. Bearing system of arch bridges

Described bridge structural units are graphically presented with characteristic longitudinal and cross-sections in Fig. 4.

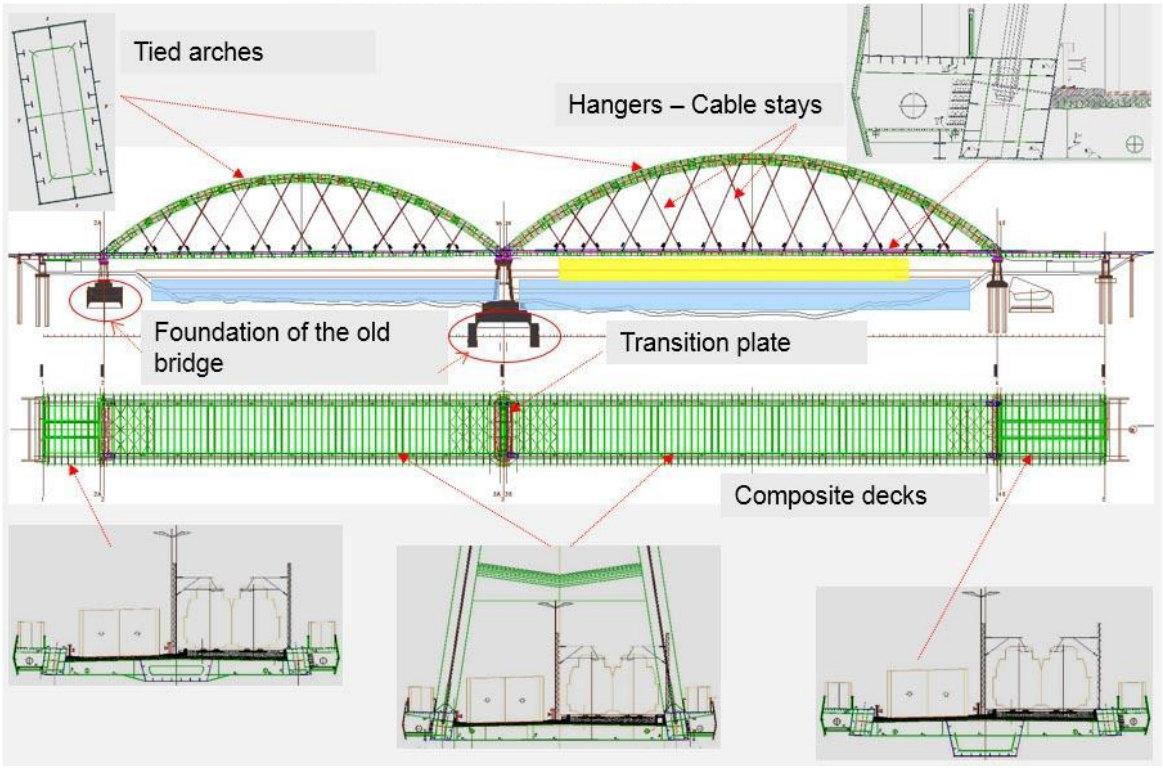


Figure 5. Structural bridge disposition

3. TEST LOAD EQUIPMENT AND MONITORING SYSTEM

Complete equipment which was pre-installed on the bridge for long-time monitoring (together with additional geodetic equipment) was used to monitor the behaviour of the bridge during the test by load. The function of the monitoring system of the railway road bridge over the Danube in Novi Sad is to collect data and create a database with the aim to monitor the safety performances: bearing capacity, stability, serviceability and durability. The monitoring system is designed as a measurement and computer system for monitoring all relevant real-time behaviour parameters on all four bridge structures under traffic load and other actions.

The bridge monitoring system consists of:

- measuring subsystem (sensors and encoders),
- subsystem for data acquisition (measuring amplifiers and devices),
- subsystem for data transfer (computer network) and
- subsystem for data transfer, storage, processing, analysis and display (personal computers with associated application software).

The system was/will be functional in the following stages of the bridge construction:

- monitoring during tensioning of hangers of the arch bridges,
- monitoring during launching of arch bridges,
- monitoring during launching of approach bridges,
- monitoring during installation of permanent load on arch and approach bridges,
- monitoring of completed bridge during test by load and
- monitoring of completed bridge during exploitation (i.e. long-time monitoring).

The monitoring system includes sensors, measuring equipment and software components:

- 328 active and 328 compensating electro-resistant strain gauges (individual and in the 45° rosette configuration) arranged in 12 sections for registration of stresses in the structure,
- 12 deflection gauges in 4 support sections for measurement of horizontal deflection of the structure,
- 32 bi-axial inclinometers for measurement of inclinations and registration of vertical deflections with an embedded tri-axial accelerometer and temperature gauge,
- 80 force gauges with 80 temperature sensors in hangers,
- instrument for measurement of temperature, humidity and wind speed,
- 28 industrial computers for data acquisition and sensor control,
- 2 personal computers "out of the bridge" for monitoring and controlling the operation of industrial computers,
- ethernet (1.2km) and signal cables (8.6km) and
- software for acquisition, storage and display of measured and registered values.

Equipment and software were supplied by manufacturers:

- Hotinger Baldwin Messtechnik - HBM, Germany (strain gauges, deflection gauges, PMX acquisition devices and accompanying application support software),
- SENSR, USA (inclinometers with an embedded accelerometers and temperature gauges and accompanying application support software),
- Unitronics, Israel (PLC communication interface and accompanying application support software),
- Nov Kabel, Serbia (network, signal and power cables),
- Hewlet Packard, USA (personal computers with operation system and accompanying application support software to support the above mentioned devices) and
- Creative Tree, Serbia (specialized application software for transfer, storage, processing, analysis and display of data, i.e. data management).

Display of some measurement points for one approach and arch structure is given in Fig. 6 and Fig. 7.

Figure 6. Approach bridge structure Petrovaradin 1-2A – display of some measurement points

Figure 7. Arch bridge Petrovaradin 2-3A -
display of some measurement points and measuring bridge

Typical configuration of measurement points in some bridge sections is shown in the Fig. 8 and Fig. 9.

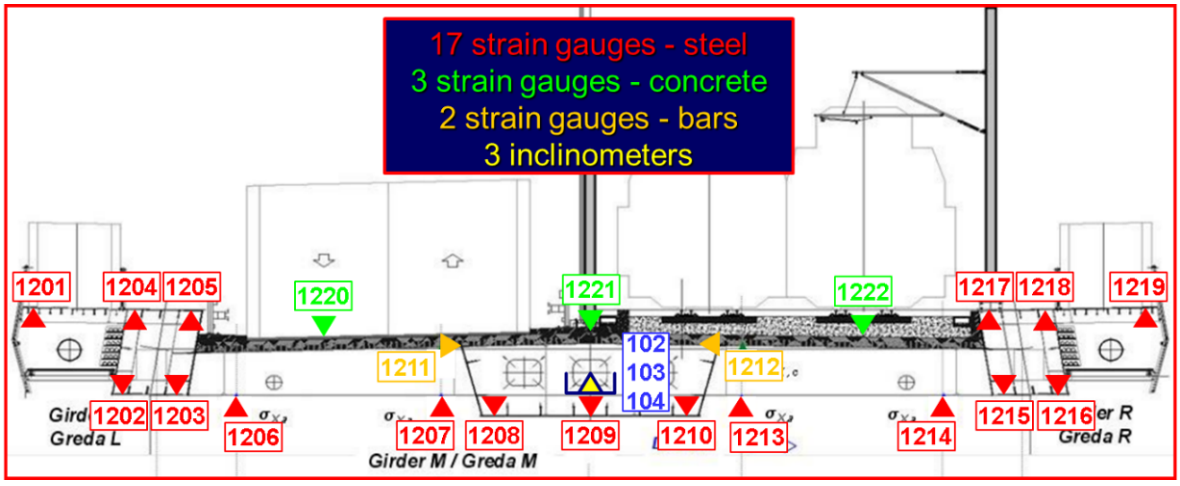


Figure 7. Approach bridge - typical configuration of measurement points in the midsection zone

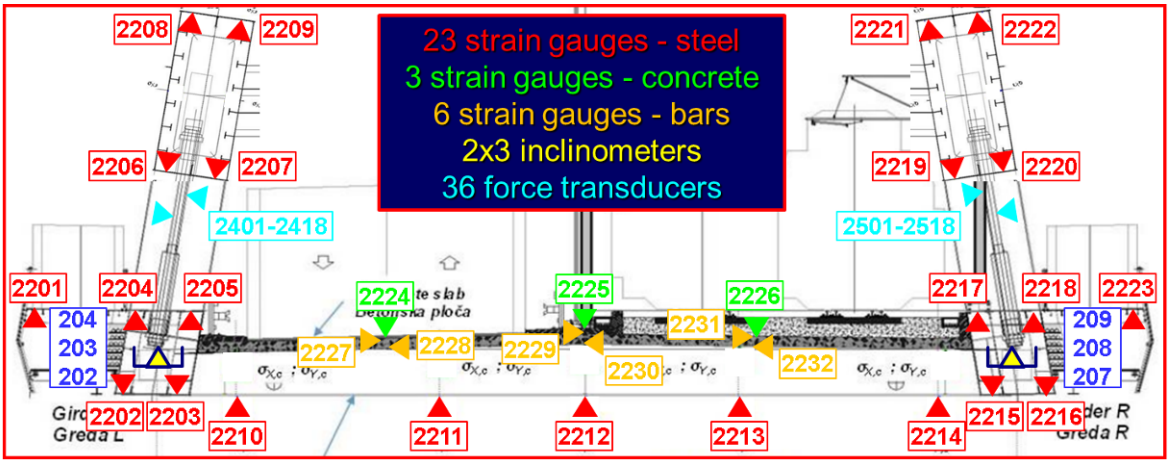


Figure 8. Arch bridge - typical configuration of measurement points in the midsection zone

4. TEST BY LOAD

The test by load was performed on the beginning of April 2018. For the conduction of 24 static load phases and 3 dynamic phases of the bridge test, the following vehicles were used:

- 38 trucks (3 axles, average weight 228kN),
- 32 wagons (4 axles average weight 728kN) and
- 3 locomotives (average individual weights 1147kN).

The aim of static load tests was to determine:

- the bearing capacity of the structural elements for which the numerical analysis gave the extreme values of the influences (from the registered stresses),
- stiffness/serviceability of the main structural units of the bridge (from vertical and horizontal deflections and rotations) and
- regularity of the behaviour (based on the compatibility of measured and calculated influences).

The following Figures show all realized load schemes.

Figure 9. Load scheme 107 – Approach bridge “Petrovaradin“

Figure 10. Load scheme 207 – Arch bridge Petrovaradin (2-3A)

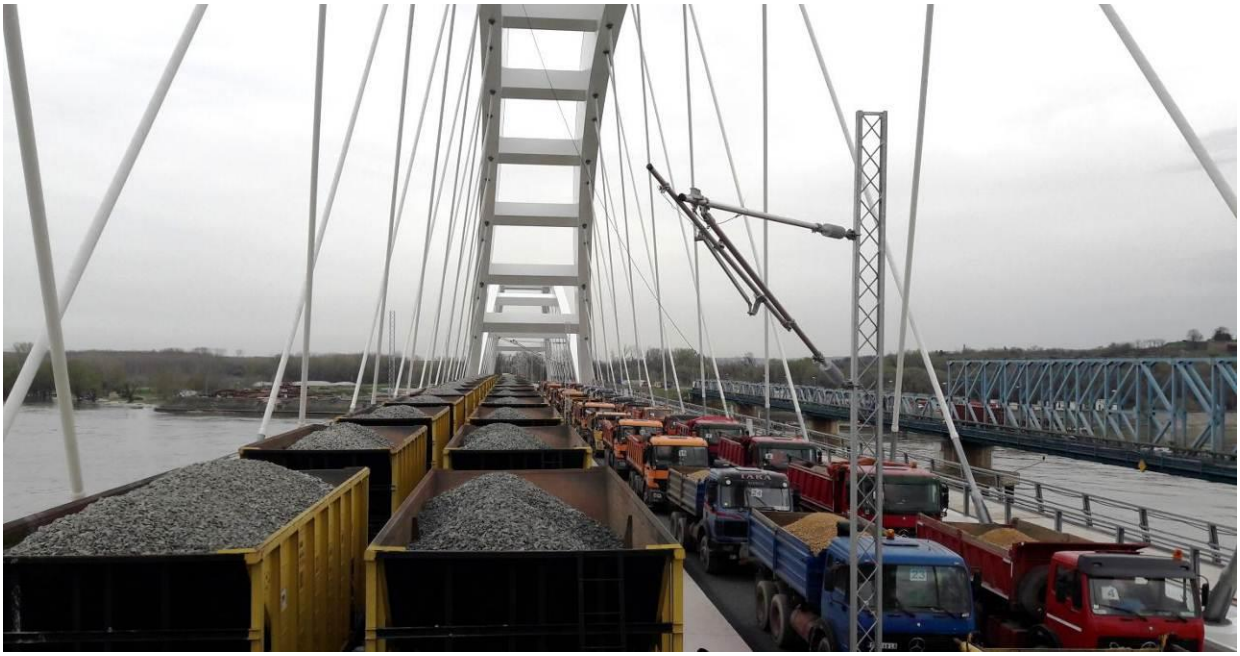


Figure 11. Load scheme 307 – Arch bridge Novi Sad (3B-4)

Figure 12. Load scheme 407 - Approach ramp Novi Sad (4B-5)

Table 1 gives the maximum values of theoretical and measured vertical deflections for all four bridge structures and the corresponding values of residual deflections.

Table 1. Maximum values of calculated, measured and residual deflections

Bridge structure	Span [m]	Test load phase	Maximum vertical deflection [mm]		Span to deflection ratio	Measured to residual deflection ratio [%]	Efficiency of the test load [%]
			theoretical	measured			
Approach bridge Petrovaradin (1-2A)	25.3	107	-6.6	-5.6	L/4518	3.6	56.0
Arch bridge Petrovaradin (2-3A)	177.0	207	-71.9	-70.1	L/2525	1.3	64.0
Arch bridge Novi Sad (3B-4)	219.0	307	-89.3	-71.2	L/3076	3.1	64.0
Approach bridge Novi Sad (4B-5)	46.3	407	-21.2	-21.0	L/2205	4.8	67.0

For all four main structural units, and for three motion speeds of the locomotives 10km/h, 55km/h and 80km/h, dynamic tests were carried out with the aim of determining:

- natural frequencies and damping (from the vibration spectrum),
- dynamic coefficients (from the ratio of influence under the dynamic and static action of the same load) and
- accelerations of the structural elements (from the analysis of the accelerometer record).

In Fig. 13 and 14 diagrams of spectra, ratio between the influence under static and dynamic action and the acceleration of structural elements for the Approach bridge Petrovaradin and Arch bridge Novi Sad are given.

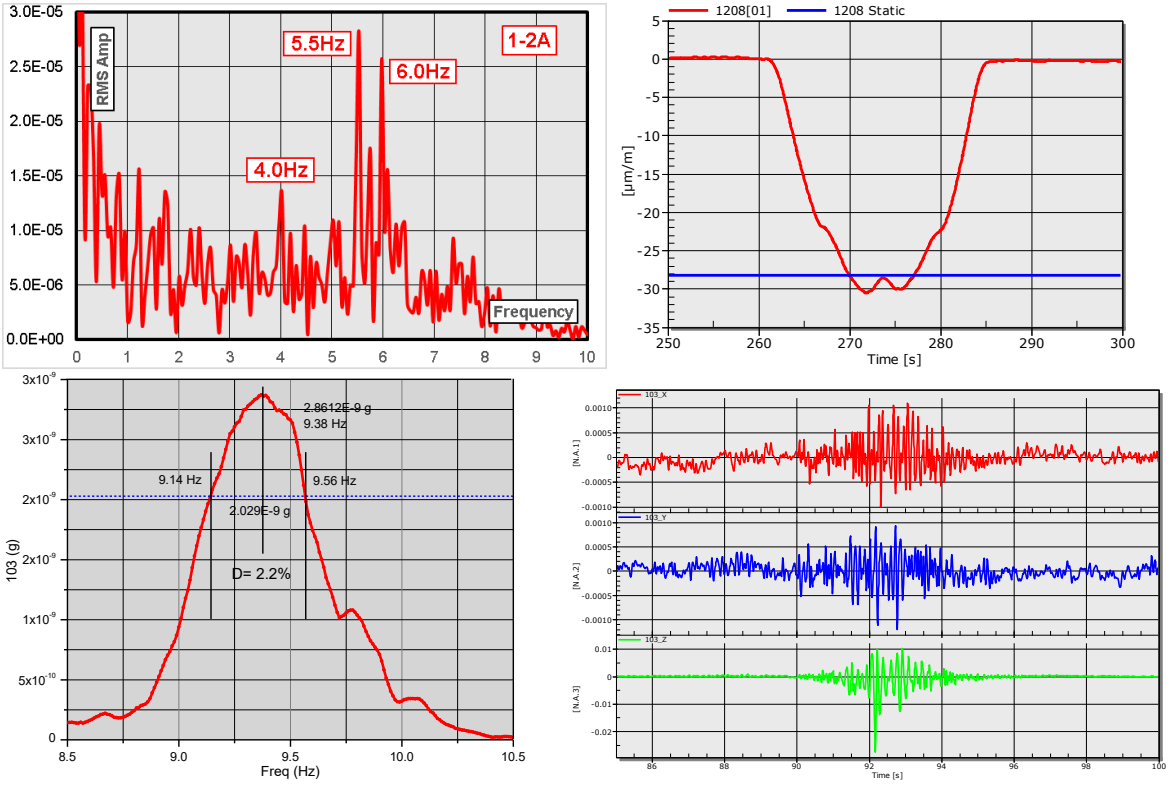


Figure 13. Dynamic parameters for the 10 km/h test - Approach ramp Petrovaradin (1-2A)

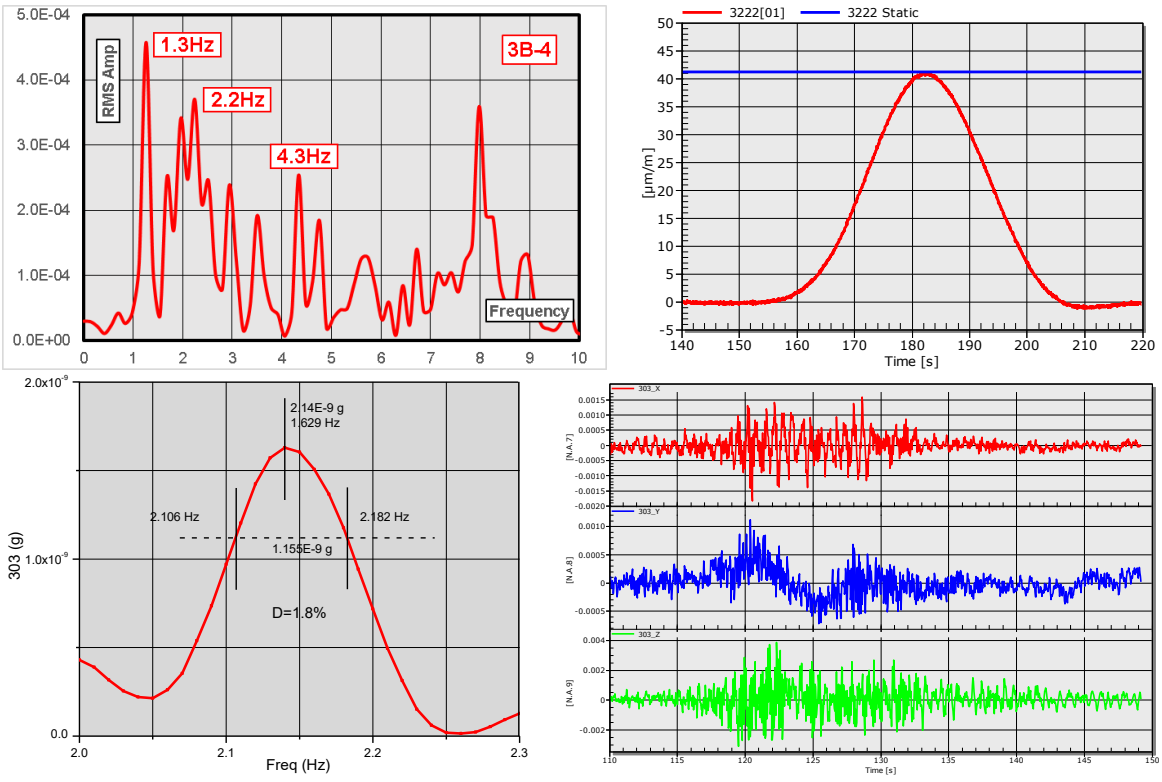


Figure 14. Dynamic parameters for the 10 km/h test – Arch bridge Novi Sad (3B-4)

5. CONCLUSIONS

Based on the analysis of the results and all relevant data that indicate the behaviour of the "Railway road bridge over the Danube in Novi Sad" under the test load, it was concluded:

- the bearing capacity, stability, stiffness and serviceability of the bridge structure is at the level required in the design project of the structure,
- measured deflections and registered stresses are less than the values obtained by the numerical analysis for all testing schemes of test by load and
- the behaviour of the bridge structure under test load is elastic, with no significant residual deflections and deformations.
- the Railway road bridge over the Danube in Novi Sad meets the requirements for a technically correct structure according to the Serbian regulation for bridge testing by load (SRPS U.M1.046) and has the bearing capacity, stability and serviceability for all predicted traffic loads by project.

Monitoring system of railway road bridge in Novi Sad is one of the largest engineering projects of Department of civil engineering and geodesy of Faculty of technical sciences with many inovative aspects in structural monitoring field. Efforts of joint venture partners, "TRC Pro" for hardware and "Creative Tree" for software, contributed that previously mentioned becomes reality and confirmed that such complex monitoring system needs expert level of multidisciplinary knowledge.

ACKNOWLEDGEMENT

The paper presents the part of research realized within the project “Theoretical and experimental research and improvement of educational process in civil engineering” conducted by the Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad.

REFERENCES

[1] SRPS U.M1.046 - Serbian technical regulation for testing of bridges by load.
[2] A. Bojović: Method statement of the bridge monitoring system, Belgrade, 2013.
[3] A. Bojović: Method Statement for Monitoring and Test Load, Belgrade, 2013.
[4] D. Kovačević, V. Radonjanin, M. Malešev, Đ. Lađinović, S. Ranković, S. Radišić: Method Statement for Monitoring Equipment and Test Load of Railway Road Bridge in Novi Sad, Novi Sad, 2016.
[5] D. Kovačević, V. Radonjanin, M. Malešev, Đ. Lađinović, S. Ranković, S. Radišić: Report on Test by Load of Railway Road Bridge over Danube in Novi Sad, E031-35/4-2018, May 2018, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, pp. 432.
[6] D. Kovačević, V. Radonjanin, M. Malešev, Đ. Lađinović, S. Ranković, S. Radišić, I. Kovačević: Monitoring System and Test Load of Railway Road Bridge in Novi Sad, May 2018, Proceedings of Conference “Contemporary Civil Engineering Practice 2018”, pp. 65-82.

СЕИЗМИЧЕН ВЕРОЯТНОСТЕН АНАЛИЗ НА ХОРИЗОНТАЛНО ИЗВИТИ И НАКЛОНЕНИ СТОМАНОБЕТОННИ МОСТОВЕ

Нина Сердар[1], Радомир Фолич[2]

SEISMIC PROBABILISTIC ANALYSIS OF CURVED AND SKEWED REINFORCED CONCRETE BRIDGES

Nina Serdar[1], Radomir Folić[2]

Abstract:
Both the well-developed and growing economies are becoming increasingly dependent on the reliability of their traffic system. As an integral part of the traffic system, bridges are one of its weakest links. Their vulnerability directly affects the vulnerability of the overall system. Experiences from previous earthquakes revealed some unexpected damage and collapses of bridge structures. For this reason, bridges deserve a special attention, and investigating their seismic response is of great importance. Almost all current regulations and guidelines recognize regular and irregular bridge structures. Bridges with skewed piers, as well as horizontally curved bridges, can be classified in the latter group. Despite their irregularity, these structures are frequently in use as they are able to satisfy the existing geometric constraints imposed either in densely built urban areas, or in hardly accessible mountain regions. Thus, horizontally curved bridges and skewed bridges can be found on all access roads, intersections, ramps, overpasses etc. On the other hand, despite their growing application, the seismic response of these structures has not yet been fully investigated. This paper presents the seismic analysis of horizontally curved bridges, with and without skewed piers, conducted in the probabilistic framework. By changing parameters such as the radius of curvature and piers skewed angle, as well as column shape and support, non-linear analytical bridge models were created and nonlinear dynamic and static analyzes conducted. Relative column drift ratio is considered as the bridge response. In order to form a probabilistic model of response, several parameters of earthquake intensity are investigated. By comparing demand fragility curves, it is concluded that the increased angle of the skewed curve and the decrease in the radius of the horizontal curve lead to a higher seismic vulnerability of the bridges. Recommendations and guidelines for designing these structures are also presented.

Keywords:
Skewed and Curved, Reinforced Concrete Bridges, Seismic Response, Probabilistic Model.

[1] Nina Serdar, University of Montenegro, Faculty of Civil Engineering, 81000 Podgorica, Montenegro.
[2] Radomir Folić, professor emeritus, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Dep. of Civil Engineering and Geodesy, Serbia; *e-mail*: folic@uns.ac.rs (Corresponding author).

1. INTRODUCTION

The bridges are a very important component of transportation network. Numerous existing bridges can sustain damage of different intensities under seismic action. Earthquake damage has revealed the seismic vulnerability of bridges in a transportation system. The seismic analysis of bridges is a complex task that involves numerous parameters (statical system, geometry, material and other). General tendencies in modern bridge engineering imply wider spans, smaller radius of curvature and increased column skewness. The seismic vulnerability of bridges is usually expressed in the form of fragility curves generated empirically or analytically. Fragility curves are a probability tool to evaluate the vulnerability of structures. They express the probability of a bridge reaching a certain damage condition for a given seismic event.

Vulnerability is not fragility. Vulnerability is measure of loss, and fragility a measure of probability. Vulnerability functions are referred in many ways: damage functions, loss functions, vulnerability curves [1]. Fragility curves are a probabilistic tool for evaluation of the vulnerability of bridges and other structures. They express the probability of reaching certain damage conditions for a given seismic event. Studies on the seismic vulnerability of bridges are still far from the standard reached for buildings, and more research in this field is necessary. In subsequent researches, the attention should be on damage detection and evaluation techniques [2].

The fact that curved and skewed bridges exhibit significant coupling between responses in two orthogonal horizontal directions, leads to their specific behaviour during seismic excitation. Columns are subjected to simultaneous action of bi-axial bending and torsion. Increase of axial, shear and torsion effects can be caused by torsional modes of vibrations [3]. Damage and failures observed in past earthquakes indicate that curved bridges may exhibit an irregular seismic behaviour. The effects of column bent skew angle were investigated for straight bridges [4]. The results showed that increasing of bridge bent skewed angle leads to increase in vulnerability of structures. The European standard EN 1998-2 neither specifically treats the curved alignment as an irregularity nor has any special conditions or provisions for a seismic analysis of curved bridges. In regard of skewness, the value of 45^0 is stated as the maximum angle for the skewed bridge bents in high seismicity regions, and the value of 20 degrees as a limiting value for a bridge to be considered as regular.

The AASHTO Bridge design specifications (2013) [5] and Guide specifications state that the maximum values for a subtended angle are 90 and 30 degrees respectively. ACI Report (2014) [6] provides a summary of the state-of-the-art analysis, modelling and design of concrete bridges subjected to strong earthquakes. It includes seismic vulnerability evaluation, evaluation of the seismic demands and capacities, primarily of the existing bridges. ACI Report (2014) [6] provides a summary of the state-of-the-art analysis, modelling and design of concrete bridges subjected to strong earthquakes. It includes seismic vulnerability evaluation, evaluation of the seismic demands and capacities, primarily of the existing bridges. All above mentioned provisions and codes are categorising bridges according to their regularity and on this basis, if it is necessary, more detailed analyses, like nonlinear static or dynamic analysis are required. Irregularities such as curvature and skewness contribute to coupling of lateral responses in horizontal directions, complicate the dynamic response of a structure and induce rotation effects about the vertical axis.

In most of the existing studies the influence of a skew angle and horizontal curvature on the seismic vulnerability of a structure, were investigated separately. In [7] it was concluded that the combined effects of skew and curvature have a considerable impact on the seismic performance of the bridges exposed to low-to-moderate seismic excitation: higher values of demand/capacity ratios and higher values of transverse deformations in superstructure can be expected. The choice of an appropriate intensity measure parameter is important in applying a probabilistic seismic demand analysis. A very limited number of papers exist in the literature

dealing with the seismic response of curved and skewed bridges. In studies carried out by Tondini and Stojadinović, cited in [8], it is highlighted that the decreasing radius of curvature increases bridge vulnerability due to seismic effects.

The assessment of seismic performances of bridge structures based on behaviour is known in literature as PBEE methodology. A review of acceptable calculation methods for calculating the structure deformations for a specific level of earthquake in PBEE methodology was presented in the paper [9]. The assessment of the structure starts by defining earthquake intensity measure, which in a reliable way describes ground movement during earthquakes. Then the procedure continues towards selection of an adequate engineering demand parameter EDP. Further, EDP should be correlated to the damage measure DM, which describes the damage status of a structure and of its components, exactly by constructing the fragility curves. Eventually, the process is completed by correlating DM and DV (Decision variables) which represent a quantified assessment of behaviour.

The HAZUS methodology [10] defines five damage states: no damage, small, moderate, extensive and complete (failure) damage. A qualitative assessment of damage limit states of building structures is given in detail in the paper [11], and quantitative limits of mechanical characteristics of materials in all limit states were proposed by (Calvi et al. 1999) cited in [12]. The European technical code EN 1998, part 3 defines three limit states: damage limitation (DL), significant damage (SD) and near collapse (NC) states. These limit states are not specifically related to the bridge structures, but rather have a general character. EN 1998-3 defines these limit states through chord rotation capacity (ultimate and at onset of yielding) and through shear capacity for limit state NC.

The aim of this research is to assess the impact of bridge horizontal curvature and bent skew angle on seismic structural response trough the probabilistic seismic demand model.
In this paper, definitions of the damage limit states were used as given in EN 1998-3 for DL and NC and based on these definitions the ductility displacement ratios at the start of these limit states for the considered bridge structures were derived. Ductility displacement ratio value can be assumed as a global parameter of structural response, which can be used as DM in the bridge fragility assessment Bazos and Mander (1999), cited in [12] defined the damage limits through values of drifts and displacements, while (Choi et al. 2004) cited in [12] from the experimental research recommended the limit values for several bridge components, among others for displacements. Many authors cited in [22] defined the damage states limits through the column drift ratio. The objective of the paper is reliability assessment of the curved and skewed RC bridges to earthquake through the development of fragility curves. The aim of the research is to provide the probability of exceeding a prescribed level of damage for a wide range of ground motion intensities.

In this paper, investigation of the effect of three parameters is performed: bridge deck radius in horizontal plane, bridge bent skew angle and column cross section shape on seismic response of three span RC box-girder bridge. The aim is to assess the impact of varied parameters on the behaviour of the structure through a probabilistic approach. This requires the establishment of a probabilistic seismic demand model (PSDM), which relates the structural response (EDP- Engineering Demand Parameter) to earthquake intensity measure (IM-Intensity Measure). Three bridge bent skew angles were considered (0 °, 20 ° and 30 °) along with two values of horizontal curvature (straight bridge- which corresponds to the infinite value of the curvature radius and bridge curvature value of R = 150 m- which is larger than the prescribed minimum value on roads with the relevant design speed up to 60 km / h). Three types of bridge column cross-section shape were analysed. Bridges are classified into three types A, B and C according to the shape of columns cross-sections: hollow box column, double column bent with circular cross-section and rectangular column cross-section respectively. Analyses of the dynamic properties of reinforced concrete (RC) three span frame bridge with box girder deck

section were conducted, by varying the following parameters: the radius of horizontal curvature and the column skewness angle. The box girder cross-section was selected for the deck structure as it is widely used in curved bridges due to its high torsional capacity. The bridges under consideration were frame structures with multi column bent (consisted of two circular sections) and capping beam integrated in the deck structure. In curved bridges central columns are rarely skewed, but an increase in the number of such solutions is expected for bridges in built areas [5].

Second part of this paper is related to ductility displacement ratio as an engineering parameter and a measure of damage for 4 damage states: Near collapse (NC), Intermediate damage state (ID), Slight damage (SD) and Damage limitation (DL). The first and the last damage states coincide with the damage state defined in EN 1998-3 and they are related to chord rotation at yielding and ultimate chord rotation capacity as well as to shear capacity. The analysis is conducted for four bridge alignments: curved bridges with subtended angle of 25 °, 45 ° and 90 ° and one for a corresponding straight bridge. The bridges are of same length and double column bent with a circular cross section. In total, 760 non-linear dynamic analyses (NDA) are conducted for the previously selected 38 ground motion data scaled at 5 intensities: 0.1 *g*, 0.2 *g*, 0.3 *g*, 0.4 *g* and 0.5 *g* for 4 bridge alignments. From each NDA displacement, a ductility ratio is determined at the onset of evaluated damage states. The results are shown and the conclusions are made about the influence of a subtended angle on a seismic response of bridge. The results are very valuable for relatively stiff bridge structures with shorter columns like those found at access ramps and intersections.

2. DESCRIPTION OF BRIDGE SAMPLES AND MODELING

The selected bridges are tree span bridges, with the central span of 40 m, and the total length of (32+40+32=104 m) (Figure 1). The lengths of investigated bridges are equal. In the curved bridges spans, the lengths were measured along the circular arcs. The box girder deck section is 2.5 m high. The considered bridges are relatively stiff since piers are 10 m high. The columns are fixed at the base. The connection between the column and the deck structure is monolithic. The cross-sections of the column bents are two circular column of a 1.4 m diameter, with the cap beam integrated in the deck structure. Above the abutments, the bridge structure rests over 4 elastomeric bearings with allowed movements in longitudinal direction. The characteristics of concrete correspond to the C 30/37 class. The quality of reinforcement is B500B.

The structure is calculated using a spatial linear model constructed in the SAP 2000 v. 14 software package [13], and according [14], [15] and [16]. In the curved bridges, the actual curvature of the bridge is taken into account. Each span is modelled by ten line elements for the approximation of bridge deck curvature in the horizontal plane [17] and [18]. The deck structure is modelled using line "frame" elements with the properties of un-cracked concrete cross-section. Based on the column cross-sections, effective flexural stiffness is specified and calculated in accordance with Annex C: EN 1998-2. The structure is calculated and designed in accordance with EN 1991-2, EN 1992-1-1 and EN 1998-2.

The seismic analysis is conducted using the multimodal spectral analysis [19]. First three modes of vibration are taken into account, and the sum of their effective modal masses is higher than 90% of total mass. The horizontal seismic action is specified through the design response spectrum for B category soil and design ground acceleration of $a_g = 0.4\ g$. A ductile behaviour of the structure is adopted, while seismic forces are reduced by the behaviour factor q=3.5. In designing of columns, the vertical seismic load is not taken into account. Finally, the provided longitudinal reinforcement ratios are: 2%, 2.7% and 3.3% respectively for types A, b and C; and transversal reinforcement ratios are respectively: 0.4%, 1.2% and 1.5%.

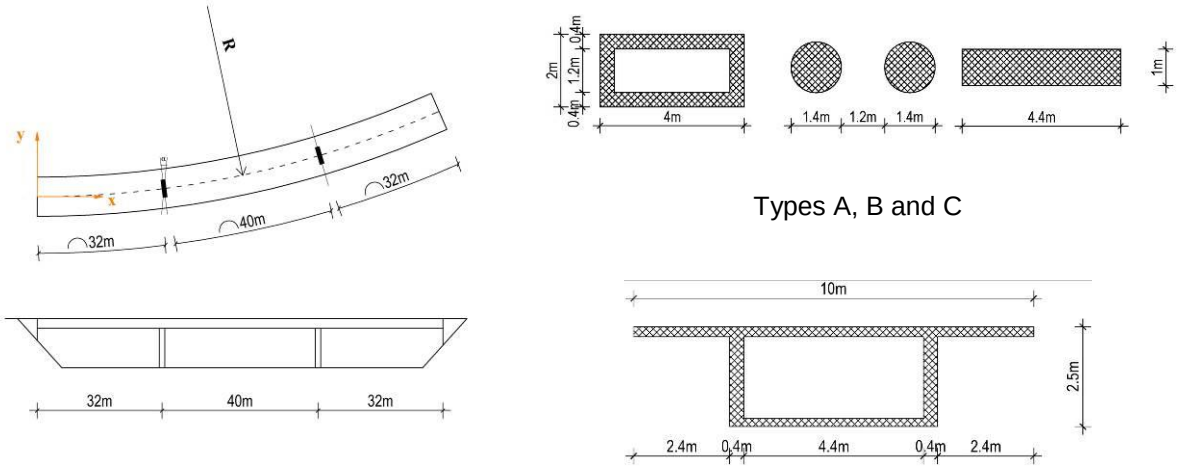


Figure 1. Geometry of bridges: plan and longitudinal configuration, and column cross-section for bridges types A, B and C

Bridge modelling and analysis were done in the program for nonlinear analysis SeismoStruct version 7.0.3 [20]. The bridge deck is modelled using linear elements located at the centre of gravity of the deck sections. Elastic frame elements are used to model the deck. The geometric properties of un-cracked deck cross-section are used for elastic elements [211], [22] and [23]. Each span is modelled by eight straight elements to an approximated bridge curvature in the horizontal plane.

Columns have been modelled as inelastic elements with distributed nonlinearity along the length of the column [24]. The cross-section is divided into material of the concrete core - confined concrete, concrete of the protective layer - unconfined concrete, and reinforcing steel. The stress-strain state is obtained by integrating the non-linear uniaxial stress-strain responses of individual "fibres" into which the cross section is divided. The number of cross-sections in which the integration is conducted is five. An elastic rigid element is used to model the connection between column and deck. The integrated cap-beam double column bent is modelled as an elastic frame element with increased torsion stiffness as it is increased by high flexural superstructure stiffness. The mathematical model and discretization of column cross section is shown at Fig. 2.

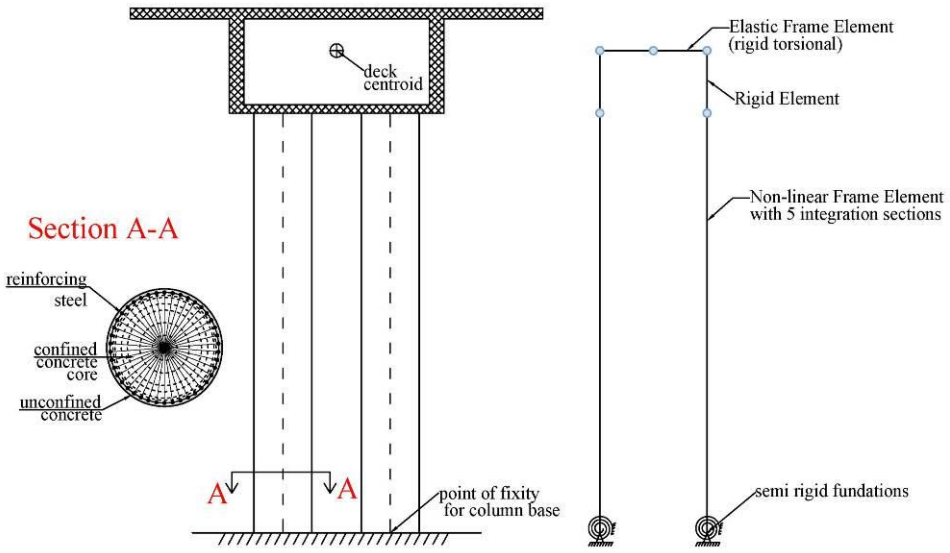


Figure 2. Nonlinear bent modelling

Abutment is modelled as a mass less, infinitely stiff element whose width is equal with the deck structure [25]. It is not expected that abutment mass has a significant influence on the response of long bridges, so it is neglected. The element representing abutment is connected through a rigid joint to the deck structure in its centre. At the ends of this abutment element, zero-length link elements are modelled in the vertical and horizontal directions [25] and [26]. This link element is used to incorporate the soil properties behind the abutments. The soil properties in vertical, longitudinal and transversal directions are calculated according to Caltrans (2006). This abutment modelling is considered simplified [27]. Zero link elements placed in the longitudinal direction have no tensile stiffness and they represent back-wall and embankment fill response where passive pressure is activated after closing the gap. The stiffness of link elements in longitudinal direction is calculated as in Equation 1. *H* and *w* are the height and width of abutment and K_i is the soil initial stiffness

$$K_{abt,L} = K_i \cdot w \cdot \left(\frac{h}{1.7} \right). \tag{1}$$

The link stiffness in transverse direction is obtained by multiplying the stiffness in the longitudinal direction, given in Equation 1, by the coefficients of efficiency of the wing wall (C_L = 2/3), participation factor (C_W = 4/3) and the aspect ratio of wing wall and back wall width *(k*). The expression to calculate transverse link stiffness is given by Equation 2. In the transverse direction the stiffness of protecting wall and bearings is ignored for the simplicity. In the vertical direction the link element with the realistic soil stiffness under the foundation is assigned.

$$K_{abt,T} = K_{abt,L} \cdot C_w \cdot C_L \cdot k \, . \tag{2}$$

Mander's (cited in [12]) uniaxial nonlinear concrete model is used to model the confined concrete. The steel properties are taken in accordance to EN 1998-2.

3. SELECTION OF GROUND MOTION DATA

Selection of ground motion data is done to match a certain earthquake scenario and ground conditions. Ground motion data are selected from the available earthquake data bases: European strong motion data base and PEER data base. The preliminary search is done in [22]. The preliminary search resulted in numerous grounds motion data at which new constrains are imposed. Namely, only those earthquake data, scaled or uncalled, whose SRSS elastic 5% damped response spectrum resemble to the certain target spectra are considered. This method of selection in which the choice favours minimizing the differences in the elastic response spectrum and a certain target response spectrum was represented in many studies [12]. The SRSS spectrum is a spectrum whose amplitudes are obtained by applying square root sum square rule to amplitudes of the elastic spectra of two horizontal record’s components. The similarity criterion is established in such a way that it is favourable to consider the record whose scaled SRSS spectrum gives the smallest sum of the squares of errors (Equation 3) relative to the target spectrum over the entire range of the period. For the target spectrum, the elastic spectrum defined in EN 1998 -2 is selected, which corresponds to the acceleration of soil on the rock base of a_g= 0.4 *g*, with a probability of exceeding 10% in 50 years.

$$SSE = \sum_{i=1}^{n} \left(S_{a,SRSS}^{target}(T_i) - SF \cdot S_{a,SRSS}^{record}(T_i) \right)^2 . \tag{3}$$

SF in the expression is the linear scaling factor. Another constraint is introduced: upper value for SF of 8 is adopted. Finally, 38 ground motions are selected, each represented by two horizontal ground motion components. SRSS spectrum of selected earthquakes was shown in Figure 3. Maximal PGA (peak ground acceleration) value in the selected set of motion is 0.53 *g*.

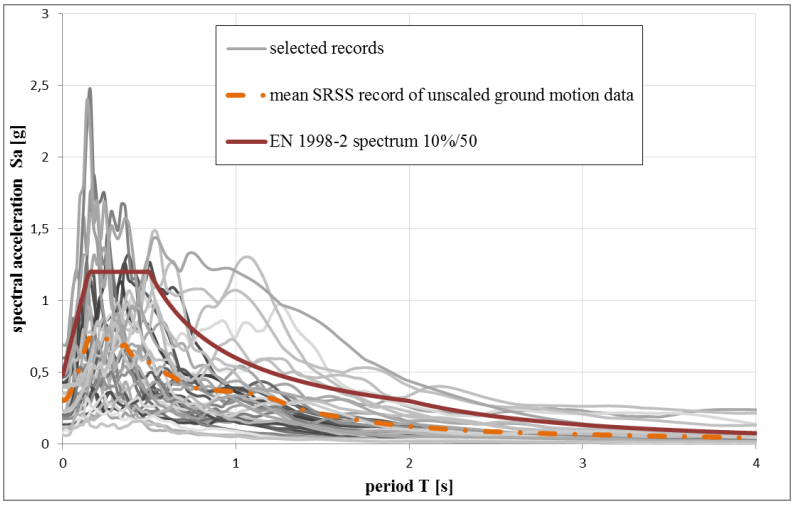


Figure 3. SRSS response spectrum of selected earthquakes, after [12]

For further analysis these ground motions are scaled at five intensities according to PGA values: 0.1 *g*, 0.2 *g*, 0.3 *g*, 0.4 *g*, 0.5 *g*. The scaled earthquakes are then used as input in nonlinear models so that both horizontal components are applied to act simultaneously at two directions: global x and global y direction.

4. RESULTS AND DISCUSSION

Here are presented and compared modal analysis results for straight bridge and one curved bridge alignment (R=150 m/ subtended angle of 45°).Three column skewness angles (α = 0, 20º, and 30º) are analysed and three bent types (A, B and C)-Total of 18 bridge prototypes are considered in this part of analysis. Values of the fundamental tones of vibrations in transverse and longitudinal directions are presented in Tables 1.

Short columns, with height of ten meters (aspect ratio of span to column height L / H = 4) caused a rather stiffer structure with relatively low vibration mode periods. Fundamental vibration mode, for all bridge types, was in the transverse direction, with mode periods ranged from 0.6 to 0.9 s.

Vibration periods shown in table 3 are periods with highest magnitude in particular directions. In this paper effective modal mass participation factors were not presented, from which it can be concluded that influence of higher vibration modes are significant for bridges type A and C (those with relatively stiff piers comparing to the deck). Bridges type A and C do not dominantly oscillate in first mode shape.

From nonlinear analyses conduced for previously explained sample, probabilistic seismic demand models (PSDMs) were constructed. Probabilistic seismic demand model provides relation between seismic intensity and structural response. It is assumed that structural response is log-normally distributed so linear regression is conducted on pairs of log values of IM and EDP. Every PSDM is defined through linear regression coefficients and dispersion. Lower values of dispersion indicate more reliable PSDM. In this paper for earthquake intensity, measure maximal resultant spectral displacement for fundamental period of vibration (rez S_d) is considered as intensity measure (IM). Maximal resultant column drift ratio (rez CDR) is taken for engineering demand parameter (EDP) to represent structural response from induced seismic excitation. Resultant values of intensities/responses represents values obtained by applying square root sum square on horizontal components of intensities/responses. It is observed in the probabilistic seismic demand model that regression coefficient *a* increases with decreasing radius of curvature (Figure 4). No clear pattern of influence of curvature on dispersion of the results is detected. Increasing skew angle leads to increase of regression coefficient *a*, only for bridge types A and C (single column). For bridges with double column bent (type B), with significant coupling of responses in longitudinal and transversal direction, this trend is not observed.

Table 1. First tree periods of vibrations for bridges A, B and C

Bridge type	Curvature radius /subtended angle (m/°)	Bent skew angle	Periods of vibrations T(s)			
			1st mode (transverse direction)	2nd (longitudinal direction)	3rd	
A	h/0	0°	0.596	0.327	0.230	Longitudinal direction
		20°	0.600	0.326	0.235	
		30°	0.606	0.325	0.241	
	150	0°	0.596	0.328	0.231	
		20°	0.604	0.327	0.239	
		30°	0.609	0.326	0.242	
B	h/0	0°	0.867	0.749	0.431	Transverse direction
		20°	0.882	0.729	0.433	
		30°	0.892	0.710	0.435	
	150	0°	0.849	0.731	0.438	
		20°	0.867	0.706	0.437	
		30°	0.877	0.696	0.438	
C	h/0	0°	0.608	0.546	0.319	Transverse direction
		20°	0.644	0.511	0.313	
		30°	0672	0.486	0.306	
	150	0°	0.608	0.537	0.323	
		20°	0.658	0.498	0.315	
		30°	0.678	0.486	0.311	

Variation of resultant column drift ratio (rez_CDR) as a function of resultant spectral displacement (rez_Sd (T_1)) are given In figure 4 for all investigated bridge types [27].

One of the trends identified in the PSDMs is that for straight bridges A and C, response of structure show trend of increase respect to increase of skewness. The difference is that for bridge type A regression lines are parallel (Figure 4 (a)), while bridges type C show more complex behaviour. For bridges type C regression lines intersect suggesting that increase of response is more pronounced as intensity of ground motion is higher (Figure 4 (e)). For straight bridges type B, regression lines also intersect but observed trend is such that for higher seismic intensity structural responses equalize between themselves and for lower intensity the smaller the skew angle the higher the value of response. Apparently, for structures type B coupling of response becomes more pronounced for higher seismic intensity and affecting CDR more seriously.

Furthermore, it was observed that curved bridges type B, unlike straight bridges type B, have regression lines that are parallel and almost coincide, suggesting that this curved double column bent bridge is on the minimum sensitivity in regard to variation of skew angle (Figure 4 (d)). Curved bridges A and C exhibit similar behaviour as straight counterparts: as the value of seismic intensity gets higher the increase of skewness leads to higher structural response values (Figure 4 (b) and (f)). Finally, decreasing deck curvature radius (from infinitive value (R = inf) which corresponds to straight bridge to examined value of R = 150 m) induces enhancement of structural response for all bridges investigated.

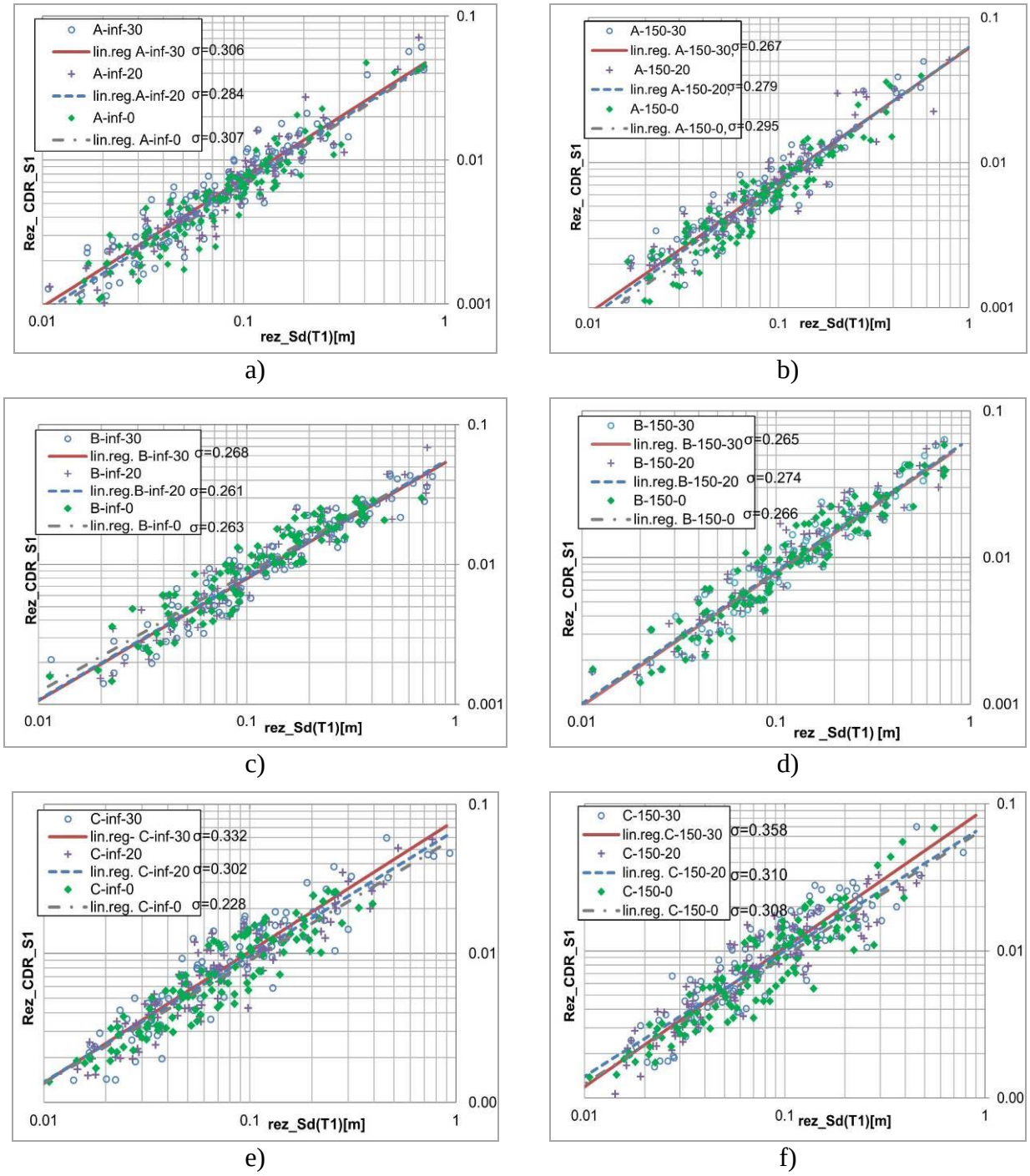


Figure 4. EDP-IM for: (a) straight bridge A, (b) curved bridge A, (c) straight bridge B, (d) curved bridge B, (e) straight bridge C (f) curved bridge C, after [27]

Demand fragility curves, shown in Figure 5, confirm the above findings. These curves represent the conditional probability of exceeding particular value of 0.02 for resultant CDR (P (EDP | EDP> resultant drift = 2%)). Fragility curves are constructed as lognormal cumulative distribution function of responses based on previously determined coefficients a, b and dispersion σ. Value of 2% for CDR [27] represents damage state where significant plastic behaviour is present in critical column cross sections, spalling of larger surfaces of the protective coat is present, widening and propagation of cracks is also visible but structure is still outside of collapse zone and vertical elements are capable of sustaining vertical loads. This level of CDR corresponds to limit state significant damage.

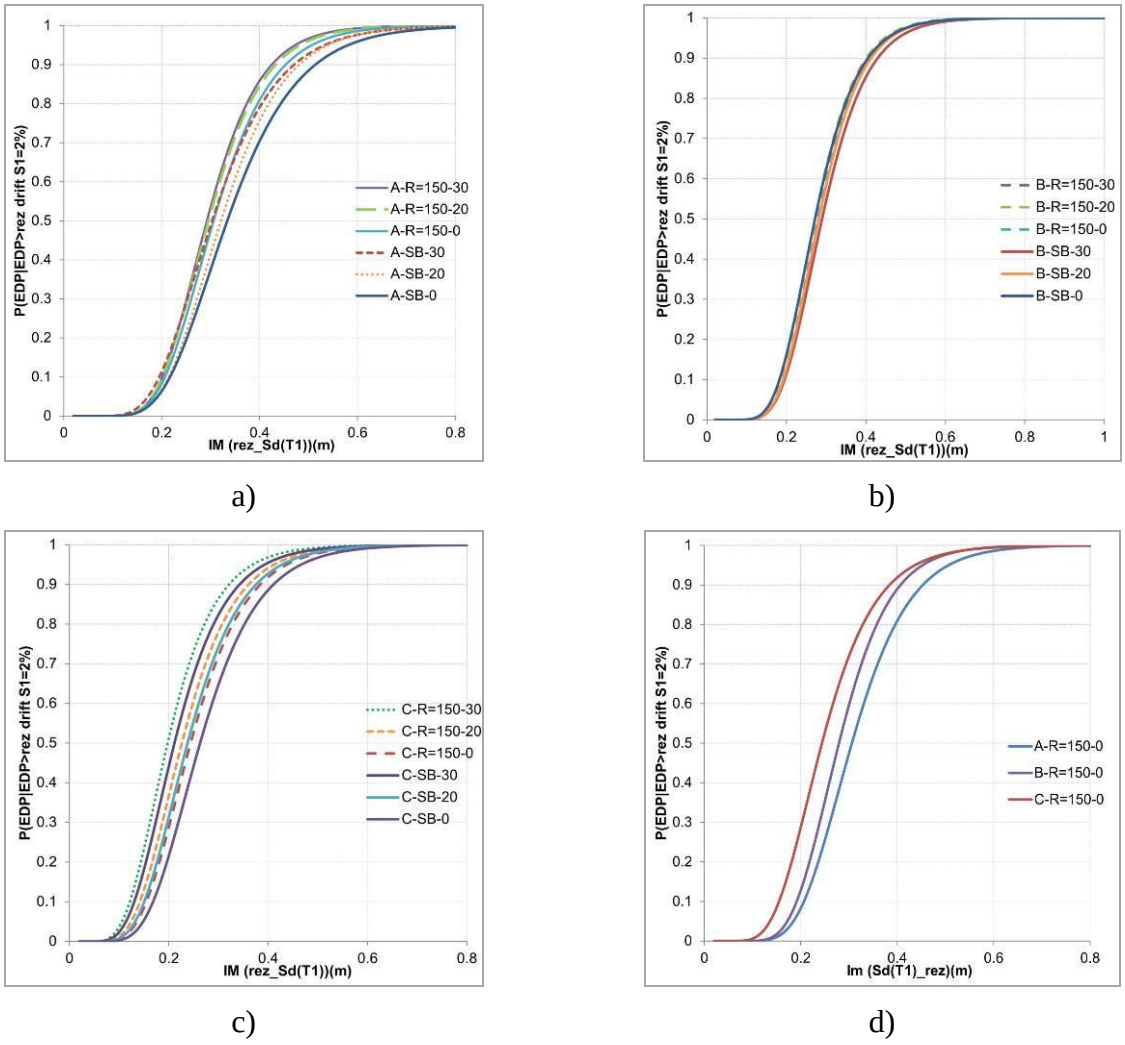


Figure 5. Demand fragility curves: (a) bridge type A, (b) bridge type B, (c) bridge type C, (d) comparing demand fragility curves for curved bridges A,B and C and skew angle of 0 °, [27]

Increase of bridge sensitivity and conditional probability that CDR will exceed given value is noted as bridge deck curvature radius decrease. A similar effect on bridge vulnerability has an increase of skew angle, except for straight bridges type B, where not so pronounced but an opposite trend was observed. This fact can be explained by a slight increase of torsional stiffness in regard to change in skewness, where smaller in plane deck rotations and consequently smaller column drifts are induced. This pattern is not observed in curved bridges B and they are at least sensitive to change in skew angle. The greatest impact of varied parameters on structural response is observed in bridges with rectangular columns (type C). Generally, structural response of bridge type B is the least affected by variation of examined parameters. Also comparing curved bridges A, B and C it can be noted that bridges with rectangular, wall type columns, are clearly most affected by the examined parameter variation comparing to other two.

In the second part of the research more detailed analyses were conducted for curved bridges with double column bent. The aim of this part is to define damage in quantitative manner. DL state is considered a state where the longitudinal reinforcement does not yield. The onset of yielding is defined through steel strain at yielding ε_y=0.2875%. From the moment of exceeding DL until the moment of the first overcoming of the maximum strain for the unconfined concrete of protective layer, the structure is considered to experience only slight

damage. Slight damage implies small cracks in the columns. When the maximum strain of the unconfined concrete is exceeded in columns and concrete spalling begins, but the column chord rotations are still less than the column rotation capacity the θ_{um}, it is considered that the structure entered the intermediate damage state. This state represents both the moderate and the significant damage in structure, for which repairs are necessary but also sometimes even economically and technically unfeasible. The values of θ_{um} for columns and beams given in EN 1998-3 are considered in this paper. Finally, after exceeding the value of chord rotation capacity θ_{um}, the structure experiences total damage where deflections in the columns are such that they can lead to a fracture in the deck.

A total of 190 analyses per one bridge type are conducted in this part of analyses. Occurrence of events considered to represent damage state is registered in every analysis. The number of analyses where yielding (onset of SD state), concrete spalling (onset of ID state) or chord rotation capacity (NC state) is exceeded is given in Table 2. Yielding is controlled in longitudinal reinforcement. The number of occurrence of yielding of longitudinal reinforcement and exceeding chord rotation capacity increase with increase of subtended angle of curved bridge [28]. Also, a decrease in number of exceedance of unconfined concrete strain (occurrence of spalling) is observed.

Table 2. Number of occurrence for damage state [12]

Bridge subtended angle	Number of occurrence		
	Yielding	Concrete spalling	Chord rotation capacity
Straight bridge	97	57	32
25°	100	54	31
45°	102	54	36
90°	102	50	48

The maximum value for ductility displacement ratio is obtained from every analysis conducted. Here are analyses only curved bridges with radius/subtended angle equal to: straight/0°, 250 m/25°, 150 m/ 45° and 75 m/ 90°. The ductility displacement ratios are calculated for transversal bridge direction as maximal displacement divided by displacement at yielding. The maximum displacement and displacement at yielding are registered for each earthquake record. The mean values of displacement at the beginning yielding (Δ_y), standard deviation (σ), limits of 95% confidence intervals (L_1, L_2), and the relative width of the confidence interval (i) for mean value of yielding displacement are shown in the Table 3.

Table 3. Mean values of yielding displacement, standard deviation, confidence interval

Bridge subtended angle	Mean value, and confidence interval characteristic			
	Δ_y	Σ	(L_1, L_2)	$i(\%)$
Straight bridge(SB)	0.0452	0.0123	(0.0435, 0.0470)	7.8
25°	0.0400	0.01514	(0.0408,0.00378	10.8
45°	0.0388	0.01512	(0.0367, 0.0409)	11.1
90°	0.0339	0.01498	(0.03217,0.036)	12.6

It can be noticed that the mean values of displacements at yielding decrease as bridge subtended angle increases (bridge deck radius decrease). Also, the relative width of the confidence interval, which is less or approximately equal to 10%, indicates a small and acceptable width of the interval where the mean value can be found with a high reliability of 95%. Also the values of displacement ductility ratio calculated on the basis of the mean value of yield displacement can be considered reliable.

Calculated values of the displacement ductility ratio (DDR_m) at the onset of damage states, dispersion and relevant width of the confidence intervals are shown for every type of bridge investigated (see Table 4).

Table 4. Ductility displacement ratio at onset of damage states

Bridge subtended angle	Displacement ductility ratio(DDR_m;σ;i %) at the onset of DS			
	DL	SD	ID	NC
Straight bridge (SB)	<1	1	(1.65;0.311;8.0)	(3.31;0.692;17.0)
25°	<1	1	(1.71;0.305;7.8)	(2.75;0.675;17.5)
45°	<1	1	(1.74;0.343;8.9)	(2.72;0.650;16.8)
90°	<1	1	(1.90;0.365;9.4)	(2.37;0.492;12.7)

In this paper, ductility displacement ratio is examined as a damage measure for vulnerability assessment of curved reinforced-concrete bridges. The study is conducted for 4 bridges of curved alignments including a straight bridge, by varying bridge subtended angle. The analysis is conducted for bridge types with relative short piers, so results here presented are applicable for stiffer bridge structures. Based on the presented results it can be said that the increase of subtended angle has an adverse effect on the bridge seismic response: it leads to an increase of maximal registered ductility displacement ratio. The number of occurrences of exceeding the ultimate chord rotation and yielding in longitudinal reinforcement also increases as deck radius decrease. The longitudinal reinforcement yielding is defined as the onset of slight damage and exceeding ultimate chord rotation capacity, as defined in EN 1998-3, is taken as the onset of near collapse damage state. For all evaluated bridges the values of ductility, displacement ratio are calculated at the onset of an intermediate damage state and near collapse state as a ratio of displacement at first occurrence of relevant damage to mean displacement at yielding. It is shown that ductility displacement ratio at the onset of considered damage states is dependent on the bridge deck radius (subtended angle), so when a more precise assessment of vulnerability of bridge structure is done, this fact should be taken into account [12].

The determined limit median values are presented with a standard deviation and relative width of the confidence interval, which corresponds to the limits of median values minus/plus one standard deviation. The results can be considered reliable, based on a relatively narrow confidence interval. For a near collapse state, a decrease of limit values of ductility displacement is noticed what leads to a conclusion that a curve bridge can experience collapse at smaller values of displacement ductility comparing to a straight one. On the other hand, significant damages, those that occur after concrete spalling, are slightly postponed in curved alignments. Further research should be done in order to determine ductility displacement ratio for more than one intermediate damage state, by dividing that damage state on reparable and irreparable damages. In addition, certain variation in column height, shape and reinforcement as well as bridge alignments should be investigated in order to examine their influence on the results.

5. CONCLUSIONS

Vulnerability assessment plays a major role in the design of structures, and helps to minimize structure damages. The data derived from fragility curves can be used to analyse and improve performance of structural elements and whole structure. Based on the results of modal analysis of the considered bridge prototypes, it was observed that reduction in the radius of curvature leads to the reduction in the period of basic vibrations of the structure. Reduction in the radius of curvature leads to the increase in combination of modal responses in two horizontal directions. Increasing the angle of column skewness leads to the increase in the period in transverse direction and to the decrease in the period in longitudinal direction both in curved and straight [19].

The capacity of displacement of the bridge structure decreases with the transition from the straight bridge to curved bridge by approximately 35%. At the same time, the capacity of ductility of structural displacement also decreases, while the requirements for ductility of displacements calculated in relation to the target displacement are growing.

Eighteen bridge prototypes were analysed, with three types of column shapes, two radii of curvature and tree angle of skewness. The results of the analysis point to the following:

- Increase of bent skew angle causes shortening of longitudinal vibration mode periods and increase of transversal vibration mode periods.
- Bridge skew angles adversely affect bridge seismic responses, especially in bridges with a single pier with one weak direction (rectangular pier).
- The bridges with double pier bents are less sensitive to a decrease of a bridge deck radius.
- Increase of bridge bent skewness leads to increase of response, except for bridges with two column bent. Curved multi column bent bridges are at least sensitive to change in skew angle.
- Resultant spectral displacement for fundamental mode period, calculated from resultant spectrum, showed as good measure based on low values of dispersion.
- Decreasing radius of bridge deck horizontal curvature increase bridge response vulnerability;
- With decrease of radius and increase of skewness, bridge vulnerability increases;
- The increase of subtended angle has an adverse effect on the bridge seismic response: leads to an increase of maximal registered ductility displacement ratio;
- The number of occurrences of exceeding the ultimate chord rotation and yielding in longitudinal reinforcement also increases as deck radius decrease;
- The ductility displacement ratio at the onset of considered damage states is dependent on the bridge deck radius (subtended angle), so when a more precise assessment of vulnerability of bridge structure is done, this fact should be taken into account.
- The determined limit median values are presented with a standard deviation and relative width of the confidence interval, which corresponds to the limits of median values minus/plus one standard deviation. The results can be considered reliable, based on a relatively narrow confidence interval;
- A decrease of limit values of ductility displacement is noticed what leads to a conclusion that a curve bridge can experience collapse at smaller values of displacement ductility comparing to a straight one.

Effects of soft soil as well as the near fault earthquake effect are not considered. Future research should focus on the bridge structures that are more flexible, those with higher columns e.g., as well as to include other values for bridge curvature radius. A detailed analysis of the collapse for these structures should be done by defining collapse criteria, e.g. establishing displacement ductility value or column cross section curvature ductility at the beginning of collapse limit state or other damage limit state.

ACKNOWLEDGEMENT

The work reported in this paper is a part of the investigation within the research project TR 36017 supported by the Ministry for Education, Science and Technological Development Republic of Serbia. This support is gratefully acknowledged (R. Folić).

REFERENCES

[1] Porter K.: 2017. A Beginner’s Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk. University of Colorado Boulder, p. 14, Available: http://spot.colorado.edu/~porterka/Porter-beginners-guide.pdf [last visited, January, 22, 2018]
[2] Soberon, G:C., Oller,S. Barbat,A.H. Seismic vulnerability of bridges using simplified models, Monograph CIMNE IS- 47, 2002
[3] Priestley MJN, Seible F, Calvi GM. (1996). Seismic design and retrofit of bridges, John Wiley and Sons, New York
[4] Pahlavan H, Zakeri B, Amiri GG, Shaianfar M. Probabilistic vulnerability assessment of horizontally curved multiframe RC box-girder highway bridges. Journal of Performance of Constructed Facilities. 2015 Jun 10; 30(3):04015038.
[5] AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. Second Edition with 2014 Interim. Washington (DC); 2014.
[6] ACI 341.2R-14. Report on Analysis and Design of Seismic Resistance Concrete Bridge Systems. American Concrete Institute; 2014.
[7] Wilson T, Mahmoud H, Chen S. Seismic performance of skewed and curved reinforced concrete bridges in mountainous states. Engineering Structures. 2014; 70: 158-67.
[8] Serdar N. (2017) Seizmička analiza armiranobetonskih mostova u krivini, PhD Theses, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet, Podgorica, p. 172. (in Serbian)
[9] Folic R, Cosic, M. (2016). Performance-based non-linear seismic methods of Structures: a review of scientific knowledge in the last 20 years, *International Conference VSU* 2016.
[10] HAZUS-MH. (2004). Software Programme for Estimating Potential Losses from Disasters, Federal Emergency Man. Agency, Washington DC.
[11] Crowley H, Pinho R, Bommer JJ. (2004). A probabilistic displacement-based vulnerability assessment procedure for earthquake loss estimation, *Bull. Earthqu. Eng*., 2 (2): 173-219
[12] Serdar N, Folić R., Ductility displacement ratio in damage analysis of RC curved bridge, 16th Europian Conference on Earthquake Eng. Thessaloniki, 18-21 June, 2018, ID 12350
[13] SAP2000v.14, Software package, Computers and Structures, Inc. (CSI)
[14] EN 1991-2:2003, Action on structures-Part 2: Traffic loads on bridges
[15] EN 1992-1-1:2004, Eurocode Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
[16] EN 1998-2: 2005, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges
[17] Caltrans. Caltrans seismic design criteria. California Department of Transportation. California, USA; 2013.
[18] NCHRP PROGRAM REPORT 620. Development of Design Specifications and Commentary for Horizontally Curved Concrete Box-Girder Bridges. Transportation Research Board. 2008
[19] Serdar N, Folić R. (2016). Comparative Analysis of Modal Responses for Reinforced Concrete (RC) Straight and Curved Bridges. *Procedia Engineering*, (156): 403-410.
[20] SeismoStructv.7.0.3.Seismosoft (2014), Software for static and dynamic analysis of structures. Available: http://seismosoft.com [last visited, January, 22, 2018]

[21] Khan E. (2015). Direct Displacement Based Seismic Design of Continuous Curved Bridges, *PhD thesis*, Faculty of North Carolina State University
[22] Ambraseys N, Smit P, Sigbjornsson R, Suhadolc P, Margaris B. (2002). Internet-site for European strong-motion data. European Commission, Directorate-General XII, Environmental and Climate Programme, Brussels. Available: http://www.isesd.cv.ic.ac.uk [last visited, January, 28, 2018]
[23] Davidson JS, Abdalla RS, Madhavan M. Design and construction of modern curved bridges. University Transportation Center for Alabama; 2002.
[24] Mwafy AM, Elnashai AS. (2007). Assessment of Seismic Integrity of Multi-Span Curved Bridges in Mid-America, Mid-America Earthquake Center, Civil and Environmental Engineering Department, University of Illinois at Urbana-Champaign, IL
[25] Aviram A, Mackie KR, Stojadinovic B. Effect of abutment modeling on the seismic response of bridge structures. Earthquake engineering and engineering vibration. 2008;7(4):395-402.
[26] Itani A, Reno M. (2000). Chapter 15 in Horizontally Curved Bridges, in Bridge Engineering Handbook (W. Chen & L. Duan, eds.), Boca Raton: CRC Press, IUSS Press
[27] Serdar N, Ulićević M, Janković S. (2017). Influence of horizontal curvature radius and bent skew angle on seismic response of RC bridges. *Građevinar*, 69(02):83-92.
[28] EN 1998-3 (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, Brussels

УСТОЙЧИВО УПРАВЛЕНИЕ НА ИНФРАСТРУКТУРАТА: ВЪЗСТАНОВЯВАНЕ НА РЕСУРСИТЕ И ПОВТОРНО ИЗПОЛЗВАНЕ В ДЕПАТА

Рао Сурампали[1]

SUSTAINABLE INFRASTRUCTURE MANAGEMENT: RESOURCE RECOVERY AND REUSE IN LANDFILLS

Rao Y. Surampalli[1]

Abstract:
We generate millions of tons of solid and liquid waste every day. This waste is rich in water, nutrients and organic compounds. Resource recovery is the selective extraction of disposed materials for reuse, which reduces the consumption of virgin resources. The current sustainable waste management is based on a hierarchy of three principles: waste prevention, recycling/reuse/treatment, and final disposal. Final disposal in landfills is the least desirable as the landfill, if not managed appropriately, may release massive pollutants to the environment. The emission of methane to the atmosphere is an important source of greenhouse gasses (GHGs). To realize the resource value in waste, the focus is shifting from treatment for waste disposal to treatment of waste for resources recovery and reuse. Viable commercial approaches to resource recovery and reuse are emerging around the globe, with many of them being innovative approaches: through sludge reuse, wastewater irrigation and recycling, solid waste composting or energy generation (methane) through bioreactor landfills. For example, a number of studies on municipal solid waste (MSW) have indicated that source separation followed by reuse and recycling of the liquid (leachate) can generate energy (methane) in bioreactor landfills through efficient solid waste decomposition and landfill gas (LFG) collection.
The bioreactor landfill simultaneously degrades the waste and generates LFG (a renewable energy) with a much faster rate, and thus, can shorten the landfill process to less than ten years, rather than 30 or more years in the conventional "dry tomb" landfill. In a bioreactor landfill, liquids (leachate + stormwater or wastewater if needed) are added to the landfill through vertical wells, horizontal pipes, or trenches. The liquids can stimulate naturally occurring microorganisms (either aerobic or anaerobic) by maintaining optimal moisture conditions at or near field capacity (at ~34–65%), and thus, promote the accelerated decomposition. Thus, a bioreactor landfill has several potential advantages: reduced leachate disposal costs; increased waste decomposition and settlement that results in gain in landfill space due to an increase in density of waste mass; and finally, significant increase in LFG production due to accelerated decomposition.

[1] Rao Y. Surampalli, Professor, Ph.D., D.Sc (h.c), P.E., BCEE, IWA Fellow, WEF Fellow, F.AAAS, Dist.M.ASCE, Global Institute for Energy, Environment and Sustainability, Kansas, USA, *e-mail*: surampallirao@gmail.com

The bioreactor landfill changes the goal of landfilling from the storage of waste to resources recovery and reuse. This presentation reviews the status and future trends in sustainable development of bioreactor landfill technology and infrastructure management. Technical challenges and research needs remain related to sustainability, liquid addition, leachate hydrodynamics, leachate quality, the addition of air, and cost analysis. Research on and the improvements of these techniques are the future trend in sustainable infrastructure management and development of landfill technology through resource recovery and reuse.

Keywords:
Bioreactor Landfill, Resource Recovery, Reuse.

ЕФЕКТ НА ПЛАСТМАСОВИТЕ МАТЕРИАЛИ ВЪРХУ ГЕОТЕХНИЧЕСКИТЕ СВОЙСТВА НА ПОЧВА ЗА ИНЖЕНЕРНИ СЪОРЪЖЕНИЯ

Олалея Абиона[1], Обафеми О. Омокунгбе[2], Олуволе А. Агбеде[3]

EFFECT OF PLASTIC MATERIALS ON GEO-TECHNICAL PROPERTIES OF SOIL FOR ENGINEERING CONSTRUCTION

Olaleya Abiona[1], Obafemi O. Omokungbe[2], Oluwole A. Agbede[3]

Abstract:
Disposal of plastic waste is a challenge in developing countries, hence the need to re-use. Soil samples were collected from a borrow pit at Oworonshoki in Kosofe LGA, lagos, Nigeria. Plastics materials were sourced for, grinded into 5mm sieve size. Grinded plastic strips were mixed with soil samples at 0%, 10%, 15% and 20%, ratio by weight. Compaction and California Bearing Ratio (CBR) tests were carried out to determine the Maximum Dry Densities (MDD) with the corresponding Optimum Moisture Contents (OMC) and the California Bearing Ratio (CBR) values.
At 0% inclusion, OMC was 20% and MDD was 1.62 kNm³ while the average value for 2.5 mm and 5mm penetration on soil were 38.75% and 45.80% respectively. At 10% inclusion, OMC was 22.2% and MDD was 1.61 kNm³ while the CBR value at 2.5 mm and 5 mm penetration on soil were 50.16% and 38.18% respectively. At 15% inclusion, OMC was 21%, MDD was 1.61 kNm³ while the CBR value at 2.5 mm and 5 mm penetration on soil were 30.97% and 32.59% respectively. At 20% inclusion, OMC was 22%, MDD was 1.62 kNm³ while the CBR value at 2.5mm and 5 mm penetration on soil were 33.40% and 38% respectively. The results indicated that MDD decreases with increasing plastic content above 15%, and CBR value decreased when 20% plastic material was included. Thus, inclusion of plastics up to 15% soil improves the compaction properties of the soil.

Keywords:
Borrow Pit, Plastic Materials, Compaction Test, Optimum Moisture Content, Maximum Dry Densities, Penetration Test, California Bearing Ratio.

[1] Olaleya Abiona, Ph.D.,Chief Lecturer, Department of Civil Engineering, Yaba College of Technology, Yaba, Lagos, Nigeria; *e-mail*: leyeabiona2002@yahoo.com.
[2] Obafemi O. Omokungbe, M.Sc., Chief Lecturer, Department of Civil Engineering, Yaba College of Technology, Yaba, Lagos, Nigeria.
[3] Oluwole A. Agbede, Ph.D., Prof., Department of Civil Engineering, University of Ibadan, Ibadan, Nigeria.

БЕЗОПАСНОСТ ПРИ РАБОТА НА СОЛАРНИ КОЛЕКТОРИ ЗА ОТОПЛИТЕЛНИ СИСТЕМИ ЗА ТОПЛА ВОДА

Надие Адем[1], Милена Кичекова[2], Димитър Димитров[3]

SAFETY IN THE OPERATION OF SOLAR COLLECTORS FOR HOT WATER HEATING SYSTEMS

Nadie Adem[1], Milena Kichekova[2], Dimitar Dimitrov[3]

Abstract:
The operational modes in the main heating circuits are analyzed for possible designs of solar collectors for hot water heating systems. Determined are the characteristic energy parameters on which are conducted control measurements and basic processing of the results in view of achieving safety. Exemplary monitoring models are presented.

Keywords:
Safety, Solar Collectors, Energy Parameters.

I. ВЪВЕДЕНИЕ

В съответствие с политиката за ЕЕ все по-широко приложение намират соларни- те колектори за топла вода. Създаването на съвършенни дизайнерски решения, успешното им интегриране към строителните конструкции, максималното и непрекъснатото използване на слънчевия потенциал при определени климатични условия, определят необходимостта от решение на редица технически проблеми. Независимо от това, с приоритет между тях са тези, свързани с културата и климата на безопасността им [1, 3].

II. ЦЕЛ НА РАЗРАБОТКАТА

Целта на разработката е да се анализират основните фактори за безопасност при подготовката за монтаж на слънчеви колектори и по-следващото му изпълнение.

Като се има пред вид характерът на развиващите се процеси и взаимната им връзка, приложен е системен подход за анализ. Заедно с това за отделни случаи е приложен

[1] Надие Адем, докторант, катедра „Строителство на сгради и съоръжения“, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър“, к.к. Чайка, 9007, Варна; *e-mail*: nadiadem1@hotmail.com;
Nadie Adem, Ph.D. Student, Department of Construction of Buildings and Facilities, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, Varna, Bulgaria; *e-mail*: nadiadem1@hotmail.com.
[2] Милена Кичекова, доц. д-р инж., катедра „Строителство на сгради и съоръжения“, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър“, к.к. Чайка, 9007, Варна, *e-mail*: mkichekova@gmail.com;
Milena Kichekova, Assoc. Prof. PhD. Eng., Faculty of Architecture Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, Varna, Bulgaria; *e-mail*: mkichekova@gmail.com.
[3] Димитър Димитров, проф. д.т.н.. инж., Технически университет – Варна; *e-mail*: prof_dimitrov@abv.bg;
Dimitar Dimitrov., Prof. D.Sc. Eng., Technical University – Varna, Bulgaria, *e-mail*: prof_dimitrov@abv.bg.

сравнителен анализ и са представени типични модели, по които могат да се извършат изчислителни процедури.

III. ТЕОРЕТИЧНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ

III.1. Подготовка за монтаж

Подготовка за монтаж, включваща видовете проверки, които трябва да бъдат извършени преди монтажа; подготовка за монтиране на колектора върху покрива при спазване на изискванията за правилно балансиране на потока на топлоносителя в слънчевите колектори.

Преди да започне монтажът трябва да се провери следното:

1. При пристигане на обекта всички елементи на системата и арматури трябва да бъдат прегледани да нямат повреди и за да бъде сигурно, че е налице всичко, нужно за извършване на монтажа. Това включва средства за покриване на слънчевите колектори, когато се монтират на покрива. Модерните слънчеви колектори на ярка слънчева светлина могат да достигнат температури 150-350°C. Освен че може да причини изгаряния, допирът до нагорещения метал може да причини шок и загуба на опора върху покрива, последствията от което могат да бъдат сериозни.

2. Обектът трябва да е огледан, с цел:

- да се определи място за слънчевите панели;
- да се установи подход към покрива и възможността за разполагане и монтиране на средства за достъп до покрива.
- да се проучи има ли подходяща таванска площ за лесен достъп за свързване на слънчевите колектори и прокарване на тръбопроводи.
- да се определи положението на съществуващите инсталации за гореща вода и присъединяването им към слънчевата инсталация.
- да се прецени подходяща ли е покривната конструкция за поемане на допълнителното натоварване от слънчевата инсталация.

Да се уверите, че са получени нужните разрешения съгласно изискванията.

III.2. Избор на оборудване за достъп и създаване на работна площадка.

При избора на оборудване трябва да се предотврати падане или ако това не може да се предотврати, да се намали височината.

На практика тъй като монтирането на слънчеви водонагревателни инсталации обикновено е свързано с пренасяне на обемисти и тежки слънчеви колектори върху покривите, обикновено стълбите не са подходящи за това.

Подвижните стълби могат да се използват като работно оборудване само за достигане или слизане от място, откъдето се извършва работата и на което, както оценката на риска показва, използването на друго работно оборудване не е оправдано. Когато се налага използването на стълби, те трябва да отговарят на изискванията за работа на високо по отношение на здравина, обозначения, поддръжка, ъгъл на поставяне, мерки против подхлъзване и др.

Работното място трябва да има “подходяща повърхност”. Повърхността е конкретното място, на което или откъдето работникът изпълнява задачите си. Трябва да се обърне внимание на това съществуват ли условия, които правят падането от мястото на работа по-вероятно като например това, че повърхността не е равна или е хлъзгава или омазнена.

Повърхността не бива да е чуплива, т.е. трябва да издържа тежестта на хората или материалите, минаващи по нея, и да издържа на удара от падане върху нея на хора или

материали. Тук трябва да се отчете влошаването на състоянието поради метеорологичните условия, стареенето и други фактори в тази връзка. Може да са необходими парапети за обезопасяване на работната площадка или друго работно място против падане.

При определяне дали дадена площадка е подходяща за работа на височина, трябва да отговаря на определени изисквания:

- да е с достатъчни размери, за да позволява безопасно минаване по нея и безопасно използване на оборудване и материали;
- да няма препятствия, които могат да причинят спъване и пропадане на пода;
- да се пази чиста и подредена.

Може да бъде уместно построяването на скеле за безопасен достъп до работа и като работна площадка. Скелетата трябва да бъдат проектиране, построявани, променяни и демонтирани от компетентни лица [4]. На практика кулообразните скелета могат да осигурят подходяща работна площадка в много ситуации, като същевременно отговарят на гореописаните изисквания и да се използват само след извършване на пълна оценка на риска и където е уместно, са се вземат необходимите допълнителни мерки за премахване или намаляване на риска. Може да се помисли също за лични предпазни средства против падане.

III. 3. Определяне основните рискови фактори в подготовката и монтажа на слънчеви колектори

За да бъде намален броя на инцидентите трябва да се създадат условия за:

- премахване или намаляване до минимум на рисковете при работа на високо;
- безопасни системи на работното място за организиране и извършване на работи на високо;
- сигурни системи за избиране на подходящо оборудване за работа;
- безопасни системи за предпазване на хората от последствията на работата на високо.

III.3а. Йерархия на мерките за безопасност при работа на високо

За постигне на безопасност се изисква:

1. Да се оцени риска, което ще помогне да се работи безопасно.
2. Да се спазва йерархията за безопасна работа на високо (т.е. избягване, предотвратяване и намаляване на последиците).
3. Да се планира и организира работата, като се отчитат метеорологичните условия и възможността за аварийна ситуация.
4. Да се провери компетентността на онези, които трябва да работят на високо.
5. Да се използва подходящо работно оборудване.
6. Да се управляват рисковете от работа върху или около чупливи повърхности и от падащи предмети.
7. Да се проверява и поддържа работното оборудване, което трябва да се използва, и да се проверява мястото, където трябва да се изпълнят работите .

III.3б Оценка на риска

Стъпка 1: Откриване на опасностите

Това означава оглед на обекта и набелязване на значителните опасности. Те могат да представляват стръмен покрив, чуплива повърхност, върху която може да бъдат монтирани колекторите, неравен терен или препятствия там, където може да бъде необходим достъп до покрива.

Стъпка 2: Определяне кой има вероятност да пострада

Това означава да се отчетат конкретните рискове, пред които може да бъдат изправени неопитни работници и потребителите или техните посетителите, които могат да бъдат наранени от дейностите при монтажа.

Стъпка 3: Оценяване рисковете и определете предпазните мерки, които трябва да се вземат

Трябва да се обсъди колко голяма вероятност има всяка опасност да доведе до инцидент, да се реши какви предпазни мерки биха могли да се вземат и след като са взети тези предпазни мерки, да се прецени дали оставащият риск е голям, среден или малък. При набелязване на оставащите рискове трябва да се помисли какви други мерки биха могли да се вземат, за да се контролират рисковете, така че инцидентите да бъдат малко вероятни.

Стъпка 4: Документиране (записване) на констатации.

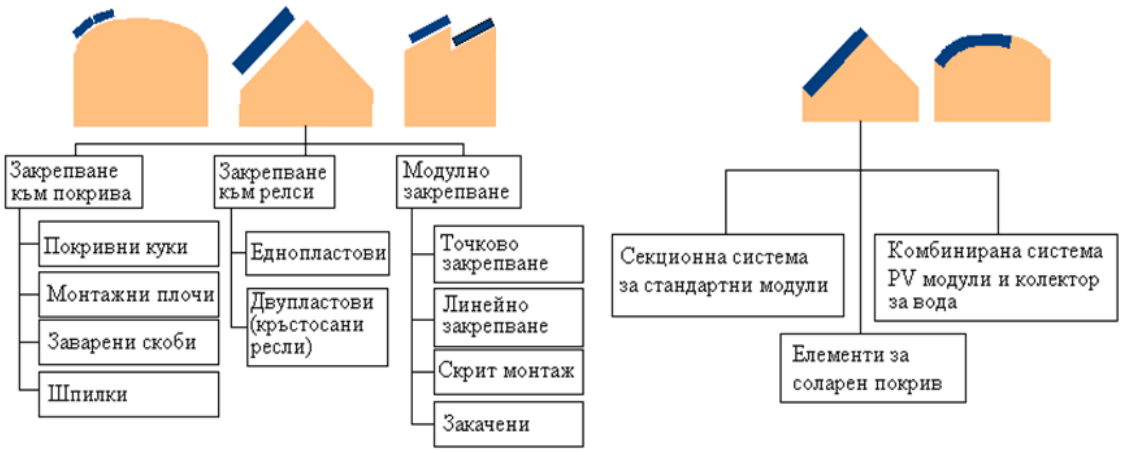
Трябва да се записват констатациите, които са важни. С тях трябва да бъдат запознати работниците. Трябва да се покаже, че е направена обстойна проверка, че е обмислено кой може да бъде засегнат, всички очевидни и важни опасности, че предложените предпазни мерки са разумни и оставащият риск е малък.

Стъпка 5: Да се преразгледа оценката, когато е необходимо.

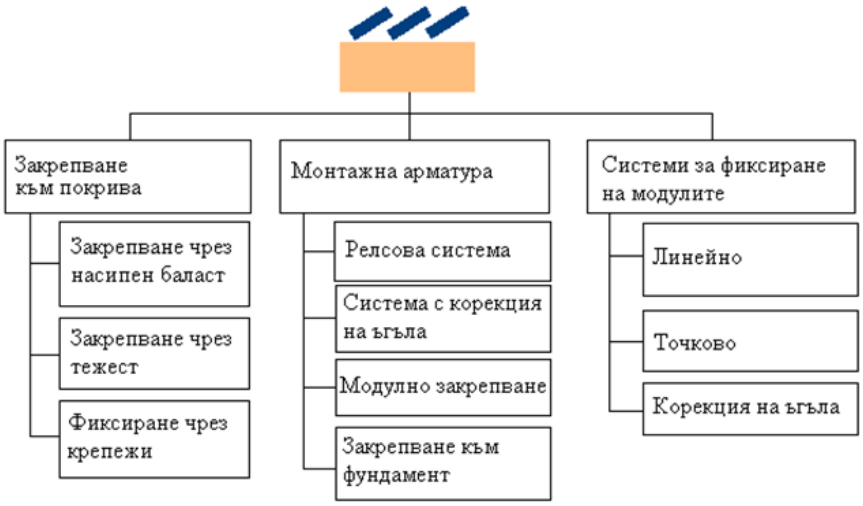
Всяка слънчева водонагревателна инсталация може да представи свои конкретни опасности. Затова трябва да не се разчита на една “стандартна” оценка на риска при инсталиране, а трябва да се разгледат конкретните рискови ситуации.

III. 4. Монтиране на колекторите.

Панелите могат да бъдат монтирани върху наклонен, плосък покрив или на приземно ниво. Ако няма покрив с подходящо изложение, те могат да се монтират на рамка, прикрепена към фасадна стена. Типични случаи за интегриране към сграда и начините за закрепване са представени на фиг.1, 2. Те позволяват на базата на сравнителна оценка да се избере най-безопасния случай.



Фигура 1. Типични случаи за интегриране на колектори към сграда и начини на закрепване.

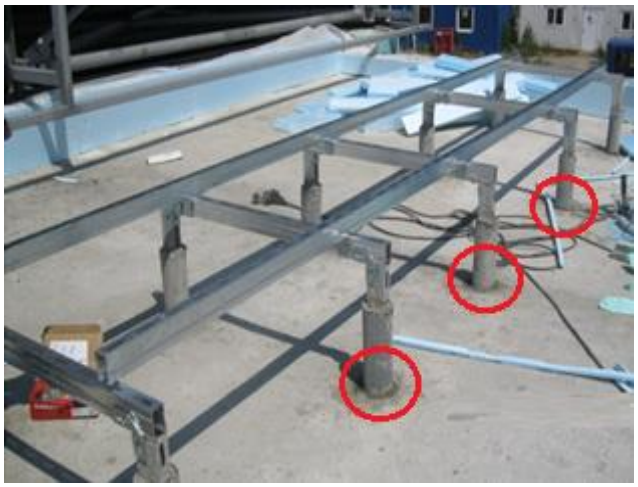


Фигура 2. Типични случаи за интегриране на колектори към сграда и начини на закрепване

III.4.а. Вграден монтаж на колектори на покрива

Той се използва за нови сгради или реконструкция на покривите. Това опростява монтирането, тъй като общата площ на слънчевите колектори се предоставя като един блок и е необходим само комплект за хидроизолация. Той включва долна водеща противофилтрационна завеса,челна завеса (ригел) и комплект странични водоотводи или скрити олуци. Изисква се внимание при работа с вакуумно-тръбни колектори. Здравината на стъклената тръба може сериозно да отслабне, ако бъде надраскана, което води до имплозия и риск от нараняване.

III.4.б Монтиране върху наклонен покрив (фиг.3а,б)



Фигура 3а,б. Начини на монтиране на колектор върху наклонен покрив

Трябва да се подготви мястото за поставяне на панели. Ако трябва да се пробие отвор в покрива или временно да се отстранят керемиди, това трябва да се направи преди панелите да бъдат повдигнати до нивото на покрива. Колекторната уредба трябва да бъде поставена на нивото на покрива. При плоските колектори топлоносителят влиза през единия долен ъгъл на уредбата и излиза през диаметрално противоположния й ъгъл и трябва да се избегнат въздушните възглавници.

III.4.в. Монтиране на покривна конструкция с бетонна плоча-плосък покрив

Присъщите на плоските покриви трудности при хидроизолацията определят монтажа направо върху повърхността на покрива като нежелателен. Ако плочата е достатъчно дебела, за да позволи пробиване на монтажни отвори без да се пробие покрива, може да бъде монтирана носеща рамка. Трябва да се обърне внимание на хидроизолацията около основата.

III.4г. Конструкция с носеща рамка (фиг. 4)

Рамката трябва да бъде достатъчно здраво закрепена без да се влоши хидроизолацията или да се претовари покривната конструкция. Соларният колектор е подложен на натоварвания под въздействие на вятър, собствена тежест, сняг и др. Основен фактор са силите на вятъра. Те зависят от атмосферните налягане, температура, вискозитет и плътност. Въздушният поток създава два вида сили от налягане, насочено по нормалата към повърхността и от сили на триене на външния слой по повърхността от вискозитета на въздуха, когато той влиза в контакт с повърхността на колектора. Правят се следните допускания:

1. Въздушният поток е невискозен, т.е. вискозитета на въздуха е нула;
2. Въздушният поток е несвиваем, т.е. плътността на въздуха е постоянна.

С тези условия е в сила уравнението:

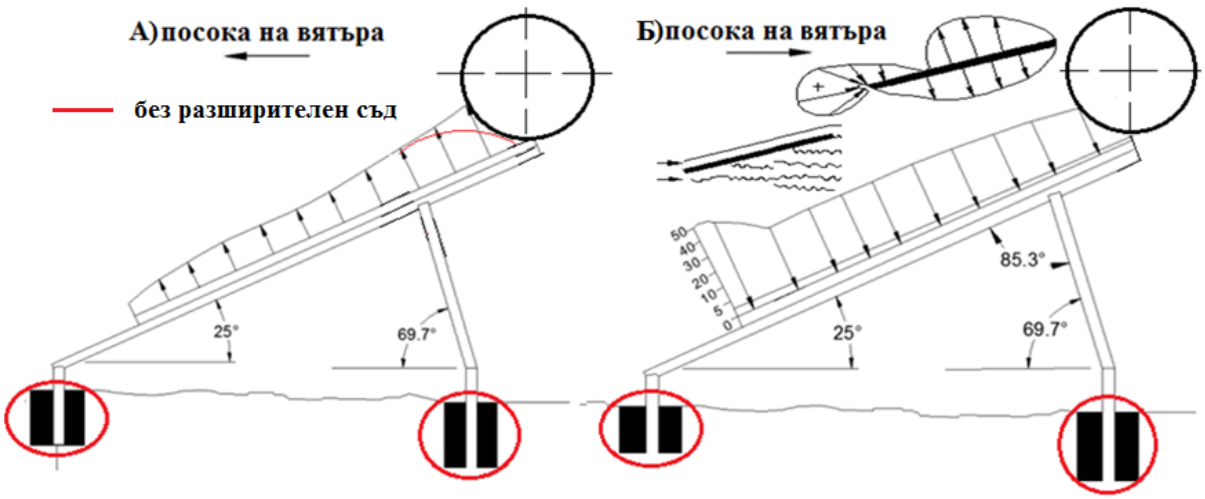
$$\int \frac{1}{2} d\left(V^2\right) + \int g dz + \int \frac{dp}{\rho} = constant, \qquad (1)$$

където: V – скорост на вятъра; g – ускорение, дължащо се на гравитация; z –надморска височина; p – статично налягане; ρ – масова плътност.

Натоварванията от сняг върху системите с наклонен покрив се понижават с повишаването на наклона. Тогава се улеснява самопочистването на системата.

Безопасността на соларен колектор се постига с изпълнение:

1. Нормативната стойност на натоварването от сняг върху хоризонталната проекция на покрива;
2. Натоварването от вятър, определящо се като сума от средна компонента (продължително действащ осреднен скоростен напор) и пулсационната компонента (пулсациите на налягането, т.е. скоростния напор на вятъра).



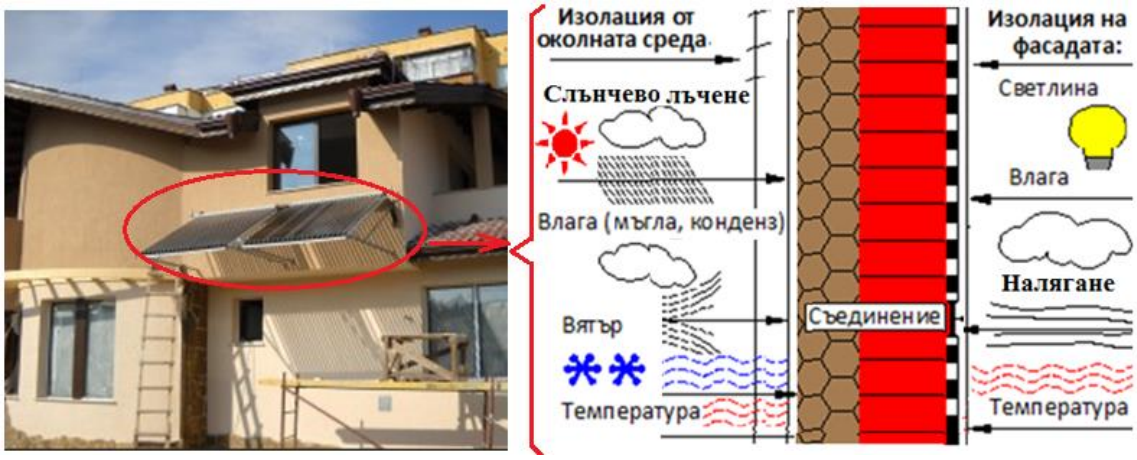
Фигура 4. Конструкция с носеща рамка

Освовните изисквания за безопасността към закрепването включват следното:

1. Закрепването винаги трябва да бъде към структурни елементи на покрива. Панелите никога не бива да се закрепват за покривните летви.
2. Ако няма структурни елементи с подходящо разположение, между структурните елементи трябва да се вмъкнат хоризонтални връзки за закрепване.
3. Всички скрепителни детайли трябва да издържат на натоварванията, на които може да бъдат подложени.
4. Отворите, пробивани в покритието на покрива за поставяне на скрепителните детайли, трябва да бъдат с мин. размер и след това да се запълнят със силикон.

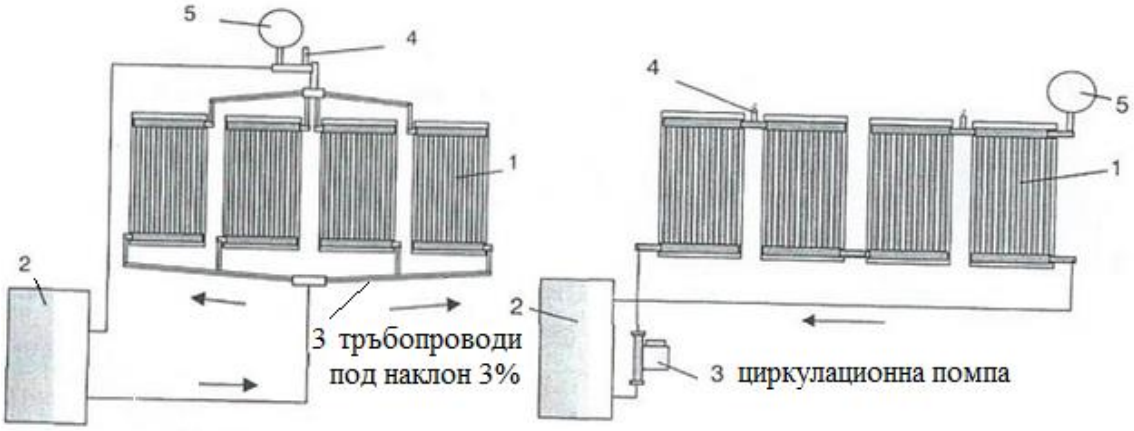
III.4.д. Стенен монтаж на инсталацията.

Когато няма подходящо южно изложение, слънчевите панели (фиг. 5) могат да се монтират на стена. Носеща рамка се монтира и прикрепва за стената с помощта на висококачествени зидарски фиксиращи средства Конструкцията на стената трябва да е подходяща за носене на допълнителния товар. Представен е модел на климатичните параметрите и вътре топлотехническите параметри на сградата.



Фигура 5. Стенен монтаж на инсталацията.

III.5. Балансиране на циркулацията в колекторите (фиг. 6)



Фигура 6. Балансиране на циркулацията в колекторите

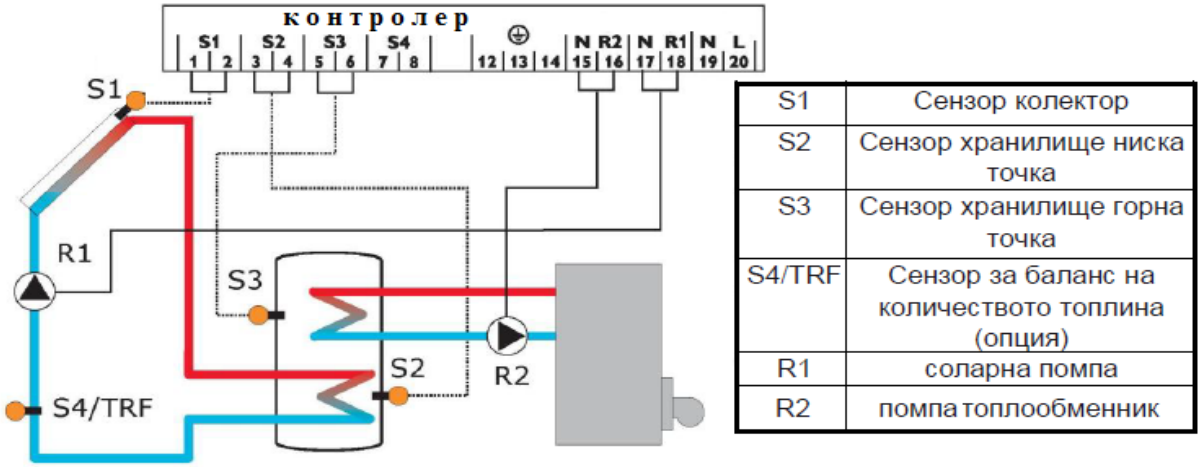
Паралелно свързване с естествена циркулация. Последователно свързване с циркулационна помпа. 1 - слънчеви колектори, 2 - воден акумулатор, 4 - обезвъздушителен вентил, 5 - разширителен съд. Циркулацията във всички колектори трябва да бъде балансирана, за да се осигури максимална ефективност. При плоски колектори това

означава, че дължината на пътя от главния тръбопровод до главния рециркулационен тръбопровод трябва да бъде една и съща за всички отделни колектори. Последователното свързване осигурява равномерен поток, води и до по-висока температура на водата на изхода и по-нисък к.п.д. на колектора. Друго е положението при вакуумно-тръбните колектори, използващи конструкция с топлинна тръба, тъй като топлоносителният флуид не минава през колекторната тръба.

Това означава, че фактически тръбите са свързани последователно. При повече последователно свързани колектора, последните колектори ще работят при прекалено високи температури, което води до по-нисък к.п.д. и даже прекъсване на тръби, тъй като това са тръби, които самоограничават макс. си температура.

III.6.Свързване на соларна система с вторично загряване

Представен е [2] типичен модел с 1 хранилище, 3 сензора и 2 помпи (за соларно загряване и вторично загряване) -фиг.7. Сензорът S4/TRF може да бъде използван като опция за баланс на количеството топлина. Моделът позволява да се определи функционалността, управлението и факторите на безопасност, да се оценят и рисковете.



S1	Сензор колектор
S2	Сензор хранилище ниска точка
S3	Сензор хранилище горна точка
S4/TRF	Сензор за баланс на количеството топлина (опция)
R1	соларна помпа
R2	помпа топлообменник

Фигура 7. Свързване на соларна система с вторично загряване

IV. ИЗВОДИ

Определени са основните рискови фактори за безопасност при подготовка и извършване на монтаж на соларни колектори като се отчитат условията на работа. Определени са характерните стъпки за оценката на риска и безопасното работно оборудване при монтаж на различни случаи на соларни колектори и начини на свързването им при управлението.

ЛИТЕРАТУРА

[1] “Разширяване на акредитираното обучение за използване на ВЕИ за отопление” (EARTH) Програма «Интелигентна енергия за Европа на ЕС», Разработен от: Черноморски регионален енергиен център.
[2] RESOL DeltaSol® AX Монтаж Свързване, обслужване. Примери за приложение, RESOL - Elektronische Regelungen GmbH, 2005
[3] www.sonnenkraft.com Бъдеще на енергията. Устройства за сигурност.
[4] Стандартът BS 5973 1993, Практически норми за подходи, работни скелета и специални скелетни стоманени конструкции.

УПРАВЛЕНИЕТО НА БЪЛГАРСКИТЕ ДИПЛОМАТИЧЕСКИ ИМОТИ ИЗВЪН НАШАТА СТРАНА – В СЪОТВЕТСТВИЕ С ПРИНЦИПИТЕ ЗА УПРАВЛЕНИЕ НА ПОРТФЕЙЛ ОТ НЕДВИЖИМОСТИ

Мирослав Атич[1]

THE MANAGEMENT OF BULGARIAN DIPLOMATIC REAL ESTATE OUTSIDE OUR COUNTRY – IN ACCORDANCE WITH THE PRINCIPLES OF MANAGING A REAL ESTATE PORTFOLIO

Miroslav Atitch[1]

Abstract:
The Bulgarian state owns a significant number of real properties abroad. According to their legal status they are state property and according to their designation they are sites of a diplomatic purpose and character. The greater part of them were acquired in the past, more than five decades ago. Due to the lack of sufficient funds for their maintenance, especially in the last twenty or twenty-five years, their operational condition is unsatisfactory. The approach to managing the process of their use used so far – mainly through evaluating their priority – is not efficient enough. Here we suggest that their management and the associated allocation of the funds necessary for it should be carried out based on the principles of a more comprehensive evaluation, as of a real estate portfolio.

Keywords:
Diplomatic Real Estate, Vienna Convention on Diplomatic Relations, Bulgarian State-Owned Diplomatic Real Estate Abroad, Classification by Type and Designation, Degree of Usability, Operational Condition, Management as a Real Estate Portfolio.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Проблемът за модела на управление на българските дипломатически имоти зад граница не стои от вчера. Страната ни разполага с едно значително за националните ни мащаби недвижимо имущество, изразяващо се в 230 обекта. Това са посолски комплекси, отделни сгради, апартаменти и парцели в 71 държави по света. Балансовата стойност на българските дипломатически държавни имоти извън страната е в размер на над един милиард лева. Като площи това са сграден фонд с разгъната застроена площ от 316 000

[1] Мирослав Атич, инж., докторант на самостоятелна подготовка в кат. „Организация и икономика на строителството“, Строителен факултет, УАСГ, дипломатически служител в отдел „Държавни имоти“, дирекция „Управление на собствеността“, Министерство на външните работи на Р.България, ул.“Ал.Жендов“ №2, 1113 София, *e-mail*: miroatitch@yahoo.com;
Miroslav Atitch, Eng., PhD student, Dept. “Construction Management and Economics”, Faculty of Structural Engineering, UACEG, Diplomatic Officer at “State Property Department”, “Property Management Directorate” at the Ministry of Foreign Affairs of the Republic of Bulgaria, 1 A. Zhendov Str., 1113 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: miroatitch@yahoo.com.

кв.м и парцели земя с обща площ от 480 000 кв.м. Въпреки значителния си физически обем, този сграден фонд не отговаря в необходимата степен на съвременните функционални изисквания и стандарти за такъв специфичен вид обекти. В резултат на физическата си амортизация с течение на времето и неадекватната техническа поддръжка той се намира като цяло в едно съвсем незадоволително експлоатационно състояние. По отношение на средната възраст на самите сгради трябва специално да се изтъкне, че тя е около и над петдесет години и в резултат на това почти всичките те не отговарят на по-съвременните строително-технически и функционално-експлоатационни изисквания. Проблемите се задълбочават и от отсъствието на последователна и дългосрочна държавна политика през последните години. Неправилно тази собственост се третира от някои държавни институции само и единствено като имоти на Министерството на външните работи. В резултат на това цялата финансова тежест по поддръжката им пада върху бюджета на ведомството, въпреки, че те са изцяло публична държавна собственост [1]. Отделяните от него средно през последните години около 1,0-1,5 млн.лв. са изключително малко дори само за поддръжката на някои от най-важните и престижни обекти на дипломатическата недвижима собственост на нашата страна. При реално заявявани потребности за тази цел от около поне 15 млн.лв годишно е ясно, че липсва адекватно финансиране и проблемите с него ще се задълбочават драстично. На фона отпусканите на външнополитическото ведомство в рамките на бюджетната класификация в раздела за капиталови разходи средно около 5-6 млн.лв годишно, не повече от една трета отиват за поддръжката на имотите ни зад граница. Останалата част от тези средства са за централното управление, придобиване на дълготрайни материални активи, съоръжения за сигурност и др. Съвсем ясно е, че финансиране в такъв неадекватен на наличните дипломатически имоти зад граница финансов размер може единствено да позволи извършването на някои неотложни аварийни ремонти, доплащания по щети, които застрахователите се отказали да поемат и то главно дължащи се на високата степен на амортизация на сградите и вътрешните сградни инсталации и съоръжения. От всичко това е ясно, че подходът за управления на това значително и много ценно за страната ни имущество не може да остане както досега на парче. Трябва да се промени изцяло сегашният неадекватен на реалностите подход на управление. В настоящото изложение ще пледираме именно за това, този нов подход да бъде по-добре балансиран между политическите и икономическите съображения, а именно в него да доминират принципите на управлението на портфейл от недвижимости.

2. ИЗЛОЖЕНИЕ

Най-важният въпрос, на който в началото на анализа трябва да се даде отговор, е този за степента на използваемост на този специфичен според своето основно предназначение сграден държавен фонд намиращ се извън територията на страната. Но още преди това трябва да се види под каква форма са всички тези негови обекти и кога са били придобити. В общи линии това е станало основно за 206 от всичките 230 имота още през седемдесетте и осемдесетте години на миналия век. Според самата форма на придобиване това са, например, само 2 такива имота чрез дарение. Чрез договор за дългосрочно ползване на земята са също само още 2 имота. Всичките останали имоти са придобити по силата на двустранни международни спогодби с чужди държави. Оказва се, че след демократичните промени у нас са придобити само и единствено общо 14 броя български дипломатически имоти зад граница от общият им наличен брой от 230 към настоящия момент. Това означава в дипломатически и икономически план две неща – имоти са придобивани основно по политически съображения и то без да се прави анализ за икономическите условията и цената, на която те са ставали собственост на нашата

държава. Освен това, също в икономически план, не е правен анализ за евентуалните амортизационни срокове на придобитите имоти, за очакваната ежегодна степен на физическа амортизация и най-вече за необходимата годишна финансова издръжка на тези имоти. В крайна сметка тогава, на българското външнополитическо ведомство, са отпускани средства за поддръжката на тези имоти, ако не в рамките за заявените според реалните потребности, то поне в приблизителните им рамки. Това всичко е разбираемо за условията на тогавашната икономическа система на тоталитарната държава със строго прилаган механизъм на централизирано икономическо планиране. С прехода към функционираща пазарна икономика през деветдесетте години става изключително трудно да се осъществява икономическата издръжка на този значителен брой български дипломатически имоти зад граница и настъпват кризисни моменти в резултат на недостига на финансови средства за тези специфични нужди. Освен това са настъпили важни промени във външнополитическата ориентация на Българската държава и това неминуемо се отразява върху степента на използваемост на българските дипломатически имоти зад граница. Страната ни е член на НАТО и член на Европейския съюз (ЕС), което и определя някои приоритети в дипломатическите и отношения. Строените и понякога, поради настъпилите промени, задгранични дипломатически обекти в страни където отношенията са вече променени, са малко използваеми и са само в тежест на днешното ни външнополитическото ведомство. Затова въпросът как за в бъдеще да се управлява всичко това, което нашата държава притежава като недвижима дипломатическа собственост зад граница, става много комплициран и съответно изключително труден за разрешаване. Трябва да се постигне един много гъвкав и сложен баланс между реалните потребности от дипломатически недвижими имоти в приоритетните във външнополитическо отношение държави и това, какво да се прави със загубилите значението за такива обекти в други различни страни. Същевременно се очертават нови важни дипломатически направления, в които нашата страна би следвало да има подходяща материална среда за осъществяване на едно подходящо политическо и търговско представителство, а там практически нямаме почти нищо. Дори само разширяването на Европейския съюз, началото на което се поставя сега по време на нашето председателство, в региона на Западните Балкани ще предизвика нови такива потребности. Там, където имаме изградена солидна дипломатическа сградна база дори повече от век, нейното състояние е крайно незадоволително. Стари сгради на бившите царски легации, като например тази в Белград, която е строена на реципрочен принцип в началото на двадесети век, се нуждаят от много сериозни действия по поддръжката им, още повече, че специално този дипломатически имот е и архитектурен паметник на културата. Възстановяването, например, само на фасадата му с автентични технологии и материали с оглед запазването на художествено-архитектурната му оригиналност, изисква разходи направо непосилни при сегашния бюджет на националното ни външнополитическо ведомство. А специално що се отнася до таванните дърворезби в тази емблематична за българската дипломация сграда, то дори само възстановителните работи ще изискват едни много сериозни разходи. Разбира се, далеч не всички български дипломатически имоти зад граница имат такава архитектурно-историческа стойност, но на много места има някои ценни сгради, имащи връзка с нашата история и би било добре поне да се поставят там подходящи паметни знаци. От друга страна пък има и съвсем незабележими в каквото и да е отношение сгради, изпълняващи административни функции, но и те трябва, да се поддържат в един поне минимално представителен вид. Това са например тези, в които са разположени консулските ни служби, а именно това са най-посещаваните от гражданите на съответните страни места като символични части от страната ни и би било недопустимо нейният облик да се помрачава от тяхното лошо поддържано, интериорно невзрачно и понякога направо отблъскващо общо състояние.

Затова, според нас, трябва да се започне с дипломатическите приоритети и едва след тяхното подреждане може да се пристъпи към подчиняването на цялостното управление на всичко налично, което страната ни притежава като обекти на българската дипломатическа недвижима собственост зад граница, като към един специфичен портфейл от недвижимости. Разбира се, веднага след подреждането на тези приоритети трябва да се оцени общото физическо състояние на обектите. Това е много важен въпрос и той има специфично проявление в зависимост от редица фактори. На преден план това е степента на използваемост на обекта и тя зависи от интензивността на съответните двустранни отношения и степента му на посещаемост. Не по-малко значение имат възрастта на обекта и строителните технологии и съответните материали, с които той е изграждан, а те до голяма степан определят и степента на физическата му амортизация. Не на последно, но понякога това се оказва също много важно, място е и това къде, в какви географски ширини са намира самият обект. Сгради в северните ширини изискват след тежките зимни сезони значителни периодични разходи за поддръжка. Ниските минусови температури, тежките снежни и ветрови натоварвания по покривите и фасадите на сградите причиняват понякога значителни и скъпо струващи за отстраняване щети. Не бива да се мисли, че сградите с такова предназначение, разположени в тропическите и субтропически ширини, са по-евтини за поддръжка. Ураганни ветрове, проливни дъждове и други природни явления често предизвикват значителни щети върху сградите и правят такъв тип разходи по поддръжката им значителни. Разбира се там, където такива явления са много по-редки, а именно в по-умерените ширини би следвало да се очаква, че разходите по поддръжката на сградите са сравнително по-малки. И това е така, но не бива да се забравя, че една сграда с общия си вид представя страната си. Тя е и средище на хората, които и симпатизират или имат някакви служебни отношения с нея, тя е и символ, тя е част от градския пейзаж. Тя не може да бъде оставена така, че с развитието на съответните градове, да влиза в архитектурен дисонанс с недобър външен вид и подходящ интериор и да нарушава общия облик. Разбира се, тук не става въпрос за емблематични дипломатически сгради по света, като световноизвестното старо индонезийско посолство във Вашингтон, а за едни далеч по обикновени сгради, но и те трябва да се поддържат поне в един приемливо добър вид. Всичко казано дотук показва, че този изключително деликатен баланс между функция и форма, т.е. между потребност и степен на използваемост на българските дипломатически имоти зад граница и общото им физическо и в частност амортизационно състояние може да се постигне изключително трудно. Ако той се наруши, като се гледа приоритетно на едната страна за сметка на другата, неминуемо ще се достигне до изоставянето на някои от тези толкова специфични обекти за сметка на други. За да може да се приложат принципите на управлението към тях като към портфейл от недвижимости, трябва преди всичко да се анализира не само степента на тяхната функционална използваемост, но и тяхната реална физическа амортизация във времето.

Анализът на състоянието на обектите на българската дипломатическа собственост извън границите на страната трябва да започне първоначално с оценка на степента на тяхната използваемост. Според функционалното им предназначение и вида им, тези обекти могат да се няколко групи. Най-представителни би следвало да бъдат тези сгради, които дават облика на страната ни в съответните държави където се намират. Това са административните сгради на българските дипломатически представителства – посолствата и консулствата. Те са, особено последните, най-натоварени с посетители. В повечето случай са отделни сгради, но има и такива разположени в посолски комплекси. Това сега не е в практиката на нашето външнополитическо ведомство, но в миналото на тоталитарната държава имаше едно такова увлечение да се изграждат цели такива посолски комплекси. В тях, на прилежащите им терени се разполагаше група сгради,

която включваше такива с най-различно функционално предназначение. Това са самите посолски и консулски административни сгради, културни обекти като зали и др., както и посланически или евентуално генерално-консулски резиденции и жилищни сгради за дипломатическия и помощния персонал и неговите семейства. Това, в сегашната дипломатическа практика като нови обекти на дипломатическата недвижима собственост не се прилага като концепция. Явно това е било с цел пълен контрол върху съответните дипломатически мисии на нашата страна зад граница и в пълно съзвучие с принципите на управление на този специфичен вид държавна дейност в тоталитарната държава. Но, в крайна сметка, такива посолски комплекси са налице и въпросът за това как да се управляват и поддържат те и дали изобщо да съществува такъв вид специализиран държавен сграден фонд зад граница продължава да стои открит. Друг вид такива обекти са притежаваните от нашата страна отделни сгради или части от сгради с жилищно предназначение.Части от такива сгради са отделни етажи от сгради или апартаменти в тях и те са по правило предназначени само за задоволяване на нуждите на пребиваващите в съответната страна български дипломатически служители или помощен персонал към съответните дипломатически представителства и консулски служби. Друга група сгради са тези на българските културно-информационни центрове, а също в отделни случаи параклиси или църкви, разположени на територията на дипломатическите представителства, открити седмични или съботно-неделни училища или парцели земя. Един друг специфичен момент, свързан с такъв особен вид сгради е това, че някои от тях са обявени за културни, архитектурни или исторически паметници и са част от културно-историческото наследство на приемащата страна. Те фигурират в местни регистри и като такива се ползват с определен охранителен режим. Като пример за такива обекти са българските легации в Берн, Будапеща, Букурещ, Варшава, Лондон, Лисабон, Дъблин, Рим, Хелзинки, Стокхолм и др. Някои от тези сгради са строени дори в края на деветнадесети и в началото на двадесети век. Друга част от дипломатическите ни имоти попадат в т.н. защитени зони на градовете Виена, Осло, Страсбург, Прага и др., в които се намират и това ни обвързва със спазването на специфични правила относно поддържането и опазването на сградния фонд там и съответните финансови разходи за това. От този съвсем кратък анализ за използваемостта на обектите на българската дипломатическа недвижима собственост зад граница веднага може да се направи основният извод – тя спешно се нуждае от оптимизиране. Често в дадена страна функционират дипломатически представителства с минимален за поддържане на нормалните отношения брой лица от дипломатическия персонал, а там се разполага с площи в пъти по-големи от реалните потребности. Такива примери са много – в държави като Етиопия, Камбоджа, Корейската народно демократична република и др. Особено голямо е разминаването при площите на съществуващите резиденции на задграничните ни дипломатически представителства спрямо реалните потребности и съществуващите изисквания в някои страни. Такива обекти, строени главно през 60-те и 70-те години на миналия век с необяснима разточителност надвишават определените нормативи, които са приети едва преди около петнадесет години. Съгласно тези нормативи според Правилника за прилагане на Закона за държавната собственост [2], една посланическа резиденция трябва да не превишава по площ 350 кв.м, но дори и една десета част от съществуващите не се вписват в норматива. Такива примери са редица резиденции – като не споменаваме някои в Европейския съюз със културно-историческа и архитектурна стойност, това са тези в Отава, Претория, Адис Абеба и др. и те изискват непосилни за външнополитеческото ведомство разходи за поддръжката им. В крайна сметка, по оценка на специализираните отдели на министерството около една четвърт от наличните български дипломатически недвижими имоти зад граница не се използват според предназначението си и те надвишават в

значителна степен нуждите на съответните дипломатически мисии. Най-драстични са случаите, когато българската държава е преустановила дипломатическото си присъствие в някои страни, но към момента още притежава свой собствен страден фонд там. Такива страни са Замбия, Люксембург, Перу, Уругвай, Колумбия, Венецуела, Еквадор, Никарагуа, Камбоджа, Гана, Зимбабве и др., където мисиите са закрити в периода 1990 г. – 2012 г. Част от имотите в тези страни са отдадени за ползване под наем, но друга част са празни и дори оставени без постоянен надзор. Това е довело до тяхното разграбване и дори едва ли не почти пълно опустошаване. Неизползваните имоти, които са и успешно отдадени под наем носят на външнополитическото ни ведомство около 7-8 млн. лв годишен приход. Това е една, все пак добра, възможност за осъществяване на някаква форма на използване и съответно доход от тях, но тук възникват и други проблеми. Приходите са ниски в резултат на липсата на поддръжка и недоброто общо състояние на сградите. Трудно се намират наематели и преговорите с тях са сложни поради липсата на възможност за осъществяване на контрол върху изпълнението на сключените договори. Виенската конвенция за дипломатическите и Виенската конвенция за консулските отношения [3], [4] и редица двустранни спогодби не разрешават имоти с такъв статут да се използват за цели различни от дипломатическите. Ако те отпаднат от него, се поражда задължението да се заплащат всичките необходими там данъци и такси както за обикновен стопански обект. Това става вече тежест съответно намалява очакваните приходи на министерството. Именно на тези потенциални приходи се разчита донякъде и за покриването на и без това недостатъчните постъпления от бюджета за текущата поддръжка и за евентуалните ремонти на останалите действащи по предназначението си обекти на дипломатическата недвижима собственост на нашата страна зад граница.

В крайна сметка се очерта една картина с редица неизяснени величини – голям брой обекти, ниска степен на използваемост по предназначението им, някои от тях надхвърлящи установения държавен норматив за необходимата полезна площ, обекти напълно ненужни в страни с прекратени двустранни отношения, висока степен на физическа амортизация на обектите, също така висока степен на функционална амортизация в резултат на остарели архитектурно-строителни концепции, обекти в състояние на изоставеност и разруха, обекти отдадени под наем с променен статут, ниски доходи от отдаваните под наем обекти, липса на средства за текуща поддръжка и ремонт, почти напълно липса на средства за преобзавеждане и други интериорни подобрения. Всичко това изисква нов подход за управление – едно балансирано съчетаване на приоритетните направления в потребностите от функционални площи за нормалната дипломатическа дейност на нашите представителства извън страната и икономически обоснован управленски подход към целия този имотен масив като към портфейл от недвижимости [5].

Тъй като основното предназначение на българските дипломатически недвижими имоти зад граница е именно осъществяването на дипломатическата дейност на страната ни и материалното и обезпечаване, първото с което трябва да започне анализа на степента на използваемостта им са потребностите по региони и отделни страни. Тук, веднага ясно трябва да се отбележи, че често биха се намесвали и съображения от политическо естество, имиджови фактори касаещи страната ни, очаквания за бъдещото развитие на двустранните отношения, включително търговско-икономическите. Още предишната година в МВнР бе предприет за пръв път един по-мащабен опит за анализ на потребностите по отделни териториални дирекции на ведомството. Той включваше това, с което дадена дирекция понастоящем разполага и разбира се ползва към момента и в каква форма на собственост то се намира. Трябва да се отбележи, че дипломатическите имоти, които се ползват за текущата политическа и спомагателна дейност не са само такива

собственост на нашата държава. Редица необходими за тези цели имоти са някои обекти наети под наем и често това има разбираема икономическа логика поради по-изгодните условия на някои места. Същевременно териториалните дирекции на външнополитическото ведомство са направили и достатъчно добре и ясно обосновани предложения за предстоящо откриване на нови мисии или възстановяване на някои от закритите в съответствие с променилата се политическа и икономическа обстановка. В този анализ има предложения за покупка на нови имоти, за наемане на подходящи имоти или за продажба на имоти с отпаднала необходимост от използването им.

Без да се влиза в подробности, можем да дадем няколко подходящи примера за потребностите на отделните дирекции на ведомството. Например дирекцията отговаряща за отношенията със страните от Европейския съюз и тези от европейското икономическо пространство е една от сравнително най-добре обезпечените с недвижими дипломатически имоти. Но и тя има нови потребности – предстои възстановяването на българките посолства в Талин и Вилнюс, а там въобще нямаме наши дипломатически имоти. Предложението е да се придобият в собственост чрез закупуване или да се наемат подходящи в зависимост от съществуващата по места икономическа обстановка. Също така предстои откриването на български консулства в Шотландия и Уелс, както и консулство в Южна Франция. Предложенията са аналогични, като трябва да се подчертае, че както цените на недвижимите имоти, така и наемите за тях са на високи стойностни равнища и това ще представлява значителен разход за ведомството.

Дирекцията отговаряща за отношенията със страните от Източна Европа и Централна Азия например, няма предложения за разкриването на нови или за възстановяването на предишни дипломатически или консулски представителства. Действащите там се нуждаят най-малкото от едно фасадно и интериорно обновяване. Отношенията с тези страни са добри, устойчиви и приятелски и ще се развиват динамично поради бързия икономически напредък в някой от тях – например Република Азербайджан.

Дирекцията управляваща отношенията с Азиатско – Тихоокеанския район счита, че интересите на Република България там са значителни и ролята на много от тези страни в световната политика нараства постоянно. Предстои възстановяване на посолствата в Банкок, Тайланд, и в Пном Пен Камбоджа. В този регион вече имаме действащи 12 дипломатически представителства. Там предстои разкриването на генерално консулство в Гуанджоу, Китай и изнесена консулска служба или възстановяване на самостоятелно генерално консулство в Сидни, Австралия. Там вече имаме закупени още в миналото една двуетажна сграда и два отделни апартамента. Те са с добри локации, но не са ползвани от 12 години и са в крайно лошо физическо състояние. Тук въпросът е дали да се отделят значителни разходи за ремонтна дейност и довеждането им до нормално експлоатационно състояние или да се отиде на вариант продажба, закупуване на нов имот или евентуално замяна с друг имот.

Дирекция Америка оценява Латинска Америка и Карибите като регион с бързо нарастващо геополитическа значение, ускорено икономическо развитие, утвърждаване на демократични политически системи и много добро всестранно сътрудничество с Европейския съюз. Предложенията са малко – възстановяване на посолството в Богата, Колумбия, възстановяване на консулството с Сан Пауло, Бразилия и в Рио де Жанейро, Бразилия. В Богота имаме неизползвана седеметажна сграда надвишаваща потребностите, която би следвало да се продаде или замени с нещо по-подходящо. В двата бразилски града имаме по два апартамента и те ще се нуждаят от средства за ремонт, за да могат там да се изпълняват нормално консулските дейности.

Някои дирекции, като тази наблюдаваща страните от Близкия Изток и Африка имат, в резултат на активизирането на дипломатическите и търговските отношения, повече предложения.Това са откриване на посолство в Риад, Саудитска Арабия, посолство в Оман, възстановяване на посолството в Хартум, Судан, възстановяване на посолството в Луанда, Ангола и откриване на консулска служба в Триполи, Либия. В южната част на Африканския континент са останали само три български посолства – в Претория, Република Южна Африка, в Абуджа, Федерална Република Нигерия и в Адис Абеба, Етиопия.

След политическите съображения, които обусловят потребностите от необходими площи в дипломатически недвижими имоти в различни страни, вече може да се пристъпи към оптимизация на наличните имоти и ориентация към управлението им като класически портфейл от недвижимости. Там, където са задоволени потребностите, следва да се предвидят необходимите средства за привеждането на дипломатическите имоти в адекватен на статута им вид. Оптимизарането е едно крайно необходимо действие, не само за да се приведат необходимите площи в съответствие с действащите за съответната дейност изисквания, но и да се предложи в случай, че те ги превишават подходящо решение. Това решение е най-логично да бъде замяна на даден съществуващ имот на българската държава с друг –даден бе подобен пример с притежавана от страната ни осем етажна сграда надвишаваща потребностите. Евентуална продажба на подходяща цена, поради добрата централна локация на имота е най-доброто решение и то ще даде възможност да се закупи имот с реално необходимата квадратура и най-важното във възможно най-добро физическо състояния, ниска степен на амортизация и минимални разходи за привеждане в съответствие с функционалните изисквания. Нещо повече – възможно е такава сделка да бъде не само изгодна, но дори и печеливша и получената разлика от финансови средства в резултат на извършената операция да отиде към необходимите средства за общото поддържане на нашия задграничен сграден дипломатически фонд.

Вторият етап след оптимизирането е оценката на физическото и функционалното състояние на наличния сграден фонд. При положение, че вече е ясно какво имаме и какво е нужно за работата на отделните дирекции на ведомството, става ясно и какво като средства ще бъде нужно, за да може това, което ще се използва за дейността на дипломатическите представителства да е бъде обезпечено с необходимите средства за нормалната му експлоатация. Първо се прави оценка на това физическо и функционално състояние и се формулират предложенията за ремонтни работи, преустройства, саниране и евентуални интериорни промени. След това се прави оценка за необходимите средства за това – тук е най-правилно те да се оценят спрямо ценовите равнища на специализираните видове работи в условията на страните където самите обекти се намират. Това, според нас, е много важно, тъй като разликата в икономическите условия между отделните страни е значителна и едни и същи видове строителни работи могат в стойностно изражение да бъдат изпълнявани при несравними ценови условия. Тук също може да има варианти за този тип разходи при ранжирането им на основата на принципа за значимостта на съответния обект в приоритетни направления на междудържавните отношения.

Действията по управлението на държавния сграден фонд зад граница в качеството му на дипломатически имоти от този политически момент нататък трябва да се подчинява на принципите на управлението на портфейл от недвижимости. След като е ясно какво е нужно за специфичната дейност и какви са необходимите площи, може да се пристъпи към подобряване на функционалността на наличното ниво. Това може да се осъществи чрез преустройства, реконструкции или само интериорни промени. Една възможност е част от административните площи да се пригоди за жилищни цели. Има примери на често дори разточителни площи за административни цели в мисиите, когато те превишават

обичайните потребности. В тези случаи след сравнително не скъпо преустройство те да могат да се използват за жилищни нужди на персонала. Тук трябва да се отбележи и това, че на много места разходите за обезпечаването на жилищните нужди на този дипломатически и помощен персонал в мисиите ни в чужбина често дори надвишават преките разходи по издръжката на самите административни сгради държавна собственост.

Трябва също така да се направят и разходи, особено в консулските служби в страните от Европейския съюз, за да се подобрят там условията за приемане на посетители и за работа в съответствие със специфичните изисквания на Шенгенската зона. Наред с това, една добра и икономически изгодна възможност е тази, че може да се предоставят части от свободната административна площ на обектите за ползване от наши фирми с търговски предмет на дейност и икономически интереси в дадената страна съзвучни със съответните търговски договори подписани с нея. Особено когато локациите на обектите са подходящи, част от тях като площи може да се даде за ползване на задграничните представителства на наши национални фирми, осъществяващи търговска дейност в съответствие с политиката на съществуващите двустранни отношения и съответните договори между страните. Това е важен момент, тъй като от една страна се генерират приходи в държавния бюджет, а от друга се инвестира в самите имоти с оглед добрия им вид и същевременно се поема заплащането на дължимите данъци и такси в местни условия, които в много страни са значителни. Една добра възможност е, там където това е възможно, да се прави разделение на имотите и да се продават части от тях. Въпреки, че това за дипломатическите сгради често е неприемливо, то е по принцип възможно главно при многоетажни сгради. Много по-лесно осъществимо е, когато имотът е поземлен парцел и е делим, и има възможност за осигуряване на уличен подход, локацията му също така е добра и представлява определен икономически интерес за потенциални местни инвеститори. Това е също така добра възможност за генериране на приходи в държавния бюджет.

За да могат обектите на българската дипломатическа собственост зад граница да се управляват като един истински портфейл от недвижимости е необходимо преди всичко да е ясен обема на портфейла и статута на всички обекти в него. Където има необходимост за изясняването на този статут трябва да се предвидят двустранни преговори и да се решат съществуващите проблеми, свързани с имотите на съответното дипломатическо представителство. По този начин портфейла от недвижимости добива ясни очертания, в смисъл че всички обекти в него са с уточнена собственост и всички произтичащи от това вещни права за притежание, ползване и разпореждане. Но това не е достатъчно при управлението на портфейла, тъй като той е до известна степен и една динамична величина. Изменящата се международна обстановка често изисква и някои промени в зависимост от появили се нови потребности от административна площ на различни места. Възможно е от мисиите да постъпват предложения за придобиване или изграждане на нови обекти на дипломатическата недвижима собственост. Някои съществуващи обекти, например консулството ни в Одрин, Република Турция са почти вече негодни за експлоатация и има от мисията ни в тази страна предложение за изграждане на ново Генерално консулство. Подобни предложения за строително разширение на обекти с такова предназначение има например и от Абуджа, Нигерия, Мадрид, Испания и др.Дори има и предложения изграждането на съвсем нови посолски комплекси, като това в Токио, Япония. Динамиката на портфейла се изразява и в това, че са възможни и всеки момент покупко-продажби на обекти в неговия състав и това става не само след оценка на собствените потребности по места, но и след ясна икономическа обосновка за целесъобразността на това начинание.

3. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Преходът към управлението на обектите на българската дипломатическа собственост извън границите на страната вече няма алтернатива. Значителната им стойност на фона на икономическите мащаби на страната и недостига на средства за осигуряване на нормалната експлоатация на портфейла от недвижими имоти в съответствие с функционалното му предназначение неизбежно ще предизвикат неговото оптимизиране и повишаване степента на използване на наличните обекти. След като териториалните дирекции на министерството на външните работи на Република България установят своите приоритети и потребности и аргументират необходимия за работата им сграден фонд със съответните площи за различните дипломатически и обслужващи цели, след като направят предложения за оптимизиране на това, с което мисиите им в отделните страни разполагат, едва тогава към целия масив от обекти може да се приложат принципите на управление като към портфейл от недвижимости. Логиката на управлението на портфейла изисква съпоставяне на разходите за поддръжката на обектите и възможните приходи от тях. В този баланс най-важна компонента е държавната субсидия като част от държавния бюджет. Тъй като в икономическата реалност тя не би могло да се очаква да бъде достатъчна, то трябва да се търсят всякакви други възможности балансът между приходи и разходи да бъде осъществен. Тук най-важно е да се определят потребностите от разходи за текущата експлоатация на обектите и за евентуални ремонти, разширения или придобиване на нови обекти. След това да се съпоставят със очаквана годишна субсидия и за разликите да се търси алтернатив. Да се правят опити за избавяне от ненужни обекти, да се търсят възможности за отдаване под наем на неизползваните обекти, да се привличат и български фирми с търговско представителство в дадената страна като наематели на свободните площи, да се оптимизират експлоатационните разходи чрез търсене на най-изгодни условия за поддръжка. Съчетаването на политическият елемент, който е водещ при обектите на българската дипломатическа собственост зад граница с принципите на управление на портфейл от недвижимости ще даде възможност да се постигнат най-добри резултати от използването на това наше, намиращо се извън границите на страната ни национално богатство. То е градено с години, то е символ на България в страните, в които сме представени, то има и имиджов характер и неговото правилно използване, поддържане и периодично оптимизиране не могат да имат друга алтернатива.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Закон за държавната собственост, обн. ДВ, бр.44, 1996.
[2] Правилник за прилагане на закона за държавната собственост, обн. ДВ бр.78, 2006.
[3] Виенска конвенция за дипломатическите отношения, обн. ДВ, бр.28, 1961.
[4] Виенска конвенция за консулските отношения, обн. ДВ, бр.42, 1990.
[5] Susan Hudson – Wilson, Charles H. Wurtzebach, Managing Real Estate Portfolios, Irwin., Professional Publishing Burr Ridge, IL. 60521, 1993,

ИЗПОЛЗВАНЕ НА ТЕРМОГРАФИЯТА ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА КОРОЗИЯТА В АРМИРОВКАТА

Борислав Бонев[1], Анна Стойнова[2], Антонио Шопов[3]

USING THE THERMOGRAPHY FOR DETERMINING CORROSION IN REINFORCEMENT STEEL

Borislav Bonev[1], Anna Stoynova[2], Antonio Shopov[3]

Abstract:
Very often in construction practice, before the concrete is done, part of the reinforcement steel is already corroded. Corrosion has a negative effect on the reinforcement steel, reducing its geometrical characteristics, mechanical properties and leading to appearance of surface defects (structural changes). From a positive point of view, it should be noted that it helps to improve the connection between reinforcement steel and concrete.
There are various means and methods for determining corrosion in the reinforcement steel. Thermography is considered as a method for the determination of corrosion in reinforcement bars and the possibility of determining corrosion by thermography is established. A methodology and algorithm for determining the corrosion in the reinforcement steel has been developed for use in practice.

Keywords:
Thermography, Corrosion, Reinforcement Steel.

[1] Борислав Бонев, докторант, катедра „Микроелектроника“, Факултет по електрона техника и технологии, Технически университет – София, бул. „Кл. Охридски“ 8, *e-mail*: bonev@ecad.tu-sofia.bg;
Borislav Bonev, PhD student, department „Microelectronics“, Faculty of Electronic Engineering and Technologies, Technical University of Sofia, 8 “Kl. Ohridski” blvd, Sofia, Bulgaria; *e-mail*: bonev@ecad.tu-sofia.bg.
[2] Анна Стойнова, професор, катедра „Микроелектроника“, Факултет по електрона техника и технологии, Технически университет – София, бул. „Кл. Охридски“ 8, *e-mail*: ava@ecad.tu-sofia.bg;
Anna Stoynova, professor, department „Microelectronics“, Faculty of Electronic Engineering and Technologies, Technical University of Sofia, 8 “Kl. Ohridski” blvd, Sofia, Bulgaria; *e-mail*: ava@ecad.tu-sofia.bg.
[3] Антонио Шопов, докторант, катедра „Съпротивление на материалите“, Факултет по транспорт, Технически университет – София, бул. „Кл. Охридски“ 8, *e-mail*: ansh@tu-sofia.bg;
Antonio Shopov, Phd student, department „Strength of materials“, Faculty of Transport, Technical University of Sofia, 8 “Kl. Ohridski” blvd, Sofia, Bulgaria; *e-mail*: ansh@tu-sofia.bg.

ПЕРСПЕКТИВИ ЗА РАЗВИТИЕТО НА СЕГМЕНТА НА ОФИС-СГРАДИТЕ, КАТО ЕДНА БЪРЗО РАЗВИВАЩА СЕ СЪСТАВНА ЧАСТ НА СТРОИТЕЛНИЯ СЕКТОР ОТ НАЦИОНАЛНОТО СТОПАНСТВО НА РЕПУБЛИКА БЪЛГАРИЯ

Цвети Даковски[1], Иванка Каменова[2]

PROSPECTS FOR THE DEVELOPMENT OF THE OFFICE BUILDING SEGMENT AS A FAST-DEVELOPING COMPONENT OF THE CONSTRUCTION SECTOR OF THE NATIONAL ECONOMY OF THE REPUBLIC OF BULGARIA

Tzveti Dakovski[1], Ivanka Kamenova[2]

Abstract:
We consider the prospects for the development of the specific segment of office-building construction in our country. It is stressed that this is a relatively new and comparatively fast-developing component of the construction sector of the national economy. A link is established between the enlargement of the scale of outsourcing services and the need to acquire or rent the office space necessary for their implementation. We indicate the specific requirements that the latter should meet. We show the growth of the number of construction permits issued for this type of buildings. We also stress the territorial concentration of office buildings in the central parts of the capital city and in the larger cities of Bulgaria. In addition, we point out some market tendencies as regards the price levels in renting or acquiring space in this specific type of buildings.

Keywords:
Construction Sector of the National Economy, Segment of the Office-building Construction Sector, Specific Space Planning Requirements for the Office Buildings under Construction, Outsourcing, Design Visas and Construction Permits, Territorial Concentration of Office Buildings, Transactions with Office Space, Office Area Rentals, Market of Office Buildings and Space in them, Price Levels.

[1] Цвети Даковски, проф. д. ик. н. инж., хон. преподавател в кат. „Организация и икономика на строителството“, Строителен факултет, УАСГ, бул.“Хр. Смирненски“ №1, 1046 София, e-*mail*: dakovski_fce@uacg.bg;
Tzveti Dakovski, Prof. D.Sc. Eng., Department of Construction Management and Economics, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: dakovski_fce@uacg.bg.
[2] Иванка Каменова, ас. д-р инж., редовен преподавател в катедра „Земеустройство и аграрно развитие”, Геодезически факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: ivkamen@abv.bg;
Ivanka Kamenova, Assist. Prof. Dr. Eng., Department of Land Management and Agrarian Development, Faculty of Geodesy, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: ivkamen@abv.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Сегментът на изгражданите офис-сгради в нашата страна е не само една относително по-нова съставна част в структурата на целия сектор строителство на националното стопанство, но и една от най-бързо развиващите се. Отдавна отмина времето, когато в началото на прехода към функциониращо пазарно стопанство за офис-площи се използваха масово не съвсем подходящи помещения. Наемаха се предимно жилища за офиси в жилищни сгради или други не особено целесъобразни площи в различни видове сгради. До 2006 г. офисите със сравнително голяма площ почти липсваха на пазара. Наличието на проекти за съвременни офис-площи с площ над 5000 кв.м беше крайно ограничено [1, с. 76–77]. В периода на прехода към пазарна икономика се освободиха площи и в редица административни сгради и в част от тях също се настаниха някои отделни фирми. Но условията за работа там не отговаряха за работа в нормална офис-среда поради невъзможността наемодателите да подържат тези сгради. В последствие отпадна и възможността офиси да се устройват в надпартерните етажи на жилищните сгради без изричното писмено съгласие на собствениците в съответния кондоминиум [3, чл. 38]. С развитието на функциониращо пазарно стопанство започна и процеса на развитие на изграждането на сгради специално предназначени и отговарящи на изискванията за една съвременнна офис-среда. Това, освен, че подобрява условията за работа има и проявление в посока на престижа на фирмата и доверието на контрагентите в нея. С разрастването на строителството на офис-сгради се разви и пазарът на наемането на офис-площи, и донякъде пазарът за придобиването им. Това все още е само по възможностите на по-големите и по-стабилни в икономическо отношение компании, като то има не само имиджов характер. То представлява и една добра инвестиция в бъдещето предвид устойчивото развитие на този специфичен пазар и постъпателното засега движение на цените за единица площ при него. Но, може би, най-силен тласък за развитието на строителството на офис-сгради и съответно на пазара на наемането и придобиването на офис-площи у нас даде много бързото развитие на аутсорсинговите услуги [2, с. 183]. Един пример в това отношение са изнесените в нашата страна кол-центрове от редица други европейски държави. Същевременно развитието на сегмента на строителството на офис-сгради трябва да се разглежда и във връзка със сегмента на жилищното строителство. Много инвеститори се оттеглят от жилищния пазар не само поради значителното насищане на него, но е поради нарастващото търсене на другия. Макар да има известно повишаване на търсенето на обекти на жилищната недвижима собственост, то е предизвикано главно от рязкото спадане на лихвените равнища по депозитите на гражданите, тяхното облагане като печалба и липсата на друго инвестиционно поле или поне несъществуващите традиции да се влагат лични средства в други финансови инструменти. При това търсенето на жилищни недвижими имоти се ограничава главно в столицата и по-големите градове и то основно в по-престижните им зони. Всичко това е още една добра предпоставка за развитието на сегмента на офис-строителството в рамките на строителния сектор. Тук си подставяме задачата да очертаем някои от специфичните негови особености и най-вече перспективите за развитието му.

2. ИЗЛОЖЕНИЕ

Изграждането на сгради за специфичните офис-цели в нашата страна няма някакви дългогодишни традиции. То е преди всичко резултат на нов вид специфични изисквания към средата на работа на отделните фирми в новите условия на функциониращa пазарна икономика. Не бива да се правят никакви аналогии с изгражданите по времето на условията на плановата икономика административни сгради за нуждите на отделни ведомства или други различни организационни структури. В пазарни условия цяла сграда, която да се използва за отделен стопански субект относително рядко се среща. Много

фирми работят в условията на наети, а не толкова на закупени сгради и при това в съжителство с редица други фирми. При това в съвременните условия в офис-сградите основните площи са с относително по-големи размери и в тях се разполагат повече сътрудници. За да им се осигурят нормални условия за работа и известна самостоятелност в едно лично пространство, тези помещения се разделят от невисоки прегради, чрез които се образуват т.н. кюбикъли. По правило в самостоятелно отделени кабинети работи само по-висшият мениджмънт на компаниите. Тези условия за работа вече се налагат и у нас и това съответно води до по-нови изисквания още при самото проектиране на сградите и после при изграждането им. Това има своето определено икономическо оправдание и то е, че най-често фирмите имат променлив състав сътрудници и в резултат на това различни потребности от офисна площ. Следователно при проектирането на такъв тип сгради, което коренно се различава от това на масова изгражданите жилищни сгради например, тук обемно-планировъчните решения трябва да са по-гъвкави. По-големите площи и обеми в последствие, в зависимост от потребностите на наемателите или тези, които желаят да закупят части от сградите, могат чрез преграждане с по-леки материали да бъдат разделени. Всичко това, което е известно в литературата по проблемите на недвижимата собственост като понятието „ритейлинг”, предопределя и особеностите при конструктивно-технологичните решения за изграждането на такъв тип сгради. Класическите скелетно-гредови или безгредови конструкции биха били неподходящи и биха утежнили такива сгради. В световната практика при строителството на високи офис-сгради преобладават стоманените конструкции, но у нас все още масово се използва стоманобетон. Необходимостта от реализирането на по-големи обеми и съответно отвори донякъде затруднява използването му, но поради по-малката етажност на сградите и самите им мащаби се намират подходящи конструктивни решения. Въпросът за възможния в перспектива преход към изграждането на такъв тип сгради със стоманена носеща конструкция е извън разсъжденията тук, но рано или късно ще се постави. Те имат ред предимства, като например по-кратките срокове за строителство и по-лесната реализация на по-големи обеми. Има редица възражения по отношение на средата за обитаване в подобен вид сгради и те засега определено не се използват при жилищните сгради. В антисеизмично отношение те са надеждни поради по-високата си степен на гъвкавост, но при ежедневна експлоатация понякога се усещат вибрации на конструкциите и това създава допълнителен дискомфорт при обитаване. От чисто икономическа гледна точка, каквато е целта ни тук, определено считаме, че офис-сградите със стоманена носеща конструкция имат бъдеще и у нас. Основната причина за това са по-добрите възможности за свободна планировка, по-бързите темпове на изграждане, съвременните фасадни решения, високата степен на осветеност на помещенията и доброто вписване в градската среда. Що се отнася до производствените разходи за единица полезна площ, те зависят от цената на стоманата на международните пазара. Тъй като тя и сега не е висока, предлагането и е много голямо, производството в света устойчиво нараства, имаме основание да считаме, че и това потвърждава добрите им перспективи и в нашата страна.

Както вече се изтъкна, един от най-силните стимули за разширяването на процеса на изграждането на офис-сгради у нас стана рязкото нарастване на мащабите и стойностните обеми на аутсоргинговите услуги в страната. Наред с разширяването на потребностите на различните други видове фирми от офисни сгради, именно аутсорсинговата индустрия тласна силно напред този специфичен сегмент на строителния сектор на стопанството. Въпреки, че България се появи едва преди десет години на световната сцена като аутсорсинг дестинация, тя вече се превръща в един от лидерите, привличащи международни компании в аутсорсинг сектора. В индекса за глобален аутсорсинг за 2017 година, България заема 15-то място сред 55 държави. Сега у нас се обслужват клиенти от Европа, Северна Америка и дори от Азия. Трите водещи за България държави, изнасящи

дейности тук са Великобритания, САЩ и Германия. Аутсорсинг индустрията е концентрирана основно в София, като се счита че почти 90% от този тип дейности се осъществяват в столицата [4, с. 4]. В последно време аутсорсингът засилва присъствието си и в други по-големи градове на страната като Пловдив, Варна и Бургас, където също започват да се установяват фирми от този сектор. Особено силно е икономическото присъствие на аутсорсинг сектора в столичния град и то устойчиво нараства. По отношение на създадената добавена стойност, от 2011 г. до 2016 г. аутсорсинг индустрията е създала съответно 8,8% от нея и е достигнала 9,7%. По отношение на произведената продукция в стойностно изражение, относителният и дял за същия период е нараснал от 8,4 % до 9,0% [4, с.6]. Особено показателно е увеличението на добавената стойност на аутсорсинг индустрията в млн.лв в икономиката на столичния град. От 1,409 млн. лв през 2011 г. тя достига до 2,174 млн. лв през 2016 г. според информацията на Националния статистически институт (НСИ) [7]. Но най-интересната характеристика на сектора в рамките на Столичната община е високата му степен на диверсификация и в трите му части – създаване и разпространение на информация и отделни интелектуални продукти, професионални дейности и научни изследвания, и административни и спомагателни дейности [4, с. 5]. Всичките те имат приблизително сходна тежест в създаваната добавена стойност и това означава, че те всичките се развиват добре и няма някакво доминиращо влияние на някоя от тях. В тази дейност са заети в много висока степен лица с висше образование – около 80 % при средно заети такива в страната около 32,5 % [4, с. 11]. Всичко това означава, че развитието на сектора неминуемо ще се свързва с изграждането или придобиването на дълготрайни материални активи, основна част от които съответно ще бъдат офис-сградите и тяхното обзавеждане, като това ще зависи основно от самите мащаби на аутсорсинговите компании.

Всичко изложено до тук потвърждава, че сегментът на офис-сградите, както и малко по-широката група административни сгради устойчиво нараства в рамките на строителния сектор на националното стопанство. Този нюанс е продиктуван от една страна от предназначението на сградите, но и от друга страна от вида на инвеститора. Ако има административни сгради, изграждането на които е осъществено на бюджетна линия и те не са предназначени за пазарна експлоатация, то чисто офисните сгради са изцяло предприемаческа инициатива и се реализират като части от тях или като отделни площи за наемане на изцяло пазарен принцип. Без тук да ги делим по главни групи класове – клас А (високотехнологични за първокласни инвеститори), клас В (практично работно пространство за бекофис) и клас С (преустроени за покриване на изискванията за предния клас), ще покажем как се е развивало изграждането им. Тъй като НСИ ги обобщава като административни сгради, ще се дадат данните за по-широкото понятие административни сгради като цяло.

Много показателна характеристика за развитието на този процес е наличието на издадени разрешителни за строеж в последните години. В самите разрешителни се включва информацията за разгънатата застроена площ – в случая в табл. 1. – общата от този тип за годината.

Таблица 1. Издадени разрешителни за строеж на административни сгради

Година	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Брой	215	221	170	156	187	157	163	127
Разгъната застроена площ, кв.м	150 652	149 998	83 781	137 386	174 777	172 652	285 438	219 688

изт.: https://www.nsi.bg

Тук е интересното, че макар че през 2010 г. броят на разрешителните от 215 намалява до 127 броя през 2017 г., разгънатата застроена площ (РЗП) в кв.м за същия период от 150 652 m^2 нараства до 219 688 m^2 – това е нарастване от около 46%. Тази тенденция ясно показва, че въпреки намаляването на броя на сградите, те нарастват по площ – строят се все по-големи сгради.

За същият този период е интересно да се види колко са започнатите за изграждане административни сгради и каква е разгънатата им застроена площ – това е показано в табл. 2.

Таблица 2. Започнато строителство на нови административни сгради

Година	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Брой	120	121	83	112	94	90	89	84
Разгъната застроена площ, m^2	81 567	71 080	36 377	71 685	58 523	161 500	119 746	124 816

изт.: https://www.nsi.bg

Тенденцията и тук е подобна – въпреки, че техният брой намалява за периода с 31%, то разгънатата застроена площ се увеличава с 53%.

В следващата табл. 3. е показана разгънатата застроена площ (РЗП) при издадените разрешителни за строеж на административни сгради само за столичния град.

Таблица 3. РЗП на издадените разрешителни за строеж
на нови административни сгради в София

Година	2013	2014	2015	2016	2017
Разгъната застроена площ, m^2	71 466	83 461	77 089	219 373	156 372

изт.: https://www.nsi.bg
заб.: данните са конфиденциални за Пловдив, Варна, Бургас

Ако разгънатата застроена площ за страната за периода 2013 г. – 2017 г., съгласно информацията отразена в табл.1. е нараснала с 59,8%, то само за столицата това нарастване е 118,8%.

По отношение на броя на издадените разрешителни за изграждане на нови административни сгради, интересно е сравнението между тях за страната като цяло, столицата и най-големите ни градове Пловдив, Варна и Бургас – табл. 4.

Таблица 4. Брой на издадените разрешителни за строеж
на нови административни сгради

Година	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Общо за страната	170	156	187	157	163	127
София (столица)	8	27	27	26	30	24
Пловдив	22	9	20	29	24	16
Варна	8	3	11	4	20	16
Бургас	n.a.	7	29	4	n.a.	n.a.

изт.: https://www.nsi.bg
заб.: n.a. – данните са конфиденциални

Общо за страната разрешителните намаляват, но в столицата те се утрояват. Във Варна се удвояват. В Пловдив се намаляват с около една трета, а за Бургас само за три години намаляват почти четири пъти. Това отново показва по-голямата им концентрация в столицата, като не бива то да се отделя от това, че самата разгъната застроена площ се увеличава – по-малко, но по обемни и по-големи по площ сгради.

Особено важно е дали когато са издадени разрешителни за строеж на нови административни сгради самото им изграждане е започнало. Това за периода 2012 г. – 2016 г. е показано в табл. 5. Вижда се намаляване на тази бройка общо за страната. За някои градове, като например Бургас за някои години въобще липсват данни, тъй като те се считат от фирмите за конфиденциални. Същевременно, както беше показано в табл. 2, разгънатата застроена площ на такъв тип сгради общо за страната нараства за същия период със значителните приблизително три пъти.

Таблица 5. Брой на новите административни сгради,
чието строителство е започнало

Година	2012	2013	2014	2015	2016
Общо за страната	83	112	94	90	89
София (столица)	n.a.	6	11	18	24
Пловдив	3	10	19	22	3
Варна	3	3	4	12	14

изт.: https://www.nsi.bg
заб.: n.a. – данните са конфиденциални

Интерес представлява сравнението между броя на издадените разрешителни за строеж на нови административни сгради и съответно общата разгъната застроена площ (РЗП) на всичките тях за 2017 г. спрямо 2016 г. Наличните статистически данни специално за последното тримесечие на посочените две поредни години показват рязък спад, особено по втория показател. От табл. 6. е видно, че при подобен брой издадени разрешителни, разгънатата застроена площ намалява за страната като цяло с 63,5%. Особено драстично това е изразено в столичния град където тя спада повече от два пъти. Най-вероятно това говори за издадени разрешителни за по-малки по-площ сгради. В другите показани градове на страната няма такъв силен спад.

Таблица 6. Издадени разрешителни за строеж
на нови административни сгради за IV тримесечие на 2016 г. и 2017 г.

Области	Издадени разрешителни за строеж за IV тримесечие на 2016 г.		Издадени разрешителни за строеж за IV тримесечие на 2017 г.	
	Брой	Разгъната застроена площ, кв.м	Брой	Разгъната застроена площ, кв.м
Общо за страната	32	80 113	30	29 251
София (столица)	4	61 110	3	26 810
Пловдив	7	5 928	4	10 777
Варна	4	4 465	5	3 453
Бургас	n.a.	n.a.	3	9 148

изт.: https://www.nsi.bg/
заб.: n.a. – данните са конфиденциални

В табл.7. е показано, че при издадения брой разрешителни за строеж реално е започнало изграждането на значително по-малко на брой обекти. В страната с около 30% по-малко. Само за столичния град три пъти по-малко, за Пловдив два пъти по-малко, за Варна три и половина пъти по-малко. Най-вероятна причина за това е инвестиционния потенциал на инвеститорите, но е възможно да са повлияли и някои неблагоприятни промени по места в пазарната конюнктура по отношение на търсенето.

Таблица 7. Брой издадени разрешителни за строеж и започнато строителство на нови административни сгради за януари-септември 2017 г.

Области	Издадени разрешителни за строеж	Започнато строителство
Общо за страната	97	68
София (столица)	21	7
Пловдив	12	6
Варна	11	3
Бургас	n.a.	3

изт.: https://www.nsi.bg/
заб.: n.a. – данните са конфиденциални

Много важен и решаващ от икономическа гледна точка е самият пазар на офис-площи, именно за нуждите на който се изграждат сградите от този сегмент на строителния сектор у нас. Най-активен е пазарът на офис-имоти в София, който отчита рекордно деветмесечие на 2017 г. за последните 10 години. Отдадени са над 131 000 кв.м площи и периодът октомври-декември традиционно е най-силното тримесечие. В случая то се доближава до най-високите реализирани наемни нива за предкризисната 2008 г. – наетите офис-площи са 64 109 кв.м. Средните месечни наеми на офиси за периода 2006 г. –2017 г. в гр.София са отразени в табл.8. и са показани в евро/кв.м.

Таблица 8. Средни месечни наеми на офиси в гр.София

Година	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Средни месечни наеми, евро/кв.м	15,0	17,0	15,5	12,0	9,0	7,5	8,0	9,0	9,5	10,0	11,0	12,0

изт.: https://www.investor.bg/news/news/analysis

Интерес представлява годишната класация Office Space Across The World на глобалната консултантска компания Cushman & Wakefield [5], сред пазарите на първокласни офиси с най-ниски разходи на работно място в Европа и също в глобален план са градовете София, Пловдив и Варна. Това проучване обхваща 215 пазара в 58 държави. Разходите за работно място, изчислени на базата на наемите и съпътстващите такси, дължими от наемателя за първокласна офис-площ в София достигат 2 175 долара годишно. С тази относително неголяма сума, столицата на България заема 195-то място в класацията. В класацията влизат и другите два български града, които са още по-изгодни за наемателите – Пловдив с 1 358 долара годишно (209 позиция) и Варна с 1 163 долара годишно (212 позиция). За сравнение в световен план, Хонконг е най-скъпата офисна локация в света с 27 432 долара годишни разходи. Растящите разходи са причина все повече международни корпорации да насочат своето внимание към райони с по-ниски цени за офис-площ, каквато е България. Това може да стане едно важно конкурентно предимство за нашата страна в това отношение.

Що се отнася до разпределянето на офис-площите, както съществуващите, така и новоизгражданите, тяхната концентрация и изборът на местоположение за нови обекти е свързана с развитието на градските зони. Специално в столичния град самият идеален градски център затруднява новото офис-строителство поради затрудненитe подходи, тежкия трафик и липсата на паркинг-площи. Но на територията на разширения градски център инвестиционния интерес е по-голям. Вече в столицата се очертават зони с висока концентрация на такъв тип сгради. Ако в район Средец, кв.Яворов има само 13 000 кв.м офис-площи, то в район Младост те са 311 270 кв.м [6]. Това са основно площи в т.н. Бизнес парк. Също така трябва да се изтъкне, че може да се изградят големи бизнес сгради на комуникативни места – например вече функциониращия Европейски търговски център с обща застроена площ от 72 000 кв.м. Той включва също така търговски площи и развлекателни зони. По-големи обекти са също Софарма Бизнес Тауърс (51 000 кв.м), София Тех Парк (57 000 кв.м), Мегапарк (51 000 кв.м), Капитал форт (80 795 кв.м) и редица други по-малки [6].

3. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Перспективите за развитието на сегмента на офис-сградите и на административните сгради въобще у нас са благоприятни. Има търсене на офис-площи за наемане и за придобиване. Това търсене ще се увеличава главно поради разширяването на мащабите на аутсорсинговите услуги. Повишаването на наемите е умерено и относително устойчиво. При това в условията на придобита, закупена офисна площ разходите за експлоатацията като относителен дял в струкурата на пълните разходи на фирмите заети с производството на услуги са ниски. Основно, както и досега, нови офис-сгради ще продължават да се изграждат главно в София и в най-големите градове на страната. За по-малките градове перспективите са крайно ограничени. В рамките на столичния град изборът на инвеститорите за изграждане на такъв тип сгради ще се променя по териториален признак. Вече има отлив от централната градска част, а се и създадоха зони с концентрация на такива сгради. Спорен е въпросът, дали изграждането на много големи сгради разделени на различни експлоатационни зони е по-правилното решение. Негова алтернатива са отделни офис-сгради с по-малки размери, но обединени в комплекс. Не винаги е целесъобразно офис-сградите да се съчетават с търговски центрове или атракционни и хранителни заведения. Във връзка с принципите за хармонична околна среда и опазването и ще става все по-важно да се осигурява около офис-сградите зеленина, чист въздух от автомобили или други замърсители. Особено важно е и осигуряването на ниско равнище на шума. Това ще ги направи не само по-привлекателни за работа в тях, но и ще повиши търсената доходност поради нарастващия интерес на наемателите или придобиващи собственост в тях компании. В крайна сметка това ще увеличи инвестиционния интерес и ще насочи нови компании в тези сгради, типичен сегмент на строителния сектор.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Даковски Ц., С. Йотов, С. Трашлиев и кол., Сделки с недвижими имоти, София, Кабри, 2006.
[2] Моравенов М., Финансови аспекти и роля на секюритизацията при инвестиции в имоти, София, Св.Григорий Богослов, 2016.
[3] Закон за устройство на територията, обн. ДВ, бр.1/2001.
[4] София. Състояние и развитие на аутсорсинг индустрията, Секторен анализ на Столична общинска агенция за приватизация и инвестиции, 2017.
[5] https://www.investor.bg/news/news/analysis/
[6] https://investsofia.com/
[7] https://www.nsi.bg/

КЛАСИФИКАЦИЯ НА ВИДОВЕТЕ ОЛЕКОТЕНИ СТОМАНОБЕТОННИ ПОДОВИ КОНСТРУКЦИИ

Стефка Димитрова[1]

CLASSIFICATION THE TYPES OF LIGHTWEIGHT REINFORCED CONCRETE SLAB STRUCTURES

Stefka Dimitrova[1]

Abstract:
In 1850 in Paris, french builder Francois Coignet used iron-reinforced concrete for building houses for the first time. But in 1854 Britisher William B. Wilkinson received out a patent for reinforced concrete floor. Today a lot of the buildings are from reinforced concrete, but the big weight of these structures is still one of their disadvantages.
Last 20 years new and different types of lightweight RC slabs appeared. They are in use in constructions in worldwide, but still in Bulgaria they have not yet found application. This paper describes types of lightweight RC slabs and their possible classification.

Keywords:
Types, Reinforced, Concrete, Slab, Structure, Classification.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Стоманобетонната плоча е елементът с най-големи размери в стоманобетонната конструкция. Нейното изпълнение изисква голямо количество бетон и армировка. Това води до по-сложни бетонови и армировъчни работи, както и до по-сложни кофражни работи, поради по-голямото собствено тегло на плочата.

В днешно време съществуват различни варианти за решение на проблема, свързан с голямото собствено тегло на стоманобетонната плоча. Един от тях е чрез олекотяване на конструкцията, като се намали или се замести с подходящ лек материал обема на бетона, който не участва в носимоспособността ѝ. Този тип конструкции съществуват от много време. Това са ребрестите и касетирани подови конструкции.

През последните години на пазара се появиха по-иновативни олекотени подови конструкции. По своята същност наподобяват ребрестите подови конструкции, но се изпълняват с нови рециклирани материали.

[1] Стефка Димитрова, докторант, катедра „Технология и механизация на строителството”, Строителен факултет, УАСГ, София 1046, бул. Христо Смирненски № 1, *e-mail*: st.d.dimitrova@gmail.com;
Stefka Dimitrova, PhD Student, Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, Bulgaria, 1 Hristo Smirnenski Blvd, 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: st.d.dimitrova@gmail.com.

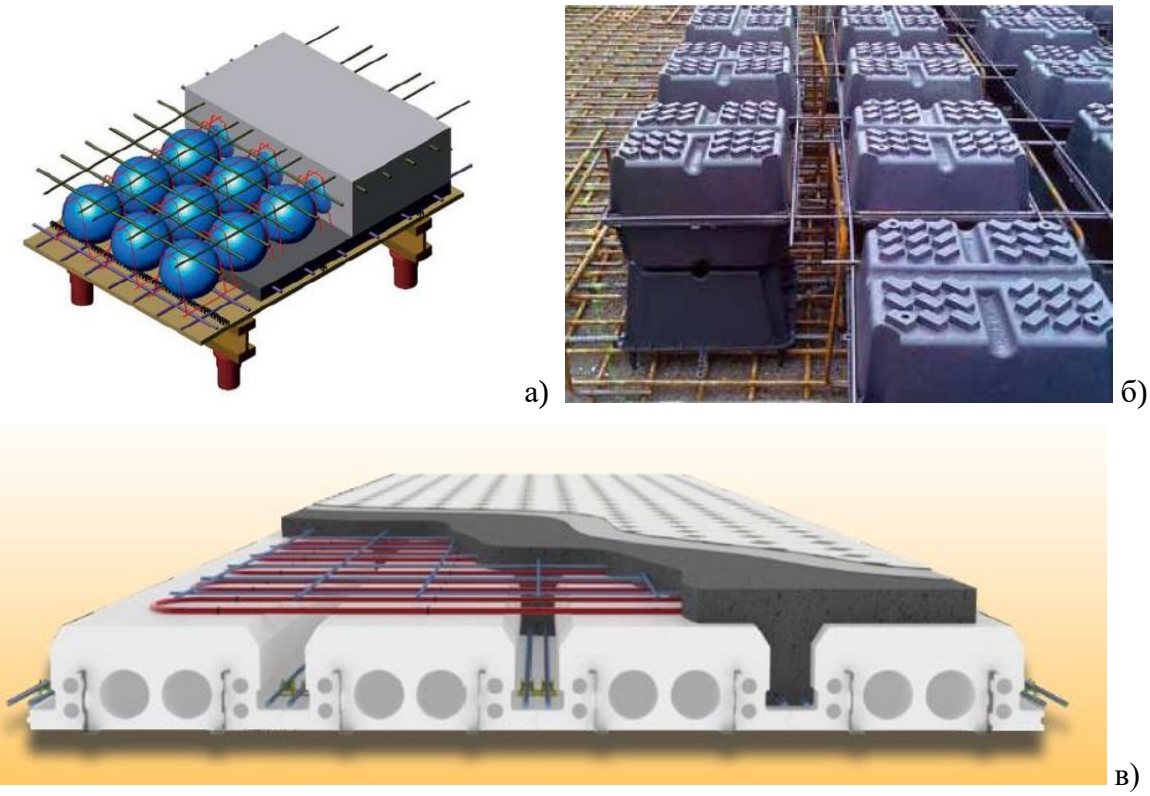
Поради значимостта на плочата в стоманобетонната конструкция, като част от носещите елементи, отчитайки ограждащите ѝ функции е необходимо да се разгледат и класифицират олекотените подови конструкции.

2. СЪЩНОСТ НА СЪВРЕМЕННИТЕ ОЛЕКОТЕНИ СТОМАНОБЕТОННИ ПОДОВИ КОНСТРУКЦИИ

Принципът на новата технология, срещаща се все по-често в строителството, е интегрирането на кухи елементи (кухинообразуватели) между долната и горната армировка в самата сърцевина на плочата, която няма особено отношение към цялостната носимоспособност на подовата конструкция. Това води до намаляване собственото тегло на конструкцията, по-голяма технологичност и по-добра енергийна ефективност.

Кухите елементи се произвеждат от различните фирми с различна форма и технология на монтаж, а материалът, от който са произведени най-често е синтетичен и от рециклирани материали.

Някои от съвременните олекотени стоманобетонни подови конструкции са показани на Фиг. 1. [1],[2],[3]



а) б) в)

Фигура 1. Система Cobiax (а); Система U-boot beton (б); Система Quad-Lock (в).

3. КЛАСИФИКАЦИЯ НА СИСТЕМИТЕ ОЛЕКОТЕНИ СТОМАНОБЕТОННИ ПОДОВИ КОНСТРУКЦИИ

Новите олекотени стоманобетонни подови конструкции се реализират като комбинация от осъвременени строителни методи, но по своята същност не са по-различни от известните ни конструктивни системи. Има непосредствена връзка и взаимна зависимост между конструктивното проектиране и строителните технологии при изпълнението на една строителна конструкция. [4]

Класификацията ще бъде направена по двата основни показателя - конструкцията и технологията на изпълнение на плочата.

3.1. Според конструктивните характеристики

3.1.1. По своята конструктивна схема

Има много видове междуетажни подови конструкции, но по конструктивна схема се делят на две основни групи: гредови и безгредови конструкции.

Гредовите конструкции се състоят от плочи или панели и греди в едно или в две направления, товарът от които се предава на колони или носещи стени. Безгредовите конструкции се състоят от плочи, опиращи се направо върху колони или носещи стени със или без уширения (капители) в местата на подпирането. [5]

Съвременните стоманобетонни подови конструкции основно са безгредови. В комбинация с намаленото собствено тегло те са икономически ефективни при сгради с големи подпорни разстояния. Могат да бъдат и гредови конструкции, като в самите греди не се поставят кухинообразуватели.

3.1.2. По начин на конструиране

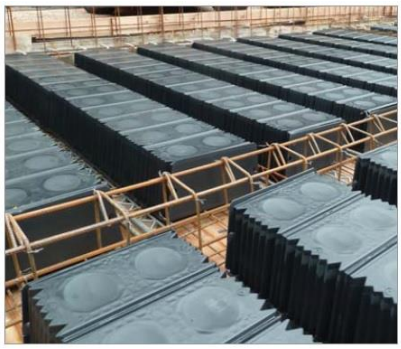
Подовите конструкции могат да бъдат: еднопосочно армирани, кръстосано армирани и ребрести плочи.

Поради приликата на съвременните олекотени плочи с безгредовите, най-често те са кръстосано армирани, като кухинообразувателите се поставят между горната и долната армировка. Такива са плочите от системата на Cobiax, Bubbledeck, U-boot beton (Фиг.2).

а) б)

Фигура 2. Кръстосано армирани плочи на Система Cobiax (а) и Система U-boot beton (б)

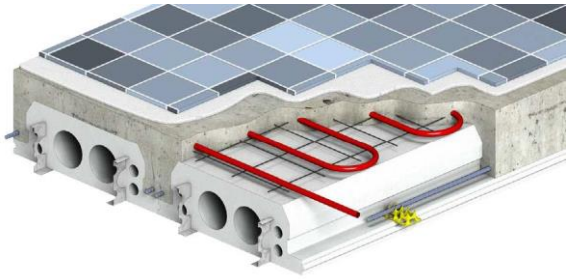
При някои системи, освен основната горна и долна армировка, има и армировка между самите кухинообразуватели. Тази армировка образува скрити греди вътре в плочата. Такава е подсистемата на U-boot beton, наречена U-bahn beton (Фиг.3).



Фигура 3. Плоча на подсистемата U-bahn beton

Плочата от системата Quad-deck е еднопосочно армирана. Панелите от експандиран полистирен образуват оставащ кофраж за плочата. Над връзката на панелите се поставя

армировка. Самите панели също са армирани с перфорирани Z-образни поцинковани метални ленти, вградени в полистиреновото тяло (Фиг.4).



Фигура 4. Плоча на системата Quad-deck

Касетираните плочи са ребрести (оребрени) конструкции. Добре познати от много години, днес също се използват. Предлагани са от различни системи в строителството, но изпълнявани по същата технология.

3.2. Според технологичните характеристики

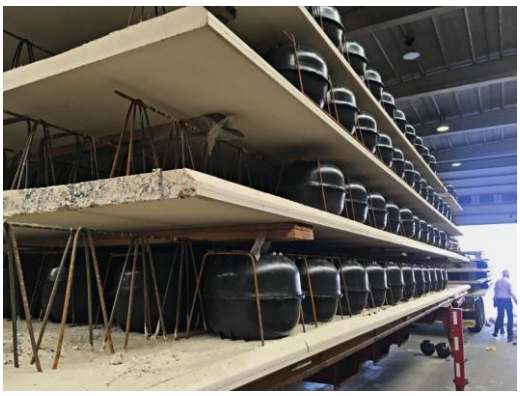
3.2.1. По начин на изпълнение

При избрано конструктивно решение на олекотената подова конструкция съществуват различни начини на изпълнение. Основните методи на изпълнение са: монолитно, сглобяемо и смесено (сглобяемо-монолитно) (Фиг.5).

Монолитните конструкции се изпълняват на местостроежа и се създава непрекъсната монолитна връзка между отделните носещи елементи [5]. При сглобяемото изпълнение, подовите конструкции се изготвят предварително в заводски условия, след което се транспортират и складират на обекта или се извършва монтаж „от колела“.

Смесеният (сглобяемо-монолитен) метод е комбинация от монолитния и сглобяемия. Той наподобява на предплочите, част от подовата конструкция се изготвя предварително извън сроителната площадка и служи като оставащ кофраж за останала част от плочата.

Повечето от новите системи за олекотени стоманобетонни подови конструкции предлагат и трите варианта на изпълнение на плочата. Всяка от предложените системи може да бъде икономически ефективна за конкретен случай, според производствените условия. Cobiax и U-boot технологията предлагат основно монолитно бетониране върху предварително монтирани кухинообразуватели, а Bubbledeck предлагат най-често смесения и сглобяемия вариант на изпълнение. Има и системи като Airdeck, които предлагат само смесения вариант на изпълнение.

а)

б)

Фигура 5. Складиране на елементите от система Cobiax при монолитно изпълнение а) и при смесено изпълнение б)

3.2.2. По вида на необходимия кофраж

Предназначението на кофражите е да осигурят проектните размери, формата и разположението на бетонните и стоманобетонните конструкции [6]. Самите те са различни по вид и предназначение, но тук ще изброя само тези, които се използват в изпълнението на съвременните олекотени стоманобетонни подови конструкции.

При системите, които ще се изпълняват монолитно, се използват сглобяемо-разглобяеми кофражи и леки (фирмени) кофражи.

За смесения метод на изпълнение, предварително изготвената част от подовата конструкция служи като оставащ кофраж за плочата. В този случай е необходим кофраж само за страниците на плочата. Обикновено се използват летви и дъски, с които се оформя челото на плочата.

При сглобяемото изпълнение се използват монтажни скелета за временно подпиране на подовата конструкция.

3.2.3. По вида на вложената армировка

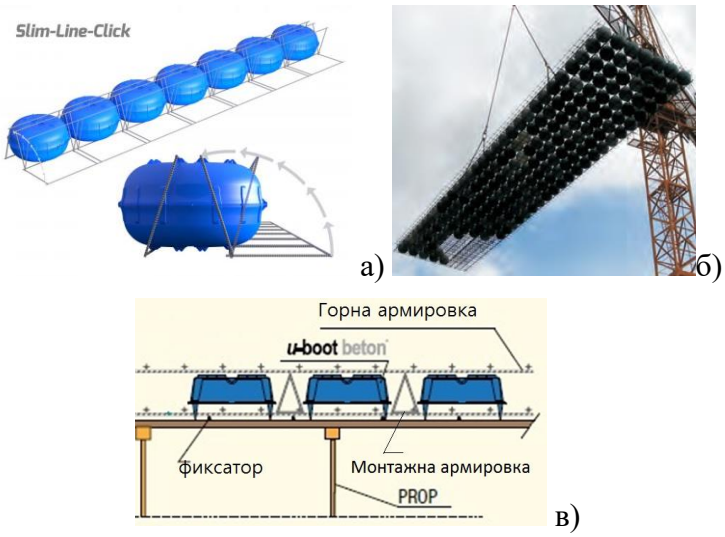
Армировъчните елементи според формата си биват: отделни пръти и елементи, мрежи, равнинни скелети и пространствени скелети [6].

В зависимост от конструктивните функции армировката се дели на носеща, монтажна и разпределителна. Монтажната и разпределителната армировка служат съответно за монтиране на носещата армировка и за разпределяне на усилията от съсредоточените товари върху нея [5].

Системите Cobiax и U-boot се полагат основно монолитно и използваната армировка е във вид на мрежи, и отделни пръти (Фиг.5а,в). Цели скелети не се използват, поради невъзможността да бъдат монтирани кухинообразувателите.

При Cobiax технологията освен основната армировка в плочата, самите кухинообразуватели имат и монтажна армировка. Тя обединява 7бр. кухинообразуватели в една обща модулна клетка. Системата U-boot използва прътови пространствени ферми, които служат като монтажна армировка.

Други системи, като Bubbledeck, използват равнинни и пространствени скелети (Фиг.5б). Те вграждат кухинообразуватели в армировката в завода производител и се транспортират до обекта като един пространствен елемент, когато бетонът се полага монолитно.[7]



Фигура 6. Модулна клетка от система Cobiax а); Пространствен елемент от система Bubbledeck б); Армиране със система U-boot в);

3.2.4. Според формата на кухинообразувателите

Всяка една система има своя специфика в производството на кухинообразувателите си, но съществуват няколко основни форми, които се използват: сфера, елипсоид, права пресечена пирамида, паралелепипед, цилиндър (Фиг.7). Някои от обемните тела са произведени като две отделни черупки (за по-лесно транспортиране и складиране), като преди вграждането им в плочите се „закопчават“ в едно цяло обемно тяло.

Във формата на сфера и елипсоид са при Cobiax и Bubbledeck технологията, както и още няколко технологии, наподобяващи горните две. Системата U-boot, Airdeck и касетираните плочи имат кухини във формата на права пресечена пирамида.

а) б) в)

Фигура 7. Кухинообразуватели във формата на сфера и елипсоид а), на права пресечена пирамида и паралелепипед б), на цилиндър в);

3.2.5. Според материала, от който са произведени кухинообразувателите

В съвременните олекотени подови конструкции се използват кухинообразуватели от няколко вида рециклирани материали. Най-често срещаните са: пластмаса, пенополистирол, керамика.

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Направената класификация ни служи за по-точен анализ на предимствата и недостатъците на всяка от разглежданите системи за олекотени стоманобетонни подови конструкции. Така ще може да се оцени съответната им приложимост и икономическа ефективност при различни конкретни производствени условия у нас, и да се формулират конкретни препоръки за внедряването им в практиката.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Heinze Cobiax Deutschland GmbH. http://www.cobiax.com/technology.
[2] Daliform group. www.daliform.com.
[3] Quad-Lock Building System. www.quadlock.com.
[4] Киров Н. *Кофражи и скелета*. София: „СЕК“; 2006.
[5] Маноилов Л. *Стоманобетон*. София: „Техника“; 2008.
[6] Петков Й. *Технология на строителните процеси*. София: „Техника“; 1989.
[7] BubbleDeck. BubbleDeck Voided Flat Slab Solutions Technical Manual & Documents. 2008; (August 2006):91.

ТЕХНОЛОГИЯ НА ИЗПЪЛНЕНИЕ НА СЪВРЕМЕННИ ОЛЕКОТЕНИ СТОМАНОБЕТОННИ ПОДОВИ КОНСТРУКЦИИ

Стефка Димитрова[1], Катя Белева[2]

CONSTRUCTION TECHNOLOGY FOR CONTEMPORARY LIGHTWEIGHT REINFORCED CONCRETE SLAB STRUCTURES

Stefka Dimitrova[1], Katia Beleva[2]

Abstract:
Reinforced concrete is widely used in present-day residential and public buildings. It has many advantages as well as some disadvantages. One significant disadvantage is its large self-weight. An option to solve this problem is reducing the dead load of inter-floor reinforced concrete slabs by inserting void formers. The void formers are installed in the slab zones where the load-bearing capacity of the floor structure is not fully used.
The paper examines the new methods for lightening the reinforced concrete floor structures and the features of their implementation technology.

Keywords:
Construction Technology, Lightweight Slab Reinforced Concrete Structures.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Още от древни времена строителите са се стремяли към по-просторни помещения, в които да има по-малко подпори ограничаващи пространствата в сградите. Това довело до откриването на нови конструкции и конструктивни методи за тяхното изпълнение, като например сводестите, касетираните и ребрестите конструкции. Основната идея при тях е редуциране на собственото тегло на конструкцията, чрез съзнателно премахване на бетона в опънната зона, там където той не работи ефективно и същевременно без да се променят якостните характеристики на носещия елемент [1].

Най-ранният познат пример за олекотена конструкция, чрез кухини е Пантеонът в Рим (Фиг.1). След него има построени много обществени сгради функционалността, на които е изисквала големи, непрекъснати от колони и стени пространства. Използвани са

[1] Стефка Димитрова, докторант, катедра „Технология и механизация на строителството”, Строителен факултет, УАСГ, София 1046, бул. Христо Смирненски № 1, *e-mail*: st.d.dimitrova@gmail.com;
Stefka Dimitrova, PhD Student, Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, Bulgaria, 1 Hristo Smirnenski Blvd, 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: st.d.dimitrova@gmail.com.
[2] Катя Белева, гл. ас. д-р инж., катедра „Технология и механизация на строителството”, Строителен факултет, УАСГ, София 1046, бул. Христо Смирненски № 1, *e-mail*: katia_beleva@abv.bg;
Katia Beleva, Assist. Prof., Dr. Eng., Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, Bulgaria, 1 Hristo Smirnenski Blvd, 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: katia_beleva@abv.bg.

технологии подобни на касетирания купол на Пантеона за построяването на катедрали, опери, театри и др.

Фигура 1. Куполът на Пантеона в Рим.

Днес навлизат нови технологични методи и системи за олекотяване на междуетажните подови конструкции. За разлика от ребрестите и касетираните конструкции, които изискват по-сложен кофраж, новите системи на практика представляват една безгредова плоча с вградени на подходящи места в нея кухинообразуватели. В доклада ще бъдат разгледани технологичните особености и варианти на изпълнение на някои от по-популярните от тях.

2. ОСНОВНИ СЪВРЕМЕННИ СИСТЕМИ ОЛЕКОТЕНИ СТОМАНОБЕТОННИ ПОДОВИ КОНСТРУКЦИИ

Новите системи олекотени стоманобетонни подови конструкции навлизат с високи темпове в строителството не само в държавите от Европа, но и в други от целия свят. Благодарение на някои свои предимства, а именно: редуцираното тегло, преодоляване на по-големи отвори без нужда от греди, редуцирана конструктивна етажна височина, по-кратки срокове за изпълнение на строителството, пожароустойчивост и др., те стават предпочитан начин за изпълнение на сградите при определени конструктивни особености. Технологията им на изпълнение е различна при различните фирмени разработки.

2.1. Система Cobiax

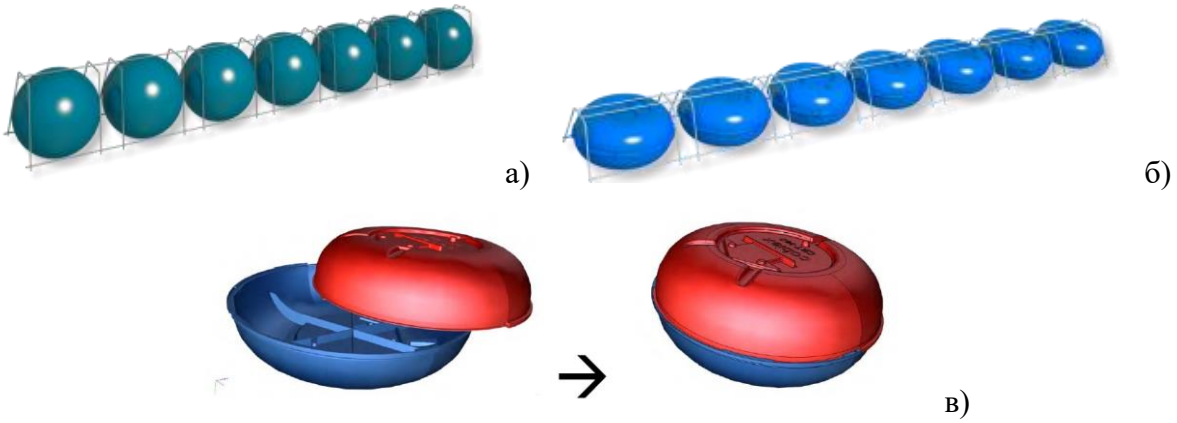
Идеята, на създателя на тази технология, идва от принципа за плаваемост в тежка течност и способността на птиците да летят. Те притежават леки и кухи кости, улесняващи техния полет. [2]

В плочата се оформят множество кухини, на такива места, при които не се променят съществено конструктивните и характеристики. Специфичните кухини се образуват чрез синтетични кухинообразуватели (void formers), които са произведени от рециклирани материали. Поставят се в места от плочата, където бетонът не участва в поемане на опънните напрежения на подовата конструкция.

Системата има два вида кухинообразувателя (Фиг.2). Първият вид (Eco–Line) са сферични, рециклирани полиетиленови топки. Предпочитат се за плочи с големи подпорни разстояния и дебелина на плочата от 40 cm до 70 cm. Диаметърът на кухинообразувателите е от 270 mm до 450 mm.

Втория вид (Slim – Line) е по-предпочитан. Състои се от две полу-черупки, които се свързват помежду си. Подходящи са за по-тънки плочи с дебелина от 20 cm до 45 cm.

Полу-черупките са с височини от 100 mm до 260 mm. Различните височини съставят няколко комбинации за образуване на цял елемент. Диаметърът на полу-черупките е 315 mm.



а) б) в)

Фигура 2. Кухинообразуватели на системата Cobiax:
а) Eco-line; б) Slim-line; в) Двете полу-черупки на Slim-line.

За по-лесно полагане на обекта, кухинообразувателите се сглобяват в модулни клетки всяка, от които съдържа по 7 бр. елемента наредени в редица. Дължината на модулната клетка е 2,50 m, а височина и е от 110 mm до 230 mm. Разстоянието между елементите е 35 mm, както в самата редица, така и между модулните клетки.

2.2. Система Bubbledeck

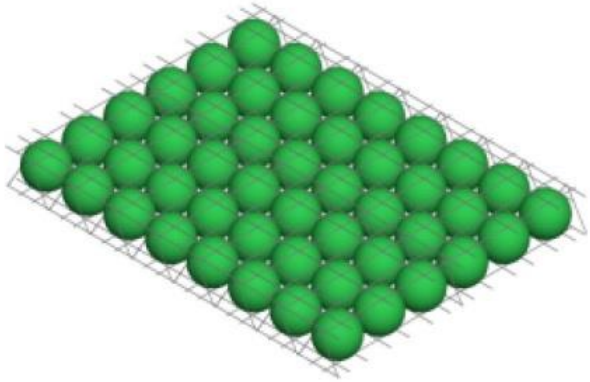
Технологията е изобретена в Дания след провеждането на конкурс, финансиран от правителството, което търси нови методи за изграждане на сгради и по-специално - за повишаване гъвкавостта и ефективността на дизайна, използвайки сглобяеми елементи. Bubbledeck technology печели конкурса [3].

Тук, отново чрез синтетични топки (кухинообразуватели) от рециклирани материали се редуцира бетона в опънната зона, без промяна на нейните основни якостни характеристики.

Кухинообразувателите са сферични топки с различен диаметър. Съществуват 5 основни вида, в зависимост от дебелината на плочата. В модула може да бъде включена и долната армировка на плочата. В зависимост от нуждите на дадения проект, модулът може да бъде произведен в различни размери, но не по-голям от 16x3 m. Разстоянието между кухинообразувателите е 1/9 от диаметъра им. [3]

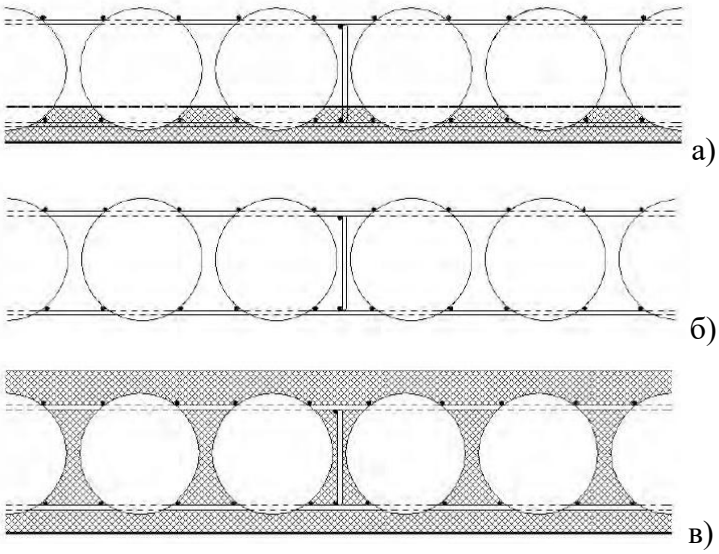
Кухинообразубразователите са изработени от рециклиран полиетилен с висока плътност (HDPE). Интегрирани са между горна и долна армировъчна мрежа, а между тях през определено разстояние има и допълнителни пространствени армировъчни ферми. Кухинообразувателите, армировъчните мрежи и пространствените армировъчни ферми образуват основния модул „Bubbledeck” или още наречен „bubble-reinforcement sandwich” (Бъбъл-армировъчен сандвич). (Фиг.3)

Технологията на тази система за олекотяване е свързана с монтаж на сглобяеми елементи или полуфабрикати. Сглобяемите елементи биват 3 вида: елементи тип „А“, елементи тип „В“, елементи тип „С”. В зависимост от метода на изпълнение се избира вида на елементите, които ще се използват за плочата.



Фигура 3. Основният модул на системата Bubbledeck.

Елементите от тип „А“ наподобяват предплоча, но с вградени в нея кухинообразуватели. При тях долната част на основния модул включва и пласт бетон с дебелина 60 mm и служи като оставащ кофраж за плочата (Фиг.4а).



Фигура 4. Елементи на система Bubbledeck тип „А“ а), тип „В“ б) и тип „С“ в)

Елементите от тип „В“ представляват основния модул на системата и за изграждането на плоча е необходим кофраж (Фиг.4б). Елементите от тип „С“ представляват напълно завършени плочи с цялата необходима дебелина на плочата (Фиг.4в), които се монтират върху носещи стени или греди.

2.3. Система U-boot beton

Технологията е на италианската компания Daliform Group. Отново, чрез образуване на специфични кухини в стоманобетонната плоча се намалява собственото ѝ тегло.

Кухинообразуватели са във формата на пресечена пирамида и имат конични повдигащи „краченца“ (Фиг.5). Могат да са единични и двойни. Материалът, от който са произведени е рециклиран полипропилен. Имат основа с големина 520x520 mm и различни височини. Единичните са с височина от 100÷280 mm, а двойните са комбинация от два единични с едни и същи размери, т.е. започват от 200 mm и най-големият двоен кухинообразувател е с височина 560 mm.

Поради специфичната си форма, при нареждането на кухинообразувателите в плочата се получава мрежа от взаимноперпендикулярни скрити греди.

Фигура 5. Кухинообразуватели на системата U-boot beton.

3. ВАРИАНТИ И ТЕХНОЛОГИЧНА ПОСЛЕДОВАТЕЛНОСТ НА ИЗПЪЛНЕНИЕ НА СЪВРЕМЕННИ СИСТЕМИ ЗА ОЛЕКОТЕНИ СТОМАНОБЕТОННИ ПОДОВИ КОНСТРУКЦИИ

При избрано конструктивно решение на олекотената подова конструкция съществуват различни начини на изпълнение. Основните варианти на изпълнение на подовите конструкции са: монолитно, сглобяемо и смесено (сглобяемо-монолитно). Повечето от новите системи могат да се изпълнят по всеки един от тези варианти, но на обекта, съобразно конкретните производствени условия, се търси избор на икономически най-ефективната и целесъобразна система.

3.1. Монолитно изпълнение

Монолитните подови конструкции се изпълняват на местостроежа при бетониране на плочата без работна фуга.

Системите предлагащи този вариант на изпълнение са Cobiax и U-boot beton. Предимства на тези системи за монолитно изпълнение са удобният транспорт, складирането и монтажа на кухинообразувателите. (Фиг.6)

а)

б)

Фигура 6. Складиране на кухинообразуватели на системата Cobiax а) и системата U-boot beton б).

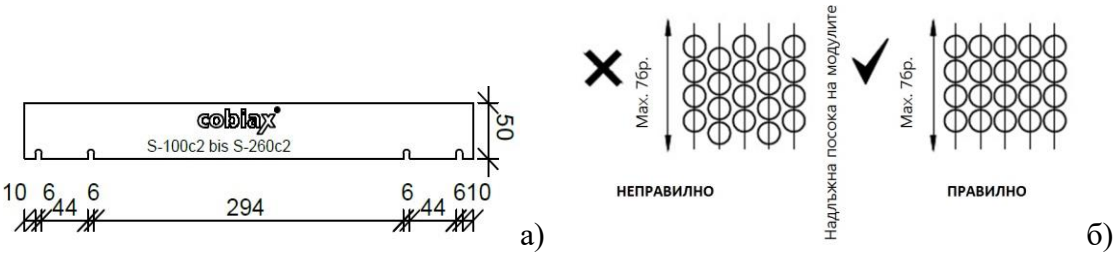
Полагането на бетона при монолитния метод на изпълнение на съвременните системи за олекотяване, обикновено се извършва на два етапа, спрямо местоположението на кухинообразувателите. При изпълнението на първия етап се позиционират кухинообразувателите и се осигуряват срещу ефекта „плавателност“. Вторият етап се

изпълнява преди да се е образувала работна фуга между двата пласта, освен ако няма такава предвидена по проект.

Последователността на процесите при монолитния метод на изпълнение на плочата е следната: кофриране на плочата, монтаж на долна армировка, монтаж на кухинообразувателите (или модулните клетки, в които са обединени няколко кухинообразувателя), монтаж на горната армировка, полагане и уплътняване на бетонната смес, грижи за бетона след полагането му.

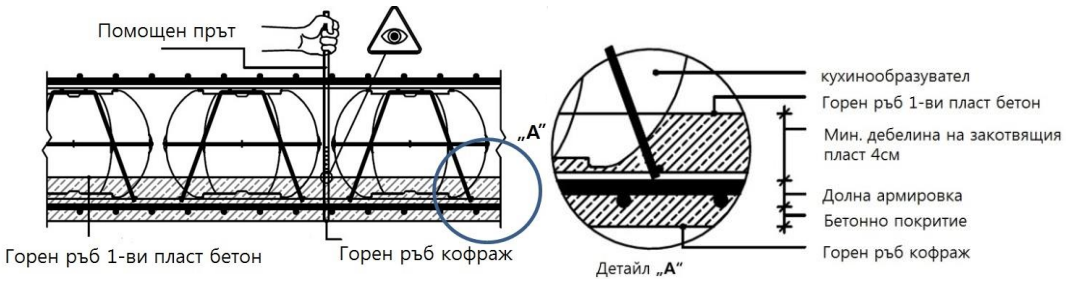
Всяка от системите има различни по вид и форма кухинообразуватели, както и правила, които е необходимо да се спазват при техния монтаж, затова ще бъдат разгледани поотделно.

При системата Cobiax, за по-лесно полагане на обекта, се предпочитат модулните клетки от кухинообразуватели. Те могат да бъдат доставени сглобени на строителния обект или на полу-черупки подредени в палета и да се сглобят непосредствено преди монтажа им в плочата. Нареждането им става по зададена схема в проектните чертежи, винаги в права линия и в никакъв случай шахматообразно (Фиг.7б).[2]



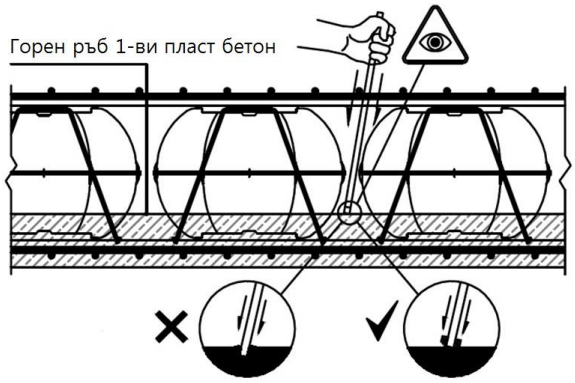
Фигура 7. Нареждане на модулните клетки на система Cobiax.

При полагане на бетонната смес и уплътняването ѝ чрез вибратор върху кухинообразувателите действа подемна сила. Поради малкото им тегло е необходимо те да бъдат фиксирани неподвижно. Ако е невъзможно безпроблемното фиксиране на модулните клетки, е необходимо бетонната смес да се положи в два пласта. Не се допуска образуване на работна фуга между тях, освен ако не е предвидена по проект. Полагането на бетонната смес в два пласта започва с ивици с ширина около 50 cm по периметъра на зоната, в която са разположени елементите Cobiax. Целта е да не се получи хоризонтално разместване на модулите в двете взаимно перпендикулярни направления. Първият слой е с височина 6÷8 cm, но не по-висок от борда на елемента (мястото на свързване на двете полу-черупки). Следва неговото уплътняване, чрез иглени вибратори (d_{max}=32 mm) до хомогенното проникване на бетонна смес под и между елементите. Максималният диаметър на добавъчния материал е не повече от 16 mm. Трябва да се осигури равномерно разпределение на бетона по височина. За контролиране на височината на бетониране може да се използва маркиран помощен прът (Фиг.8).



Фигура 8. Контрол на височината на бетониране при система Cobiax.

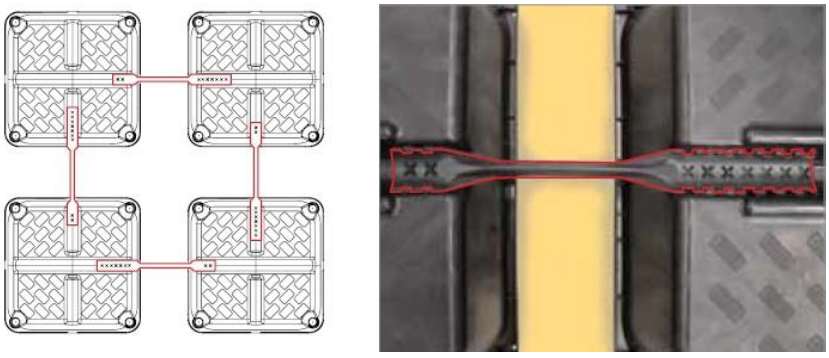
Полагането на втория слой бетон до пълното покриване на елементите се изпълнява след проверка с дървена пръчка с напречни размери 3/3 cm. Първият положен пласт от бетонната смес трябва да се деформира пластично (при отпечатък с размери 3x3cm) при упражняване на натиск върху повърхността (Фиг.9). Вторият пласт бетонна смес също се уплътнява, като се внимава да не се причинят дефекти върху предишния положен пласт бетон.



Фигура 9. Проверка на първия пласт бетон с дървена пръчка при система Cobiax.

Допуска се определен процент на счупени кухинообразуватели в плочата, без това да попречи на нейната носимоспособност. За всеки един кухинообразувател, който има някакъв вид повреда се взимат съответни мерки, за да се предотврати възможното навлизане и задържане на вода в него.

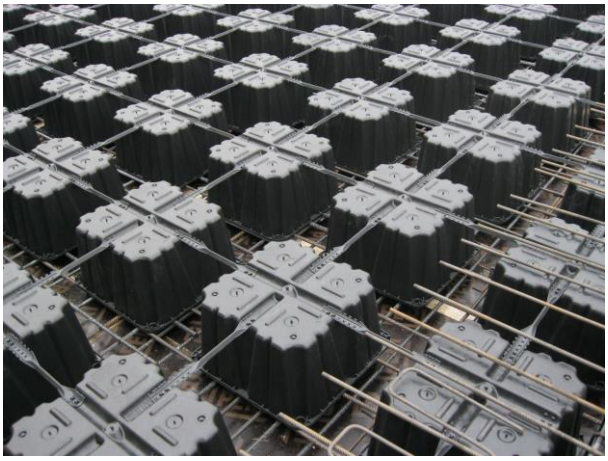
При системата U-boot beton кухинообразувателите се подреждат по определена схема, образувайки мрежа от перпендикулярни скрити греди и се свързват помежду си чрез недеформируеми фиксатори, които са разграфени за по-бързо определяне на разстоянието (Фиг.10).[4]



Фигура 10. Свързване на кухинообразувателите от система U-boot beton.

И при тази система полагането на бетона се извършва в два етапа, като височината на първия пласт не трябва да е повече от височина на коничните крачета на кухинообразувателите. (Фиг.11).

При системата Bubbledeck се използват елементи от тип „B“, които включват кухинообразуватели, горна и долна армировка и прътови пространствени армировъчни фермички (Фиг.4б). Доставката на елементите е с платформени автомобили. Монтажът им може да е от складирано положение или от „колела”. Основният модулен елемент се подрежда върху кофража. Следва подготовка за бетониране, като е необходимо модулите да бъдат проверени и одобрени от техния производител. По време на бетониране, бетонът трябва да се полага равномерно без струпване на купчини на едно място.



Фигура 11. Монтирани кухинообразувателите от система U-boot beton върху кофражната форма за плоча.

При елементите от тип „B“ полагането на бетонната смес се осъществява отново в 2 етапа, поради подемната сила, която действа на елементите при бетонирането. В първия етап се полага пласт самоуплътняващ се бетон с височина 70÷100 mm. Уплътняването на бетонната смес е чрез игленвибратор.

3.2. Сглобяемо изпълнение

При сглобяемото изпълнение подовите конструкции се изготвят предварително в заводски условия, след което се транспортират и складират на обекта или се извършва монтаж „от колела“. Този метод се предлага основно от системата Bubbledeck.

Използват се елементи от тип „C“, които представляват напълно завършени плочи с различни дебелини, в зависимост от използваните кухинообразуватели и конструктивни изчисления (Фиг.4в). При тях е необходимо да има носещи стени или греди, върху които да бъдат монтирани.

3.3. Смесено (сглобяемо–монолитно) изпълнение

Смесеният (сглобяемо-монолитен) метод е комбинация от монолитния и сглобяемия. Той наподобява на предплочите - част от подовата конструкция се изготвя предварително извън сроителната площадка, в заводски условия и служи като оставащ кофраж за останала част от плочата. И трите системи предлагат този вид метод, но най-застъпен е при системата Bubbledeck (Фиг.12).

а)

б)

Фигура 12. Предварително изготвени елементи от плочата
от системата Bubbledeck а) и системата Cobiax б).

Прилагат се елементи от тип „А“, които представляват предплоча, но с вградени в нея кухинообразуватели. При тях долната част на основния модул включва и пласт бетон с дебелина 60 mm, изпълняваща ролята на оставащ кофраж за плочата (Фиг.4а).

Изграждането на плочата с елементи тип „А“ се осъществява в няколко етапа: Кофриране (или изграждане на временни подпори), доставка, складиране и монтаж на модулните единици, монтиране и фиксиране на допълнителна носеща армировка, кофриране на страниците на кофража, подготовка за бетониране, проверка на модулите “Bubbledeck”, бетониране, отстраняване на временните опори (декофриране). Не се позволява премахването на временните подпори, преди плочата да е набрала необходимата якост. При необходимост може да се осъществи и преподпиране на предходната плоча.

Доставката на модулните елементи е с платформени автомобили, с дължина от 12m до 13,60m. Модулите се складират един върху друг на максимална височина 2,50m и с максимално общо тегло до 29t (Фиг.13а). Най-добрият вариант е да няма временно складиране на модулите на площадката, а да се осъществи монтаж от „колела“ директно върху временните подпори. Модулите трябва да бъдат захващани и повдигани единствено чрез пространствените прътови армировъчни ферми (Фиг.13б).

а)

б)

Фигура 13. Доставка а) и повдигане б) на елементи от системата Bubbledeck.

Въпреки високата точност, с която са изготвени модулите има вероятност за неплътно допиране на отделните модули. Запълването на разликата става или с разтвор, или със силиконов уплътнител, но не и с пяна.

Преди полагането на бетона е необходимо модулите да бъдат проверени и одобрени от техния производител. По време на бетониране бетонната смес трябва да се полага равномерно навсякъде и да се избягва струпване на купчини на едно място. Уплътняването ѝ е чрез игленвибратор.

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Всяка една от разгледаните в доклада нови ситеми за олекотяване на междуетажните конструкции има своите предимства, недостатъци и технологични особености.

Изборът на вариант за изпълнение на олекотена подова конструкция се диктува от различни фактори, които трябва да бъдат взети под внимание при формиране на крайното решение. Едни от критериите за анализ и сравнение на технологиите са: трудоемкост на процесите, продължителност на изпълнение, себестойност, транспорт и складиране, налична механизация на строителния обект, степен на заводска завършеност на предлаганите елементи или полуфабрикати, специфични изисквания на технологията и сложност на изпълнение и др.

Уместно е да бъде направен предварителен анализ и тогава да се избере икономически най-ефективната и целесъобразна ситема за изпълнение на сградата или част от нея.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Mota M. *Design Guide for Voided Concrete Slabs*. first. U.S.A.: Concrete Reinforcing Steel Institute; 2014.
[2] Heinze Cobiax Deutschland GmbH. http://www.cobiax.com/technology.
[3] Bubble deck. www.bubbledeck.com.
[4] Daliform group. www.daliform.com.

ПРЕВЕНЦИЯ НА РИСКА ОТ ПОЖАР В ПТИЦЕВЪДНИ ФЕРМИ

Валентина Френкева-Белчева[1]

PREVENTING THE RISK OF FIRE POULTRY FARMS

Valentina Frenkeva-Belcheva[1]

Abstract:
The article examines the prevention of the risk of fire in the poultry farms. Have been analized two maindirections causing a fire - due to the non-compliance of the requirements of the safety firefighting equipment in thepoultry farms and spontaneous fires as a consequence of the release of methane and other flammable gases due tothe improper storage of bird waste. Presented is a model of cost comparison on the prevention of fire risk and thecost of restoring production after a fire, as a percentage of total production costs. As a result of the SWOT- analysisof bird waste processing methods, such as the prevention of the risk of spontaneous fires, it is proposed to directly incinerate waste together with natural gas in incinerators, which is economically most efficient and environmentally sound.

Keywords:
Risk Prevention, Fire, Poultry Farms, Methane, Bird Waste, Incinerators.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Трудовите злополуки и професионалните заболявания на персонала в птицевъдните комплекси са сред най-важните рискови фактори, които възникват вследствие на специфичните условия на труд в работната среда.

При съвременното промишлено птицепроизводство коренно се променят условията за отглеждане на птици в сравнение с предходни периоди. Предвид концентрацията на големи птичи стада в птицеферми в определени географски региони и присъщите за този тип производство рискове за обслужващия персонал, от изключителна важност е птицевъдите да спазват специфични мерки за безопасност.

Изследването, разработването и прилагането на ежедневни мерки за безопасност, в съответствие с най-добрите практики за управление в една птицеферма, намаляват вероятността от възникване на рискови ситуации.

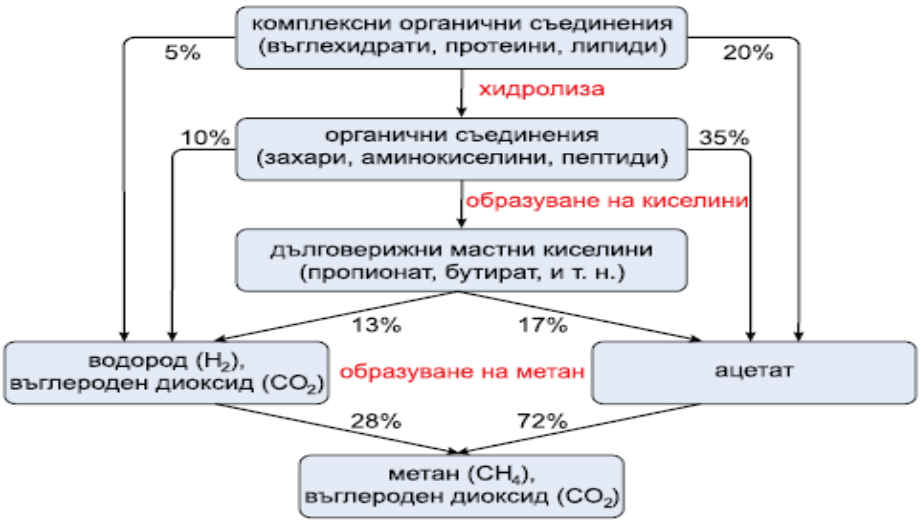
Много са случаите на трудов травматизъм и смърт, при които работещите не спазват изискванията на техниката на безопасност и противопожарна техника, в резултат на което възникват пожари в много птицеферми в България и света [1-3]. Пожари, водещи до смъртни случаи в птицевъдни комплекси могат да възникват и спонтанно, вследствие отделянето на метан и други леснозапалими газове при неправилно съхраняване на птичите отпадъци [4].

[1] Валентина М. Френкева-Белчева, докторант, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна, к.к. „Чайка”, ул. „Янко Славчев” 84, *e-mail*: energoimport@abv.bg;
Valentina M. Frenkeva-Belcheva, PhD Student, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, 84 Yanko Slavchev Str., 9007 Varna, Bulgaria; *e-mail*: energoimport@abv.bg.

2. ИЗЛОЖЕНИЕ

Рисковите фактори, които могат да доведат до възникване на трудов травматизъм в резултат на риска от възникване на пожар в работната среда на птицефермите се разделят условно на следните групи:

- Термични опасности: изгаряния или опарвания при допир с предмет, материал, течност или топлинен източник с висока температура. Тези опасности съществуват при контакт с нагрети части на зърносушилни машини или агрегати към тях;
- Пушенето на зърноплощадките, което създава предпоставка за възникване на пожар. Възможно е и възникване на прахови експлозии при високи концентрации на прах и птичи пух, от определени селскостопански продукти – пшеничени трици; мелничен прах; зърнени отпадъци от просо, ечемик и царевица; фуражни брикети; готов комбиниран фураж; фуражни дрожди и др. Следва да имат в предвид, че промишленият прах от зърнените елеватори и зърнени мелници, разпръснат във въздуха е взривоопасен;
- Опасност от пожар и експлозия: такава опасност съществува там, където има предпоставки леснозапалими материали да бъдат възпламенени по невнимание. Такива могат да бъдат местата с разливи по корпусите на машините от гориво-смазочни материали, течове от горивните системи, прегряване на лагери или други въртящи се части, непочистени помещения и други. Така също и при повреди в автоматиката на горивните камери на зърносушилните (при изгасен пламък и продължаващо насищане на камерата с горивни изпарения и последващо внезапно подаване на пламък), могат да станат запалвания и микро- или макроексплозии. При преработването на птичи тор за производство на биогориво субстратът се съхранява в херметично затворен ферментатор в продължение на 30 дни при температури между 35°C и 57°C, за да се гарантира, че процесът на анаеробно разграждане протича правилно. Микроорганизмите разграждат субстрата, генерирайки отпадъчни газове, като въглероден диоксид, серни газове и метан. Въпреки че процесът на анаеробно разграждане на птичия тор включва три отделни фази, всички биохимични реакции възникват едновременно и са взаимозависими– фиг. 1 [5].



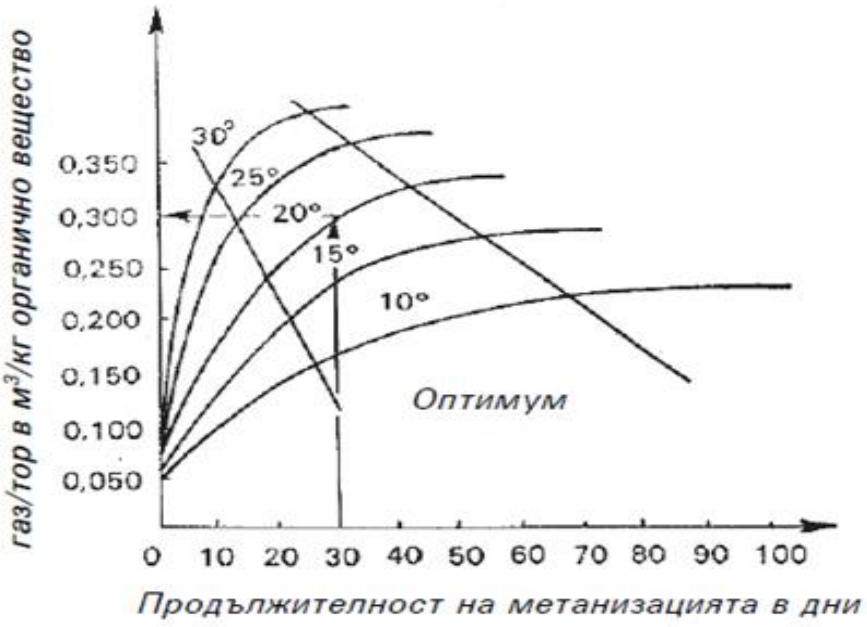
Фигура 1. Блок-схема на основните биологични етапи
на разграждане на органичните вещества в птичи тор [5]

Най-голямата опасност от възникване на пожар в инсталации за биогаз се крие във факта, че тези газове са лесно възпламеними. Процесът на анаеробно разграждане на птичия тор до получаването на метан протича в три основни фази: хидролиза; ацидогенеза (образуване на киселини) и метаногенеза (образуване на метан).

Хидролизата е биохимична реакция, при която сложните органични молекули се разграждат до разтворими мономери. Тази реакция се катализира от ензим, който се отделя от хидролитични и ферментационни бактерии (целулаза, протеаза и липаза). Крайните продукти от тази реакция са разтворими захари, аминокиселини, глицерол и дълговерижни карбонови киселини.

Процесът на образуване на киселини (ацидогенеза) се улеснява от микроорганизми, известни като формиращи киселини, които трансформират продуктите от хидролизата в прости органични киселини като оцетна, пропионова и маслена киселина, както и етанол, въглероден диоксид и водород.

Процесът на образуване на метан (метаногенеза) е реакция, при която разтворимите вещества се превръщат в метан с помощта на микроорганизми.Две трети от общото количество метан се получава или чрез трансформиране на оцетна киселина или чрез ферментация на алкохоли (например метанол) във втората фаза на процеса. Другата една трета от произведения метан се получава в резултат от намаляването на въглеродния диоксид в сместа посредством водород. Метаногенезата е реакция, изискваща определен, достатъчно продължителен период от време, фигура 2 [6].



Фигура 2. Продължителност на процеса на метаногенеза [6]

Съгласно чл. 4 от Закона за безопасни условия на труд [7], работодателят е длъжен да осигурява безопасни условия на труд на работещите в птицевъдните ферми, като прилага необходимите мерки, включително:

- превенция на професионалните рискове от трудов травматизъм;
- предоставяне на информация и обучение на персонала в птицефермите;
- осигуряване на необходимата организация и средства.

Работодателят съобразява мерките с променящите се обстоятелства с цел подобряване на съществуващото положение в птицевъдните комплекси. Работодателят осигурява основните принципи на превенция:

- избягване на рисковете при производствените процеси в птицефермите;
- оценка на рисковете, които не могат да бъдат избегнати;
- ограничаване на рисковете при източника на възникването им в помещенията за отглеждане и площадките за депониране на органичните отпадъци в птицефермите;
- поетапен подход към оценката на риска, осъществяващ се съгласно Програмата за оценяване на риска, включваща заповед за утвърждаване на програмата и определяне на оценителите; методика за количествена оценка на риска и процедура за оценяване на риска.

Оценката на рисковете осигурява обхващане на всички аспекти на трудовата дейност в птицевъдните комплекси с цел установяване на всички възможни опасности и рискове от възникване на пожар. Оценяването на риска включва следните етапи:

- класификация на трудовите дейности в птицевъдните ферми;
- идентифициране на опасностите при различните трудови дейности ;
- определяне на работещите и служителите, изложени на опасности;
- определяне елементите на риска;
- оценка на риска;
- документиране;
- събиране на необходимата информация.

За превенция на риска от пожар в птицевъдните ферми е направен SWOT – анализ за предимствата и недостатъците на методите на аеробна и анаеробна за утилизация на птичия тор – таблици 1 и 2.

Таблица 1. SWOT - анализ на прилагането на метода на аеробна ферментация

СИЛНИ СТРАНИ	СЛАБИ СТРАНИ
- приложимост, както за екскременти, така и за други биоразградими отпадъци; - Намалява обема на отпадъците; - Сравнително високо съзържание на органична материя, биогенни елементи, микроелементи, широка гама на ензими и аеробна микрофлора; - Подобрява водозадържането; - Продуктите са без остатъчни нитрати и нитрити.	- Съотношението между C/N не е оптимално; - Висока остатъчна влажност и лоша аерация; - Необходимост от допълнителна аерация за ускоряване на процеса; - Необходимост от определени съотношения на количествата подавани компоненти за компостиране; - Значителна продължителността на процеса; - Трябва да се поддържа определена влажност и температура.

Таблица 2. SWOT - анализ на прилагането на метода на анаеробна ферментация

СИЛНИ СТРАНИ	СЛАБИ СТРАНИ
- приложимост, както за екскременти, така и за други биоразградими отпадъци; - Намалява обема на отпадъците; - Сравнително високо съдържание биогенни елементи, микроелементи, ензими и анаеробна микрофлора; - Получаване на биогаз с висока енергиен капацитет - 4.5-7.5 kWh/m^3; /ефективност до 92%/; - Подобрява водозадържането; - Продуктите са без остатъчни нитрати и нитрити.	- Съотношението между C/N не е оптимално; - Висока остатъчна влажност и лоша аерация; - Необходимост от по-висока температура за третирането за ускоряване на процеса; - Необходимост от определени съотношения на количествата подавани компоненти за компостиране; - Значителна продължителността на процеса; - Загуба на органична компонента

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Въвеждането и спазването на съответните мерки за пожарна безопасност и безопасност на труда е най-добрата инвестиция, която ръководствата на фермите могат да направят, за да намалят рисковете, възникващи по време на експлоатация.

Спазването на безопасността при производствените процеси в птицефермите е ключа към контрола на риска от трудов травматизъм.

Прилагането на мерките за безопасност е икономически обосновано. Икономическите модели показват че, превенцията на риска от пожар в птицевъдна

ферма представлява около 10% от общите производствени разходи, докато разходите за възстановяване на производството са огромни.

ЛИТЕРАТУРА

[1] https://news.bg/regions/3200-pateta-izgoryaha-pri-pozhar-v-ptitseferma.html.
[2] https://www.plovdiv24.bg/novini/regionalni/nad-5-000-pateta-izgoryaha-pri-pozhar-v-pticeferma-477837.
[3] http://bryansk.bezformata.ru/listnews/pozhar-na-miratorge-bryanskie-spasateli/43050461/
[4] A fire at a poultry processing plant in China has killed at least 119 people, officials say. BBC news, June 2013. http://www.bbc.com/news/world-asia-china-22749938.
[5] F. Abouelenien. W. Fujiwara.M. Kosseva. Improved methane Oermentation of chicken manure via ammonia removal by biogas recycle. Journal “Bioresource Technology”, Volume 101, Issue 16, August 2010.
[6] Xiaojiao, Wang. Gaihe, Yang. Yongzhong, Feng. Guangxin, Ren. Xinhui, Han. Optimizing feeding composition and carbon–nitrogen Ratios for improved methane yield during anaerobic co-digestion of Dairy chicken manure and wheat straw. Journal “Bioresource Technology”, Volume 120, September 2012.
[7] ЗБУТ. http://www.mengineer-bg.com/prevenciqnariska.html

ОПТИМИЗИРАНЕ СТРУКТУРАТА НА СТРОИТЕЛЕН МАТЕРИАЛ, ПРОИЗВЕДЕН ОТ МИНЕРАЛИ НА ЧЕРНОМОРСКИЯ БАСЕЙН

Гергана Георгиева[1], Генчо Паничаров[2]

OPTIMIZATION THE STRUCTURE OF BUILDING MATERIAL, PRODUCED FROM MINERALS OF THE BLACK SEA BASIN

Gergana Georgieva[1], Gencho Panicharov[2]

Abstract:
With purpose to create innovative building material with good thermal insulation properties, the structure of laboratory samples - cement matrix with light additive material (LAM) of minerals in the Black Sea basin was investigated and optimized. The LAM in the structure of the composite has a shape close to the spheroidal one. Three samples - untreated, parafined and impregnated with epoxy resin - are presented for testing. The study was conducted using four microscopic light-field observation techniques; observation in a light field with cross illumination; light field observation with polarized light source and dark field observation. It has been found that with increasing volume of LAM from 50% to 65% with a relatively even volume distribution, the heat insulating characteristics of the material are significantly increased.

Keywords:
Building Material, Composite, Minerals, Structure, Thermal Insulation, Samples.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Предлаганите в България енергоефективни строителни материали, осигуряващи качествено ново ниво на енергоспестяване при икономически допустима себестойност на строителството, дълговечност и екологичност, са основно от внос или произведени от наши фирми по чужда технология и с вносни базови материали, което увеличава себестойността им. България е на последно място в Европа по производство на топлоизолационни материали за строителството и техниката. Производството на топлоизолационни материали е една незапълнена ниша от пазара.

[1] Гергана Т. Георгиева, докторант, катедра „Строителство на сгради и съоръжения”, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър”, к.к. „Чайка”, 9007 Варна; *e-mail*: razinvest@abv.bg;
Gergana T. Georgieva, PhD Student, Department of Construction of Buildings and Facilities, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, 9007 Varna, Bulgaria; *e-mail*: razinvest@abv.bg.
[2] Генчо Паничаров, доц. д-р инж., Катедра Строителство на сгради и съоръжения, Архитектурен факултет, ВСУ „Генчо Хр. Паничаров, доц. д-р инж., катедра „Строителство на сгради и съоръжения”, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър”, к.к. „Чайка”, 9007 Варна; *e-mail*: dr_panicharov@abv.bg;
Gencho Hr. Panicharov, Assoc. Prof. PhD. Eng., Department of Construction of Buildings and Facilities, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, 9007 Varna, Bulgaria; *e-mail*: dr_panicharov@abv.bg.

2. ИЗЛОЖЕНИЕ

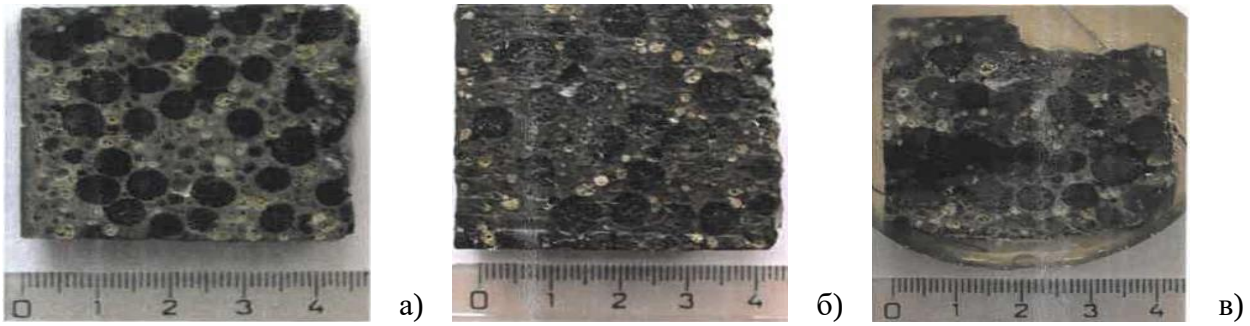
Целта на статията е изследване на структурата на новосъздадени лабораторни образци на лек топлоизолационен строителен материал от минерали на Черноморския басейн. Една част от тях представляват високодисперсни силициеви породи – кремъчни скали (силицити). Кремъчните седиментни скали са изградени основно – над 50 % - от силициев диоксид SiO_2 - кварц, халцедон и $SiO_2.nH_2O$ – опал [1]. Те са се образували по химичен начин чрез утаяване на дъното на черноморския басейн като трепели, опоки, силкрети, гейзерити и др., съдържащи примеси на черупки от кремъчни организми. Друга част от тези минерали са се образували по биогенен начин, като диатомити – изградени от скелетите на клетъчни водорасли (диатомеи), леки, порести, с опалов състав, светлосиви, известни още като кизелгур, инфузорна пръст; радиоларити – слабо циментирани черупки и скелети на радиоларии, с опалов състав, сиви до тъмносиви на цвят, спонгилити – с опалов състав, изградени от спикули на гъби.

Геологически и транспортно достъпните запаси на изходните материали от високо дисперсни силициеви породи са послужили като предпоставка за създаване на технология за производство на лабораторни образци на иновативен строителен продукт - композит. Производството на такива материали съчетава технологичността и низката себестойност на получаване на керамзит и възможността за производство на продукт с високи топлоизолационни свойства като пеностъклото. На базата на синтеза на двете технологии за получаване на керамзит и пеностъкло, на применимостта и съчетаването на основните им процеси (закипяване и изпичане при високи температури 1100÷1300 °C) и последващите операции – задържане, охлаждане, формоване и др., се структурират предлаганите образци на краен строителен продукт на основата на стъкло-кристални пеноматериали.

Изследването на структурата [2], което е проведено в Офиса за технологичен трансфер при Архитектурния факултет на ВСУ „Черноризец Храбър“ - обхваща следните етапи:

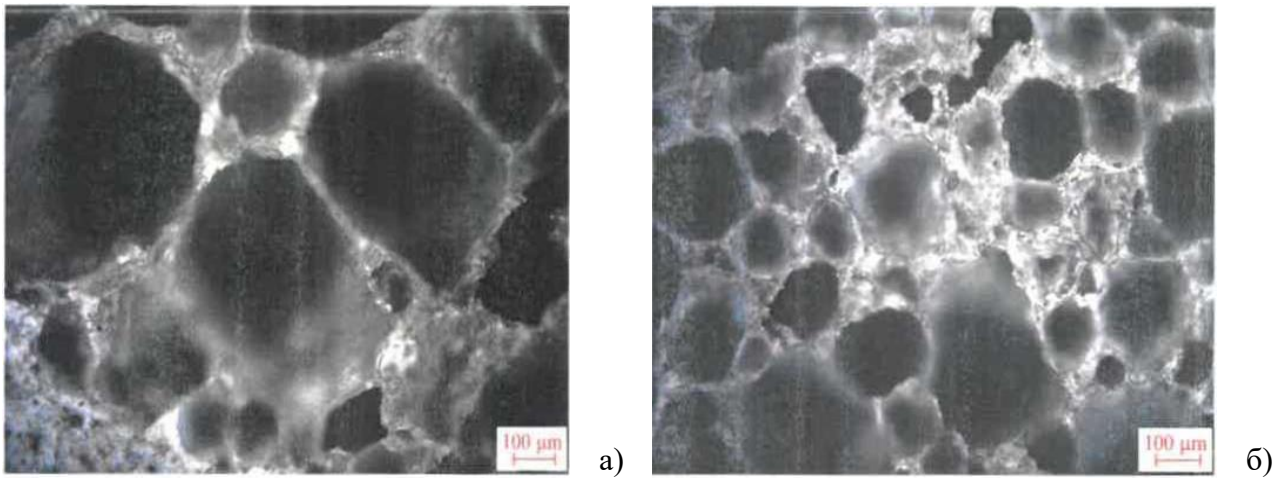
Обект: Лабораторни образци - циментова матрица с лек добавъчен материал (ЛДМ)
Вид изпитване: Структурен анализ
Стандарти, по които се провежда изпитването: БДС EN 13169:2012+A1:2015
Изпитвателна апаратура: PolyVacc, Mecatech 234, Metam LV-41
Дата на провеждане на изпитването: 16-30.08.2017
Условия на изпитване : T=24 °C
Обемният дял на ЛДМ в композитната смес варира между 50 ÷ 65 % .

Разпределението на ЛДМ е относително равномерно – фигура 1 - а,б и в.



Фигура 1. Напречно сечение на пробното тяло от ЛДМ [2]:
а) без обработка: б) след парафиниране; в) след импрегниране със смола

Лекият добавъчен материал в структурата на композита е с форма, близка до сфероидалната. Резултатите от микроскопското изследване са представени на фиг.2 -а и б.



а) б)

Фиг. 2. Структура на лекия добавъчен материал (ЛДМ) [2]: а/ необработена проба, наблюдавана в тъмно поле; б/ парафинирана проба, наблюдавана в тъмно поле

3. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Анализът на структурата на лабораторните образци от лек добавъчен материал показва следното:

3.1. Лекият добавъчен материал ЛДМ притежава силно пориста структура, като пористостта на всяка частица е над 90%. Пористостта може да се определи като затворена клетъчна пористост, която е характерна за термично експандираните материали и за материалите, обработени с газо- и/или пенодобавки.

3.2. Структурните кухини са с разнородна форма и размерност. Наблюдават се пори както с кръгло, така и с овално и многоъгълно (най-вече тип „пчелна кутийка”) сечение. Размерът на порите е от 100 pm до 950 pm, което ги отнася към групата на макропорите.

3.3. Дебелината на вътрешните стени в ЛДМ варира между 5-10 pm, като се наблюдава затворена пористост и в преградите.

3.4. Ясно изразена е добре оформена и непрекъсната контактна зона между ЛДМ и циментовата матрица, което е показател за добро омокряне между двата материала.

3.5. Увеличаването на обемния дял на ЛДМ от 50 % до 65 % с относително равномерно обемно разпределение на материала, води до значително повишаване на топлоизолационните му характеристики.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Костов И., Минералогия, Изд. Техника, 1993.
[2] Слипец Р. Протокол № 35-2017 от 31.08.2017 г. на Офиса за технологичен трансфер, ВСУ „Черноризец Храбър“.

МОДЕЛ НА ОБРАЗОВАНИЕ ЗА ЕКОЛОГИЧНА СИГУРНОСТ И УСТОЙЧИВО РАЗВИТИЕ НА ПРИМЕРА НА РИСКОВИ СИТУАЦИИ

Мария Гюлеметова[1]

A MODEL FOR EDUCATION IN ENVIRONMENTAL SECURITY AND SUSTAINABLE DEVELOPMENT OF THE ROLE MODEL

Mariya Gyulemetova[1]

Abstract:
Social practice clearly demonstrates the non-productive nature of the fragmentary approach to solving environmental problems. Despite the efforts of certain countries and use of some economic and regulatory instruments, the results prove unsatisfied in search of a solution at all stages of human development is increasingly proving the crucial role of science and education as a factor in addressing social issues and establishing environmental security and sustainable development.

Keywords:
Education and Environmental Security and Sustainable Development, Role Model.

Социалната практика категорично доказва непродуктивността на фрагментарния подход при решаване на проблемите на околната среда. Въпреки усилията на определени страни и ползването на икономически и нормативни инструменти резултатите се оказват незадоволителни. В търсене на решение на всички етапи от развитието на човека все повече се доказва решаващата роля на науката и образование като фактор за справяне със социалните проблеми и установяване на екологична сигурност и устойчиво развитие.

1.РИСК И УСТОЙЧИВО РАЗВИТИЕ

Сигурността на националната система е „мярка за устойчивостта на равновесното положение на системата“, тя е динамична устойчивост, поради два вида заплахи (пряки и прикрити). Р. България е изградила системата за национална сигурност, която има за цел постигане на съвременна управляемост на усилията на държавните институции, местната власт, стопанските субекти, гражданите и техните организации за гарантиране принципите на демокрацията, устойчивото икономическо развитие и просперитета на страната, запазване и укрепване на мира в обстановката на вътрешна стабилност и международна безопасност, както и осигуряване на благоприятни, безопасни за живота и здравето на населението условия. Устойчиво развитие е концепция, нов начин на мислене,

[1] Мария К. Гюлеметова, доктор, Нов български университет, Департамент „Природни науки“,
София 1618, ул. Монтевидео 21 / 4400 Пазарджик, ул. Д. Греков 54; *e-mail*: gulemetova@abv.bg;
Mariya K. Gyulemetova, PhD, New Bulgarian University, Department of Natural Sciences, 21, Montevideo St., 1618 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: gulemetova@abv.bg

третиращ проблема, който се изправя пред нас от столетия – увереността, че утрото, което ще наследят нашите деца и внуци ще бъде ако не повече, то поне толкова добро, колкото нашето днес.

Устойчивото развитие има комплексен, фундаментален характер и в основата на неговата методология стои системният подход, насочен към интегрирано развитие и изисква *икономическите, социокултурните* и *екологическите* компоненти да се разглеждат взаимосвързано. Според автентичното си определение устойчиво развитие е „развитие, което задоволява нуждите, потребностите на сегашните поколения, без да ограничава възможностите на бъдещите поколения да задоволяват своите потребности”.Това е „ дългосрочно културно, икономическо, екологично и социално здраве и дълъг живот за обществото“, а основната цел на устойчивото развитие се състои във възобновяване на динамичния баланс между обществото и околната среда”[1].

Според Мардирусян, Г., Близнаков, А., Рангелов, Б. *рискът* е ”вероятността за негативни последици или загуби, резултат от взаимодействието между природни и /или антропогенни опасности и фактори пораждащи уязвимост”, Друго понятие имащо отношение към риска пак според Мардирусян, Г., Близнаков, А., Рангелов,Б. е *уязвимостта,* която по своята същност е “състояние, определено от физичните, икономическите социалните, психологическите и други фактори или процеси на обществото и фактори и процеси в околната среда, които намаляват устойчивостта и увеличават чувствителността (податливостта) на дадена система или неин елемент към природната и /или антропогенна опасност”. Авторският колектив определя *мултириск* като ”общ риск от природни и антропогенни опасности, характерни за даден район на наблюдение или изследване” [4].

Екологичните рискове могат да се класифицират по различни критерии: компоненти на околна среда, в които е променена; вид на стресора (механично, химично, биологично и др. въздействие); обект на въздействие (човек или други биологични организации); начин на въздействие върху човека (чрез компоненти на околна среда или чрез хранителна верига); обхват (глобално, регионално, локално); продължителност на генериране на риска (продължително - образуване на озонова дупка или климатични промени или кратки - аварии и др.); скорост на въздействие върху организмите (веднага или след определен период);случайност или закономерност на генериране (в резултат на човешка грешка или техническа причина) и др. С отношение към понятието риск е *уязвимостта*, която по своята същност е “състояние, определено от физичните, икономическите социалните, психологическите и други фактори или процеси на обществото и фактори и процеси в околната среда, които намаляват устойчивостта и увеличават чувствителността (податливостта) на дадена система или неин елемент към природната и /или антропогенна опасност” [4].

Томов, В., Христов, П., Ненова, А. определят за критерий на опасността - *рискът***.** Според авторите рискът може да бъде представен като „произведение на вероятността за възникване на вреда и тежестта на вредата”[5], а екологичния риск само ако се отнася за естествената, изкуствената и социална среда. Според авторите математически рискът може да бъде представен с формулата:

$$R = P.V\ .$$

където R - риск; P - вероятност за възникване на вреда; V - тежестта на вредата.

В хармонизирания европейски стандарт EN 1050 понятието „риск“ се определя като „функция от тежестта на възможната вреда и вероятността за нанасяне на тази вреда“. Напълно аналогично е определението в действащата в страната Наредба за реда, начините и периодичността за извършване на оценка на риска, „вероятност за настъпване в

определен период от времена прогнозирано събитие, оказващо негативно въздействие върху населението, територията, околната среда, културните и материални ценности”.

Няма единно определение за понятието „ *екологичен риск”.*За някои автори е „ вероятност за промяна и /или разрушаване на екологичен обект в следствие на негативно въздействие, а за други „вероятността от неблагоприятни последствия за екологичните ресурси от всички антропогенни изменения на природни обекти и фактори“. Важно е да се знае ,че в зависимост от конкретната ситуация някои рискове оказват незначително влияние върху околната среда, други - по съществено, трети предполагат реално и значително отрицателно въздействие, а четвърта група са с изключителни негативни последици, но с минимална вероятност да се случат. В семантиката на термините „риск“ и „заплаха“ съществува неделима връзка. В много известни източници понятието риск се разглежда като: “възможна опасност“, “съзнателно излагане на възможна опасност при преследване на определена цел и при очакване на евентуална изгода“ или „мярка на потенциална невъзможност да бъде постигната крайната цел“.

2. МЕТОДОЛОГИЯ ЗА УПРАВЛЕНИЕ НА РИСК

Методологическите трудности за определяне на устойчивото развитие възникват от факта, че се касае за различни видове системи, всяка от които има специфични характеристики и механизми на функциониране и развитие. Устойчивото развитие ,както бе отбелязано има комплексен, фундаментален характер и в основата на неговата методология стои системният подход, насочен към интегрирано развитие и определяне на основните дейности за неговата характеристика, а именно:

Анализ на риска - процес, състоящ се от три взаимосвързани компонента: оценка, управление и обмяна на информация за риска;

Оценка на риска - научно обоснован процес, състоящ се от четири етапа: определяне на опасност, охарактеризиране на опасността, оценка на въздействието при излагане на опасност и охарактеризиране на риска;

Управление на риска - процес на претегляне на алтернативни политики в консултации със заинтересованите страни, обсъждане на оценката на риска и други основателни фактори, а при необходимост и избор на подходящи възможности за превенция и контрол;

Обмяна на информация за риска - интерактивната обмяна на информация и възможности в процеса на анализ на риска по отношение на рисковете и свързаните с риска фактори и възприятия сред лицата, които отговарят за оценката и управлението на риска.

План за управление на риска – документ, изготвен на Годишната работна среща относно риска, одобрен от ръководството на управляващия орган и съдържащ списък с критични рискове, процедури, които ще се прилагат за предотвратяване или намаляване на последиците от настъпване на критичните рискове, както и отговорни лица, за прилагане на процедурите.

План за ограничаване на риска - документ, изготвян на вътрешните срещи относно риска, одобрен от Ръководителят на Управляващия орган, включващ процедури по подробен контрол на дейностите по превенция на критичните рискове, чрез прилагане на конкретни мерки и отчет за изпълнение на дейностите за ограничаване на риска до минимални възможни нива. Христов, П., Ненова ,А. определят оценките на риска като: неформални (не са планирани и не изискват специална документация) , количествени (включват преценка на риска и класифициране на риска) и качествена оценка – с най-голяма значимост, защото определя опасностите.

При *оценката на риска* Управляващият орган следва да вземе предвид:

- Рисковете, които съществуват в неговата област на действие;

- Възможните последствия и общия ефект при реализация на рисковете;
- Ефективни методи за оценка и идентифициране на възможни рискове;
- Вътрешни процедури по контрол за превенция и управление на риска;
- Алтернативни действия, в случай на реализация на рискове.

Всеки индивидуален риск се оценява по скала от 1 до 5, както е посочено:

Таблица 1. Скала за оценяване на индивидуален риск.

Оценка	**Възможност/Вероятност**	**Въздействие**
1	Почти невъзможен	Незначително въздействие
2	Не много вероятен	По-ниско от средното въздействие
3	Средна вероятност (50%)	Средно въздействие
4	Над средната вероятност	Над средното въздействие
5	определено, вече настъпило събитие или почти сигурно	Катастрофа

Оценката на риска включва анализа и количественото определяне на риска. Основната му задача е да отговори на следните въпроси : Какво лошо може да се случи ; Колко често ще се случи ?Какви вреди ще възникнат?

Разработката на примерни рискови ситуации в учебния процес със студенти - дисциплина „Екологични аспекти и устойчиво развитие на национална сигурност“ изисква теоретични знания за понятието „устойчиво строителство“ и умение за работа в екип. Използват се постановките на Иванов, Я., Стоянов, В. за строителство в контекста на устойчиво развитие ,а именно: устойчивото строителство означава“ въвеждане на стандарти за устойчиво развитие в строителството и ефективността на строежи (сгради и съоръжения) се разглежда от екологични, икономически и социални позиции“[3]. Според Международен съвет за строителство (сега International Council for Research and Innovation in Building and Construction- CIB) устойчиво строителство т.е. строителство без рискови ситуации е „създаване и поддържане на здравословна сградна среда, основана на принципа на ефективно изпълнение на ресурси и екология“(Регламент на ЕС 305/2011,Закон за управление на отпадъци и Наредба за управление на строителни отпадъци и за влагане на рециклирани строителни материали. Характерните особености за устойчиво строителство според Иванов, Я., Стоянов, В. се свързват главно с устойчивостта на строителните материали, а именно: голяма здравина, дълготрайност и стабилност, влаго-, водо- и мразоустойчивост, устойчивост на биоразнообразие и др.

3. ДИДАКТИКО - ТЕХНОЛОГИЧНА РЕАЛИЗАЦИЯ НА ОБУЧЕНИЕ ЗА ЕКОЛОГИЧНА СИГУРНОСТ ЧРЕЗ ПРИМЕРИ НА РИСКОВИ СИТУАЦИИ

Използването на дидактически методи и форми в хода на учебния процес, които стимулират интерактивните връзки между преподавател и студент за проверка на знанията и подпомагат развитие на личностните качества на обучаваните за постигане на траен познавателен ефект са проблемно - ситуационните. Към тях принадлежат :казус, дискусия, ролеви игри, инциденти и др. Най-близко до инцидента стоят рисковите ситуации, затова много често се оценяват взаимно. Като дидактически методи за изразяване на интерактивните отношения в учебния процес проблемно- ситуационните методи имат три важни функции- познавателна, образователна и възпитателна.

Моделът на обучение за екологична сигурност на примера на рискови ситуации е част от идеята на автора за концептуален модел на образование за екологична сигурност чрез примери на проблемно- ситуационни методи на обучение.

В моделите на обучение за екологична сигурност целта се свързва с формиране на култура за екологична сигурност у студенти като част от културата им за национална сигурност, както следва:

Главна цел: Да формира култура за екологична сигурност като част от общата култура за национална сигурност

Подцели:

- Да обогатява и допълва специализираната подготовка на студенти със знания и умения по овладяване научните основи на екологична сигурност.
- Да създава условия за формиране на нагласи, които да станат мотив и критерий за разумна дейност в природна и обществена среда .
- Да съдейства за формиране на компетенции и модели на поведение за изучаване и приложение на екологична сигурност.
- Да формира ценностна ориентация за екологична сигурност и устойчиво развитие.

Всяка цел се конкретизира и реализира с помощта на задачи на обучението. Методиката за подготовка, организиране и провеждане на учебно занятие с използване на проблемно - ситуационни методи чрез примери на рискови ситуации е идентична като механизъм с общотеоретичните правила за подобен род дидактически методи. По-важните условия за решение поставените условия са :

- аргументирано посочване на цел и задачи на занятието;
- проучване на подходящи литературни източници за разширяване на знанията;
- конкретизиране на темата;
- напечатване и размножаване на текста на задачите, свързани с рискови ситуации ;
- уточняване на продължителността на занятието (дава се толеранс от 10-15 минути за индивидуално обмисляне на решението);
- разясняват се целите, създават се групи в зависимост от сложността на проблема;
- избират се медиатори със задача да направляват дискусията в заключителния й етап;
- осигуряват се технически средства и се регистрират на окончателни решение.

В световната практика за идентификация на опасностите и оценка на риска се използват над 40 метода. Изборът на конкретни методи се основава на целите и задачите, които се поставят. В учебният процес на дисциплина „Екологични аспекти и устойчиво развитие на национална сигурност“ се прилага метод What-if (Какво ще стане, ако?) за качествен анализ. Различава се от другите методи по това, че спецификата на опасностите е по-подробна и се посочва характерът и степента на вредите (виж примери за рискови ситуации в приложение).

Фигура 1. Алгоритъм на управлението на риска

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Интерактивни (активни) методи в т.ч. проблемно - ситуационните на обучение е в основата на формиране на култура за екологична сигурност у студенти с цел професионална реализация и умения за екипна работа, така необходими за формулиране на ефективни решения. Проблемно - ситуационните методи, стимулират съзнателната активност на студентите и могат да бъдат използвани във всички модули на изучаваният материал по „Национална сигурност“.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Гюлеметова, М. Концептуални основи на устойчиво развитие, НБУ, 2016.
[2] Гюлеметова, М. Учебна програма за екологични аспекти и устойчиво развитие на национална сигурност.
[3] Иванов, Я. и В. Стоянов, Устойчиво строителство – състояние, проблеми и перспективи, В: Доклади на XIV Международна научна конференция ВСУ’2014, 5-6 юни 2014, София, (ред. В. Стоянов, Д. Партов), Висше строително училище, София, Том 3, 2014, 331-339.
[4] Мардиросян, Г., Рангелов, Б., Близнаков, А. Природни бедствия; възникване, последици, защита. Академично издание на „ Авит консулт”, С., 2011.
[5] Томов, В., Христов, П., Ненова, А. Екологична сигурност. ВСУ “Черноризец Храбър”, Варна , 2007

ПРИЛОЖЕНИЕ

Уважаеми колеги, предлагам на Вашето внимание рискови ситуации като моля за Вашите анализи и оценки , които имат практическо значение за бъдещата Ви дейност като експерти в „Екологична сигурност“.

Въведение - Целта на решаването на рискови ситуации е да развие аналитични умения и компетенции на базата на теоретичната подготовка за екологична сигурност и рискови ситуации, предложени в примери. Използвайте екипната работа, за да се справите със следната задача.

Анализирайте рисковата ситуация,като отговорите на следните въпроси:

- Какво лошо може да се случи ?
- Колко често ще се случи?
- Какви вреди ще възникнат?

Успешна работа и благодаря!

Язовир „Росина“

Язовир „Росина“(между градовете Попово и Търговище) е с обем 1,60 млн. куб. м. Стената с височина 13 м. е земнонасипна с дренажна призма в петата на въздушния откос. По короната на стената преминава път от четвъртокласна пътна мрежа. Участъкът непосредствено зад стената е залесен, трудно проходим, недостъпен за оглед и контрол, със затруднено оттичане на водите. На десния бряг е изпълнен челен преливник, оразмерен да пропуска ретензирана висока вълна в размер на 94м3/сек. За подобряване на пътната връзка по стената върху преливния праг е изпълнен водосток с ширина 2м.,който намалява пропуснатата способност на преливника.

След проливни дъждове през юли 2005г.язовирната стена претърпява повреди от преливане през короната. В язовира е постъпила висока вълна близка до проектната. Намаляването на пропуснатата способност на преливника и пониженото ниво на короната вследствие улягане на насипа е довело до преливане през стената. Бързотокът на преливника и енергогасителя са напълно разрушени. Частично са подкопани оградните стени, изпълнени от каменна зидария ,така че има риск за преливане на язовира и застрашаване на здравето и живота на населението.

Предотвратяване на евентуален риск за населението на с. Гелеменово.

Село Гелеменово, община Пазарджик е разположено в Горнотракийската низина (2 км. от автомагистрала „Тракия“) на 246 м. н. в. и 792 жители. През селото минава р.”Телки дере”, което е естествено образувало се дере, и се зауства в р.”Елшишка” Предвид естествената денивелация най-ниската част на „ Телки дере” попада в землището на село Гелеменово и граничи със застроени имоти в регулацията на селото. Обилните дъждове, наводненията и другите природни бедствия, сполетели като цяло страната ни нанасят опустошителни поражения върху инфраструктурата в т.ч. селото. На риск е изложен животът на много хора. Дъждовете причиняват големи наводнения и материални щети а промените в климата могат да предизвикат нови климатични условия и увеличат честотата на наводненията. При наводнението през 2007 г. е разрушен мостът на с. Гелеменово, който свързва квартал на селото с центъра. Този мост не е възстановен и една част от живущите, които по рано са имали транспортен достъп до центъра на селото чрез мостовото съоръжение, сега преминават през обиколни пътища, в това число и полски пътища. В участъка на реката има частично изградени укрепителни съоръжения, които са изложени на риск от заливане и компрометиране поради изравяния и недостатъчна укрепване на откосите, както и наличие на силна храстова и дървесна растителност по бреговете на р. Телки Дере. При евентуално преминаване на високи води са застрашени и прилежащите улици с дворове и къщи със стопански постройки. Участъка е силно обрасъл и затлачен и е необходимо спешното му почистване и укрепване.

КОНТРОЛНАТА ДЕЙНОСТ НА ДИРЕКЦИЯ ЗА НАЦИОНАЛЕН СТРОИТЕЛЕН КОНТРОЛ ПО ОТНОШЕНИЕ НА ИЗПЪЛНЕНИЕТО НА ПЛАНА ЗА БЕЗОПАСНОСТ И ЗДРАВЕ – ВАЖНА ПРЕДПОСТАВКА ЗА НАМАЛЯВАНЕ НА ТРАВМАТИЗМА НА РАБОТНАТА СИЛА В СТРОИТЕЛСТВОТО

Боян Хаджийски[1]

THE CONTROL WORK OF THE NATIONAL CONSTRUCTION CONTROL DEPARTMENT REGARDING THE IMPLEMENTATION OF THE SAFETY AND HEALTH PLAN – AN IMPORTANT PREREQUISITE FOR THE REDUCTION OF WORKFORCE TRAM IN CONSTRUCTION

Boyan Hadghiyski[1]

Abstract:
An attempt is made to link the work of the National Construction Control Department with stricter checks on the implementation of health and safety plans. For the last several years, according to the data available in the National Social Security Institute, are analyzed data on occupational diseases and the production traumatism in the construction sector of the national economy. Particular attention is paid to the fact that he is at the top six - seven places of production traumatism. In addition, the number of deaths is high, and the frequency and severity ratios of industrial trauma, as well as the resulting weight and frequency indices, are highlighted. This also points out the very large reflection of this problem in economic and social terms, as regards the level of labor utilization and management.

Keywords:
National Construction Control Department, Safety and Health Plan, Law on Spatial Planning, Industrial Traumatism, Disability.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Строителният сектор на националното стопанство е един от тези, където работната сила е изложена на сравнително по-висок риск от травматизъм. Макар този риск да не е сравним с нивото му при металургичната или химическата промишленост например, в строителството са отчетени дори смъртни случаи в резултат на различни видове инциденти при работния процес. Отделни сегменти на този сектор предполагат в хода на производствената дейност, различни по степен рискови видове строително-монтажни

[1] Боян Хаджийски, маг. инж. докторант, кат. „Организация и икономика на строителството“, Строителен факултет, УАСГ, бул. “Христо Смирненски” № 1, 1046 София, *e-mail*: bobbie_hadjiiski@abv.bg;
Boyan Hadghijski, Eng. PhD student, Dept. “Construction Management and Economics”, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria, *e-mail*: bobbie_hadjiiski@abv.bg.

работи и отделни производствени операции. Травматизмът в строителството зависи много и от мащабите на отделните негови съставни елементи. В жилищното строителство, където би следвало по-лесно да се спазват нормативните изисквания по отношение на безопасност и здраве на строителната площадка, инцидентите са сравнително повече например от тези в инфраструктурното строителство, макар в него условията да са значително по-тежки.

Част от основните причини за високият дял на травматизма в строителния сектор са:

- големият брой малки строителни организации (фирми), които развиват дейност в бранша, понякога дори на ръба на законоустановения начин;
- наблюдаващото се голямо текучество на работна сила. Недостигът на работна ръка се чувства все по осезаемо във всички икономически отрасли, част от които е и строителният. Текущият нарастнал обем работа води до вариации в заплащането на труда и до поддържане на вакантни места за строителни и монтажни работи почти през целия жизнен цикъл на подобен род проекти. Забелязва се тенденция за все по-често „лавиране“ на групи работници заети в този сектор, от една строителна площадка във друга в преследване на интереси. Когато това се случва и за кратки срокове, често те не могат да се запознаят толкова бързо и добре със спецификата на конкретната строителна площадка – нейните рискови места и индивидуалност. Това не остава скрито за строителните фирми, но често водени от идеята за срочен и успешен край на проекта, са склонни на подобен род неоправдани компромиси;
- голям брой необразовани и необучени строителни работници се наемат на работа без да се отделят нужните ресурси за подготовката им вследствие на бързина на започване/приключване инвестиционния строителен проект. Разбира се, това е още едно следствие на текущата динамична ситуация на строителният сегмент у нас;
- условията на работа продиктувана от спецификата на по-голямата част от строителните и монтажни работи. Работа изложена на външни условия при различни атмосферни влияния неименуемо води до повишен риск за безопасността и здравето на работника.

В хода на проектирането на различните видове обекти, на Плана за безопасност и здраве (ПБЗ) би следвало да се обръща достатъчно голямо внимание и да се разработва индивидуално и стриктно според изискванията на Наредба №2 от 22.03.2004г. за минималните изисквания за здравословни и безопасни условия на труд при извършване на строителни и монтажни работи, която е издадена съвместно с Министерството на труда и социалната политика и Министерството на регионалното развитие и благоустройството. Въпросът тук не се свежда до съдържанието на проекта по част ПБЗ, който е ясно регламентиран в наредбата. Не и до качественото му разработване, а до това колко реално той се спазва в хода на строителството. Именно за това, за да се предпази работната сила в строителството от производствен травматизъм, се налага външен контрол.

Един такъв вид контрол е регламентиран в Закона за устройство на територията (ЗУТ) чл.168, ал.1, т.4, който гласи, че лицето упражняващо строителен надзор носи отговорност за осъществяването на контрол относно спазването на изискванията за здравословни и безопасни условия на труд в строителството. Като контролиращ и единствен орган над тях се явява Дирекция за национален строителен контрол (ДНСК) към Министерството на регионалното развитие и благоустройството. От качествените и обективни проверки в това отношение на ДНСК до голяма степен зависи и превантивната дейност по отношение на травматизма в строителството и най-вече предотвратяването на инциденти, завършващи със смъртни случаи.

2. ИЗЛОЖЕНИЕ

2.1. Нормативна уредба за безопасни условия на труд в строителството

Наредбата за минимални изисквания за здравословни и безопасни условия на труд има широк обхват. На практика тя включва не само непосредственото изграждане на нови обекти, но и тяхната гаранционна и след гаранционна поддръжка и техническо обслужване, евентуални дейности по събаряне или разрушаване на стари сгради или тяхната консервация. Извън обхвата на наредбата остават дейностите свързани със строителството, които остават извън строителната площадка.

Наредбата се гради на редица нормативни актове по отношение на безопасни условия на труд и обхваща всички особености на строителната площадка. Необходимо е предварително да се оцени риска и от там да последват всички превантивни мерки за работната среда като цяло и за работната сила в нея. Самото приложение на наредбата обхваща проектирането и непосредственото изпълнение на строително-монтажни работи (СМР), но засяга и пожарната и аварийната безопасност, организацията на движение и сигнализацията, както и някои специфични видове работи като взривните, огневите и др. Всичко това се намира в тясна връзка с предписаните в инвестиционния проект мерки за опазване на околната среда и дейностите по реализацията им.

Основният елемент за практическата реализация на наредбата, придобиващи облик в Плана за безопасност и здраве са координаторите по безопасност и здраве по време на проектирането и на строителството, определени от Възложителя или упълномощено от него лице. Регламентирано е в чл.5 на Наредбата, че това може да бъде консултантът или друго правоспособно лице в зависимост от категоризацията на строежа. Техните задължения и дейности са ясно разписани, и крайна сметка определянето на такива координатори не освобождават от отговорност по отношение на спазването на мерките по безопасност и здраве на строителната площадка. Тази постановка има особена важност, тъй като са известни случаи, дори такива с фатален край, където са правени опити за размиване на отговорност. Също така е важно да се отбележи, че всички действия, свързани с безопасността на работната сила на строителната площадка се отнасят и до сигурността и протекцията на всички граждани преминаващи в близост до нея или евентуално посещаващи строежа. Информация за координаторите по безопасност и здраве се изписват задължително на информационната табела на строежа, която също е нормативен задължителен елемент от строителният процес. Два са основните моменти, които както в другите икономически сектори на националното ни стопанство, така и в строителния сектор са най-важни за ефективното използване на работната сила:

- нейната правилна организация водеща до увеличена производителност;
- протекцията от придобиването на професионални заболявания и трудови злополуки, особено на такива завършващи със смъртен случай.

2.2. Строителство - травматизъм - професионално заболяване - осигурени лица.

Трудно е да се получи точна статистика за травматизма в строителната индустрия, тъй като в нея има доста случаи на редица злополуки, които остават необявени и неразкрити. Това е така, главно защото е налице и друг свързан проблем – голяма част от работната сила е нерегламентирано заета в работния процес. Въпреки това, въпросът не бива да се оставя без внимание и най-малкото поне трябва тези наблюдавани случаи да се съпоставят със статистическите данни за страната като цяло.

Регламентацията за това, какво се съдържа в определението за професионално заболяване е дадена в чл.56 от Кодекса за социалното осигуряване (КСО). Там се казва, че професионална болест е заболяване, което е настъпило изключително или предимно под въздействието на вредните фактори на работната среда или на трудовия процес върху

организма и е включено в списъка на професионалните болести. Този списък е утвърден Министерски съвет по предложение на Министъра на здравеопазването. За професионална болест може да се признае и заболяване не включено в споменатия списък. За това обаче трябва надеждно да се удостовери, че това заболяване е причинено основно и пряко от обичайната трудова дейност на осигуреното лице. Това е причинило временна нетрудоспособност , трайно намалена трудоспособност или смърт на същото това лице. Веднага прави впечатление, че тук става въпрос за само за осигурено лице- визира се чл.4 от КСО. Тук възниква и въпроса в спомената Статистическа система на Националния осигурителен институт (НОИ) дали са обхванати всички възможни случаи на заболявания. Системата е много подробна и надеждна. По-важно е обаче, че изрично е казано, че се наблюдават само случаи на осигурени лица по смисъла на чл.4 от КСО. От една страна това им дава определени права, което е благоприятно за тях, но от друга информацията не обхваща неосигурените лица, а такива в строителния бранш не са рядкост. Това е важен, но за сега много трудно разрешим въпрос, тъй като съществува наемане на работна сила без трудови договори, без те да имат социално и здравно осигуряване и евентуални здравословни проблеми и трудови инциденти не могат да бъдат отразени в действащата система.

В табл. 1 е посочена информация по този въпрос за страната като цяло, по отделни признаци и само за сектора строителство съгласно класификатора на дейностите. Най-важното, което е видно от тук е това, че признатите професионални болести в строителния сектор за посочения период не превишават средно 14%. Само за 2008г. има един особено нисък процент на относителния дял- около 4.3%. Разбира се, това трябва да се свърже с относителния дял на работната сила със сектора, но и той се движи в зависимост от икономическата конюнктура. Като цяло обаче, той не надвишава 9.5%- 10.5% от заетите в стопанството лица.

Въпреки, че и проблемът с професионалните заболявания в строителството, независимо от относително по-малките му мащаби, съвсем не бива да бъде подценяван, то другият проблем – травматизма в сектора е далеч по-голям и засягащ значителен брой работещи. На него трябва да се обърне голямо внимание и той има много съществено икономическо проявление, тъй като е свързан с възможностите на цялата система на социалното осигуряване. Отново тук ще става въпрос само за статистическите данни по отношение на осигурените лица по чл.4 от КСО, а както се изтъкна по-горе масово се наемат в сектора и неосигурени.

Не съществуват достоверни данни за размерите на това незаконно явление, но то поставя в рискова ситуация тези неосигурени лица, още повече, че в много случаи те са не само социално, но и здравно неосигурени.

В чл.55 на КСО ясно е регламентирано какво е трудова злополука. Това е всяко внезапно увреждане на здравето, станало по време или по повод на извършваната работа, както и при всяка работа извършвана в интерес на предприятието, когато това е причинило временна нетрудоспособност, трайно намалена трудоспособност или смърт. В същия член е казано, че трудова е злополуката, станала с осигуреното лице по чл.4 от КСО по време на обичайния път на отиване или връщане от работа, към мястото на получаване на възнаграждението си и др. Тези пояснения са наистина много съществени като показват, че осигуреното лице- работник е трайно ангажиран с работата си в предприятието не само в хода на самия производствен процес. Мероприятията по ЗБУТ обхващат и сигурността на преминаващите около строителната площадка, водачите на превозни средства, операторите на строителна механизация, както и на посетителите на строежа.

Таблица 1. Признати професионални болести в Република България (период 2009-2015 г.)

„ПРОДЪЛЖИТЕЛНОСТ НА ЕКСПОЗИЦИЯТА (ВРЕДНОТО ВЪЗДЕЙСТВИЕ)“	**2009**	**2010**	**2011**	**2012**	**2013**	**2014**	**2015**
Професионални болести – общо за страната	**116**	**41**	**29**	**14**	**15**	**22**	**28**
До 1 година	-	1	1	-	-	-	-
Над 1 – до 3 години	-	-	-	-	1	-	1
Над 3 – до 5 години	-	1	1	-	-	1	-
Над 5 – до 10 години	-	4	2	2	2	1	6
Над 10 – до 20 години	-	17	10	5	3	5	7
Над 20 – до 30 години	-	15	10	5	6	13	12
Над 30 – до 40 години	-	3	5	2	3	1	2
Над 40 години	-	-	-	-	-	1	-
„ПОЛ“	**2009**	**2010**	**2011**	**2012**	**2013**	**2014**	**2015**
Професионални болести – общо за страната	**116**	**41**	**29**	**14**	**15**	**22**	**28**
Мъже	72	29	19	9	11	13	16
Жени	44	12	10	5	4	8	12
„ВЪЗРАСТ“ (ВЪЗРАСТОВИ ГРУПИ)	**2009**	**2010**	**2011**	**2012**	**2013**	**2014**	**2015**
Професионални болести – общо за страната	**116**	**41**	**29**	**14**	**15**	**22**	**28**
25 – 34 г.	-	-	-	1	1	1	-
35 – 44 г.	10	4	5	1	1	3	2
45 – 54 г.	46	12	11	5	8	5	13
55 – 64 г.	42	14	11	6	5	11	10
65 и повече	18	11	2	1	-	2	3
„КАТЕГОРИЯ ТРУД“	**2009**	**2010**	**2011**	**2012**	**2013**	**2014**	**2015**
Професионални болести – общо за страната	**116**	**41**	**29**	**14**	**15**	**22**	**28**
Първа	-	16	7	4	4	5	8
Втора	-	12	7	2	5	6	6
Трета	-	13	15	8	6	11	14
„ВИД НА РАБОТНОТО МЯСТО“	**2009**	**2010**	**2011**	**2012**	**2013**	**2014**	**2015**
Професионални болести – общо за страната	**116**	**41**	**29**	**14**	**15**	**22**	**28**
Постоянно	-	32	19	13	13	20	23
Непостоянно	-	9	10	1	2	2	5
„МЕСТОПОЛОЖЕНИЕ НА РАБ. МЯСТО“	**2009**	**2010**	**2011**	**2012**	**2013**	**2014**	**2015**
Професионални болести – общо за страната	**116**	**41**	**29**	**14**	**15**	**22**	**28**
В помещение (на закрито)	-	18	20	11	10	15	16
На открито	-	7	3	1	2	2	2
Под земята	-	13	4	2	2	4	5
На височина	-	3	2	-	1	-	4
В органични и специфични пространства	-	-	-	-	-	1	1
СТРОИТЕЛСТВО- В КЛАСИФИКАТОРА (КИД – F)	**2009**	**2010**	**2011**	**2012**	**2013**	**2014**	**2015**
Професионални болести – общо за страната	**5**	**6**	**-**	**-**	**1**	**3**	**4**
41 Строителство на сгради	2	-	-	-	-	-	2
42 Строителство на съоръжения	1	5	-	-	-	2	2
43 Специализирани строителни дейности	2	1	-	-	1	1	-

Трудовите злополуки, както е дадено определението им в чл.55, ал.1 от КСО, се проследяват статистически от Националния осигурителен институт (НОИ) ежегодно. Обработената информация, която е публична и можем да разполагаме с нея от една поредица от три години и то до 2015 г. Дори този сравнително ограничен информационен масив може да даде някаква, макар и сравнително ограничена представа за това изключително опасно за състоянието на работната сила в сектора явление, имащо тежки икономически последици за управляващите тази работна сила и за системата на социалното осигуряване като цяло.

Основният показател, който се следи е Коефициентът на честота – Кч. Той се определя като отношение от броя на трудовите злополуки на 1000 лица – наети общо и самоосигурени наети лица, защото при тях достоверността е по-надеждна. Същевременно във връзка с него се изчислява и Индекс на честота – Ич. Този индекс се определя като съотношение между броя на трудовите злополуки на един милион отработени човекочасове в съответния сектор на националното стопанство – също така като цяло и само за осигурените по чл.4 от КСО лица. Другият основен показател е Коефициентът на тежест – Кт. Той се определя като съотношение между броя на загубените в резултат на трудови злополуки по смисъла на чл.55 от КСО календарни дни на едни нает лице или само на едно осигурено лице. В пряка връзка с него е определения Индекс на тежест – Ит. Той се определя като съотношение на броя загубени календарни дни на един милион отработени човекочасове – тук също се сравнява общо и само за осигурени лица.

В табл. 2 са показани трудовите злополуки по показател – Кт по чл. 55 от КСО за 2015г. общо и само за осигурените лица по чл.4 от КСО. Строителството е на шесто място по стойност на Кт и е около това на добива на въглища, събиране на отпадъци и рециклиране. Стойността на Кт е 0,223 общо и 0,218 само за осигурените лица. За сравнение този показател е най-висок при добива на метални руди, производство на метали и водния транспорт.

Таблица 2. Трудови злополуки – 2015г. по показател Кт. Икономически дейности с най-голям коефициент на тежест (Кт) на трудовите злополуки по чл.55, ал.1 от КСО за 2015г .

	Общо	Само осигурени лица
За страната	0,098	0,081
07 Добив метални руди	0,623	0,623
24 Производство на основни метали	0,397	0,345
50 Воден транспорт	0,402	0,336
05 Добив на въглища	0,285	0,278
38 Събиране и обезвреждане на отпадъци; рециклиране на материали	0,234	0,229
42 Строителство	0,223	0,218

В табл. 3 са показани трудовите злополуки за 2015 г. в икономическа дейност строителство по пол, вид и последици. Най-много са инцидентите при строителството на сгради – около 60 000 броя. Инцидентите с жени за тази отчетна година са само 4 общо и 2 с осигурени лица. При положение, че относителния дял на жените в структурата на работната сила в строителството е около 14,5% това не е голям брой на фона на 232 инцидента общо. От тях 19 са завършили със смърт (16 осигурени лица) и 9 с трайна инвалидност. Това обаче е съответно 8,2% и 3,2%, което считаме за неприемливо на фона на строгите предписания на плана за безопасност и здраве за всеки строителен обект. Прави също така впечатление, че инцидентите при строителството на съоръжения и при специализираните строителни дейности са съответно около 2,5 пъти и 4,5 пъти по-малко.

По отношение на трудовите злополуки общо и по чл. 55 от КСО е видно, че последните са 94% от всичките. Това донякъде показва, че системата на социалното осигуряване обхваща относително пълно този изключително важен проблем на сектора. Що се отнася до Коефициентът на честота, като отношение на броя на трудовите злополуки на 1000 заето лица, то той е със стойност 1,54 като цяло за този икономически сектор. При мъжете общо той е 1,74, като за жените е 0,19 или 9,32 пъти по-малко.

Таблица 3. Трудови злополуки – 2015 г. брой и показатели – при икономическа дейност строителство (F) съгласно Класификация на икономическите дейности – 2008 (КИД – 2008).

Наименование на позицията	Код по КИД – 2008г.	ПОЛ	Среден списъчен брой на осигурените лица	Трудови злополуки – 2015г.							
				Трудови злополуки (бр.)		в т.ч. трудови злополуки предизвикали: (бр.)				Коефициент на честота Кч	
						смърт		инвалидност			
				общо	по чл.55, ал.1 от КСО	общо	по чл.55, ал.1 от КСО	общо	по чл.55, ал.1 от КСО	общо	по чл.55, ал.1 от КСО
Строителство	**F**	**Мъже**	**131226**	**232**	**219**	**19**	**16**	**9**	**9**	**1,77**	**1,67**
		Жени	**21526**	**4**	**2**					**0,19**	**0,09**
		Общо	**152752**	**236**	**221**	**19**	**16**	**9**	**9**	**1,54**	**1,45**
Строителство на сгради	41	Мъже	51824	83	73	5	4	3	3	1,60	1,41
		Жени	8814	2	1					0,23	0,11
		Общо	60638	85	74	5	4	3	3	1,40	1,22
Строителство на съоръжения	42	Мъже	41423	96	94	9	7	3	3	2,32	2,27
		Жени	6333	2	1					0,32	0,16
		Общо	47756	98	95	9	7	3	3	2,05	1,99
Специализирани строителни дейности	43	Мъже	37979	53	52	5	5	3	3	1,40	1,37
		Жени	6379								
		Общо	44358	53	52	5	5	3	3	1,19	1,17

2.3. Ролята на Дирекцията за национален строителен контрол при спазването на безопасни условия на труд на строителните площадки

Травматизмът във всички сектори на националното стопанство като цяло и в частност в строителния му сектор е явление недопустимо от иикономическа, здравна и социална гледна точка. Неговите последици, особено когато това е завършвало със смъртни случаи са абсолютно неприемливи, както за отделните стопански субекти в сектора, така и за самата работна сила. Механизмите на предотвратяването са много, на различните етапи на реализацията на строителните обекти, но ролята на ДНСК е много голяма. Плановите проверки във всяко едно отношение, както и целевите такива имат важна превантивна функция. Те играят дисциплиниращa и превантивна роля. За това на ДНСК са дадени широки законови пълномощия съгласно Закона за устройство на територията.

Основните правомощията на ДНСК са регламентирани в чл. 156, чл.158, чл.168, чл. 221, чл.222, чл.224, чл.225, чл.238 и чл. 239 от Закона за устройство на територията. Тези правомощия включват и контрола по отношение на плановете за безопасност и здраве и съответните форми на въздействие при констатирани нарушения.

Свидетели сме на ръст на строителния сектор, които не е основно обвързан с обществени поръчки, през последните години. Демографската криза обхванала страната ни, която най-отчетливо показва своите размери именно в тези години, поради по-голямото търсене на работна ръка в строителството, довеждат до повишен риск от производствен травматизъм. Строителните фирми за да продължат да съществуват като се опитат да отговорят на условията на текущата икономическа обстановка, подценяват управлението на човешките ресурси заети пряко в строителните и монтажните работи. Масово се наемат необучени и нискоквалифицирани кадри, които в повечето случаи биват използвани дори и без трудови договори. Със сигурност, ако разполагаме със статистически данни от НОИ относно травматизма за 2016г., 2017г. то ще отчетем тенденция на увеличаване на процента инциденти, които въпреки по-големият темп на строителство не е обоснован.

Важно е, че контролен орган като ДНСК не остава чужд за тези процеси и се опитва чрез всички законови способи да контролира строителните процеси така, че да се получава качествен продукт от него и най-важното да опази здравето и живота на хората заети в него и експлоатирали продукта му.

Във връзка с констатирани нарушения при обезопасяването на строежи Началникът на Дирекцията за национален строителен контрол на 28.11.2017г. издава заповед до всички началници на Регионални отдели „Национален строителен контрол“ на територията на цялата страна да бъдат извършени проверки по отношение законосъобразността на одобрените планове за безопасност и здраве и проверки на място на започнатите, но невъведени в експлоатация строежи от всички категории. Заповедта указва при констатиране на недостатъчно обезопасяване да бъдат дадени предписания на отговорните участници в строителния процес за предприемане в най-кратки срокове на всички допустими конкретни мерки за допълнително обезопасяване – поставяне на предпазни мрежи по фасадите, изграждане на пешеходни проходи и навеси, монтиране на обезопасителни заграждения при отворите на шахти и стълбища, укрепване на строителни огради. При констатиране на допуснати нарушения от страна на отговорните участници в строителството незабавно ще бъдат налагани глоби или имуществени санкции по реда на Закона за нарушенията и наказанията и Закона за устройство на територията. Разпоредено е техническите органи към общинските администрации, независимо от категорията на строежа, да извършват превантивен контрол, свързан с достъпа и външния вид на строителните им ограждения. Задължително е на строителните предпазни огради на строежите да е разположена информационна табела, в която изрично да е упоменато отговорника за безопасност, здраве и охрана на труда.

Тази заповед цели повишена бдителност откъм ДНСК, която чрез незабавните и ежедневни проверки на място на строежите да рефлектират върху строителните и надзорните фирми.

При проверките от длъжностните лица на ДНСК се извършва обстоен преглед на Плана за безопасност и здраве на конкретният строеж. Обръща се внимание не само дали такава проектна част е налична за строежа, но дали тя е заверена и кога от съответната районна администрация издала разрешението за строеж. Проверява се дали текстовата част отговаря на графичната. При констатирана цялост и вярност на Плана за безопасност и здраве се пристъпва към проверка дали предписаните мерки и организация в него са приложени действително на строителната площадка. Основни моменти тук не търпящи компромиси са наличието на информационна табела и пълнотата и спрямо Наредба № 2 от

22 март 2004г. за минималните изисквания за здравословни и безопасни условия на труд при извършване на строителни и монтажни работи, дали е монтирана предпазната ограда, регламентиран ли е вход/изхода на строителната площадка, съответстват ли повдигателните устройства и кранове и регламентирана ли е работата с тях във височина, обезопасен ли е строежа спрямо строително-монтажните работи, които се извършват към момента и мерки за предотвратяване на опасности при изпълнението им и други.

Зачестеното и масирано присъствие на ДНСК на строежите във връзка с тази заповед със сигурност ще повишат вниманието на всички заети в този сектор. Наказанията при констатирани нарушения пък ще затвърдят твърдата политика на държавния контролен орган относно здравето на хората. Без съмнения това е една от многото правилни стъпки на държавата за повишена бдителност при изпълнение на строителството, което ще доведе до повишено качество на готовата продукция и до намелени показатели на производствения травматизъм.

3. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Строителния сектор на националното стопанство и неговите основни сегменти създават обичайно, с известна флуктоация през годините, около 9,0%-9,5% до 10,5%-11,0% от брутния вътрешен продукт (БВП) на страната ни. В този сектор е заета, най-общо казано, около една десета част от работната сила в цялото национално стопанство. В него травматизмът се намира на едно от предните места – през последните години между шести и седмо. Не малък е и броя на инцидентите завършили със смъртни случаи. Една важна задача е това явление да се сведе до относително по-малки мащаби, а смътните инциденти да се избегната изцяло. Тази задача трябва да бъде равно разпределена между различните участници в строителния процес под строгия контрол на държавата. Умелото управление на работната сила, което се основава на правилния избор е предпоставка за ниски нива на риск от травми при изпълнение на трудовите задължения. Съществува и достатъчно солидна законова база за контрол на дейностите по ЗБУТ, а на ДНСК са дадени широки правомощия в тази област. Обществото има пълното основание да очаква още по-сериозни превантивни мерки в това отношение и като цяло за строително-инвестиционният процес реализиращ се в рамките на страната ни. По отношение на държавните контролни органи заети със съблюдаването на приложимостта на нормативната уредба свързана с безопасните условия на труд и здраве в строителството и на строителните организации развиващи дейност в текущата динамична икономическа обстановка са налице следните препоръки и предложения:

- Относно наемането на работна сила от строителните фирми заети пряко в изпълнението на строителните и монтажни работи, да не правят компромис с прякото наемане на необразовани и необучени кадри, без да отделят нужното време и средства за професионалната им подготовка. Често тези компромиси са съпроводени и с нерегламентираното пребиване на същите кадри на строителните площадки. Подобен род изпълнения са рискови за безопасността и здравето на строителния работник и са в ущърб и на коректното отчитане на статистическите данни за травматизма и професионалните злополуки в сектора;
- Относно проектантите на Плановете за безопасност и здраве – да не омаловажават тази неизменна част от инвестиционното проектиране. Често за се наблюдава тази проектна част да бива „претупвана“, само защото е законово регламентирана част от инвестиционното проектиране. При строителството на жилищни сгради и не само не са единични случаите, на които на сходни по тип сгради са проектирани идентични Планове за безопасност и здраве, без да е съобразена конкретната индивидуална специфика на всеки строеж. Именно поради тази причина и голяма

част от строителните фирми не обръщат голямо внимание на тях и налагат своя организация на строителната площадка, която в повечето случаи се оказва по-надеждната и сигурно от тази предложена в Плана за безопасност и здраве;

- Относно проверките на държавните контролни органи, в това число и Дирекцията за национален строителен контрол – да продължават с честите си проверки на място по отношение на прилагането на мерките в Плановете за безопасност и здраве на строителните площадки. Тези проверки дори трябва да бъдат не отделни, а съвместни с другите държавни контролни органи по отношение на безопасността на труда. Освен за проверка на наличието на законно регламентиран и приложен План за безопасност и здраве на строителната площадка, да следят и за реалната им приложимост и за пропуски при одобряването им като част от инвестиционното проектиране. При констатирани разминавания в мерките и организацията на Плановете за безопасност и здраве да се правят незабавни предписания за изпълнение и да се търси отговорност на лицата и институциите допуснали ги.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Попиванов Х., Л. Хрисчев, Нормативно осигуряване на здравословни и безопасни условия на труд при строителната дейност в България. Сборник с доклади на 1-ва Международна научна конференция “Образование, наука, иновации”, ЕПУ, 9-10 Юни 2011, Перник, България, 2011.

[2] МТСП, МРРБ, Наредба №2 от 22.03.2004г. за минималните изисквания за здравословни и безопасни условия на труд при извършване на строителни и монтажни работи, Обн., ДВ, бр. 37 от 2004 г.; попр., бр. 98 от 2004 г.; изм., бр. 102 от 2006 г.

[3] МРРБ, Закон за устройство на територията, Изм. и Доп. ДВ, бр. 13 от 07.02.2017 г.

[4] НОИ, Кодекс за социално осигуряване, Загл. изм. - ДВ, бр. 67 от 2003 г.

[5] НОИ, Статистическа информация за трудовите злополуки през 2015г, http://www.noi.bg/aboutbg/st/statistic/304-tzpb/infotz.

[6] ДНСК, Започват проверки за обезопасяване на строежите, http://www.dnsk.mrrb.government.bg/UI/Home.aspx?0ZKDwUgLUJr%2fs0Bjj%2frr12JEQVEkQQm%2bH4xeG%2fyG5%2b3P4GFM5F2FK1IaRmkmG4hL

ТИПИЧНИ КОНФИГУРАЦИИ И КОМПОЗИЦИОННИ СХЕМИ ПРИ ИЗПЪЛНЕНИЕТО НА ФАСАДНИ СКЕЛЕТА

Лъчезар Хрисчев[1], Добромир Динев[2], Венцислав Тепелиев[3]

TYPICAL SYSTEM CONFIGURATIONS AND SCHEMES IN THE EXECUTION OF FACADE SCAFFOLDS

Lachezar Hrischev[1], Dobromir Dinev[2], Vencislav Tepeliev[3]

Abstract:
According to the requirements of the regulations in Bulgaria, the implementation of the facade scaffolds must comply with the manufacturer's recommendations and the manufacturer's typical system configurations. The scaffold system shall comprise a complete set of all the components necessary to erect the standard set of the system configurations. In details, this includes the necessary vertical and horizontal components, the components required to provide side protection, the necessary components for the access method provided, auxiliary components such as bridging ledgers, platform extension components etc. Very important also has a pattern, indicating the location of the connection of the scaffold to the building structure. In the report, the typical system configurations of the most frequently used facade scaffolds are systematized. The specific features of each system configurations and scheme of different scaffolds are discussed. The requirements for the different types of systems are summarized, depending on the type of scaffolds.

Keywords:
Facade Scaffold, System, Patterns, Configurations.

[1] Лъчезар Хрисчев, доц. д-р инж., катедра „Технология и механизация на строителството”, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: l.hrischev@abv.bg;
Lachezar Hrischev, Assoc. Prof. Dr. Eng., Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: l.hrischev@abv.bg.
[2] Добромир Динев, доц. д-р инж., катедра „Строителна механика”, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София; *e-mail*: ddinev_fce@uacg.bg;
Dobromir Dinev, Assoc. Prof. Dr. Eng., Department of Structural Mechanics, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: ddinev_fce@uacg.bg.
[3] Венцислав Тепелиев, инж., докторант, катедра „Технология и механизация на строителството”, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: v.tepeliev@abv.bg;
Vencislav Tepeliev, Eng., PhD Student, Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: v.tepeliev@abv.bg.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Работните скелета се използват предимно при изпълнението на различни видове довършителни работи на сгради и съоръжения. Предназначението им е за създаване на работни площадки и за предпазване от падане на хора и предмети [1]. Към работните скелета спадат и фасадните скелета, като конкретни изисквания към тях са регламентирани в редица национални нормативни документи и български държавни стандарти.

Съгласно Наредба № 2 от 22 март 2004 г. за минималните изисквания за здравословни и безопасни условия на труд при извършване на строителни и монтажни работи, за извършване на СМР на височина се използват скелета, които имат инструкция от производителя за монтажа, експлоатацията, допустимите натоварвания, демонтажа и изисквания за безопасна работа [2]. От друга страна, Наредба № 7 от 23.09.1999 г. за минималните изисквания за здравословни и безопасни условия на труд на работните места и при използване на работното оборудване също регламентира, че за скелетата се извършват изчислителни проверки за устойчивостта и стабилността им, когато липсва документацията на производителя или в нея не са обхванати замислените структурни конфигурации. Такива изчисления могат да не се извършват, когато скелетата се монтират при спазване на конфигурациите, предвидени от производителя [3].

Стандарта БДС EN 12810-1 „Фасадни скелета от готови елементи. Част 1: Изисквания за продуктите” посочва, че производителя следва да декларира стандартен набор конфигурации на система за всички компоненти и схеми на анкериране. По смисъла на стандарта, под система на скеле се разбира набор от взаимосвързани компоненти, предназначени предимно за системата на скеле, и оценен стандартен набор от конфигурации на системи, и наръчник за продукта. Конфигурацията на система, декларирана от производителя трябва да има: височина, която е между 24 m и 25,5 m в зависимост от класа по светла височина на системата и дължината на винтовите пети; цялостна платформа и страничната защита; регулируеми опорни пети. Системата за фасадно скеле, която е оценена (в т.ч. проектирана и изпитана) успешно, може да се използва без допълнително изчисление в рамките на стандартния набор от конфигурации [4].

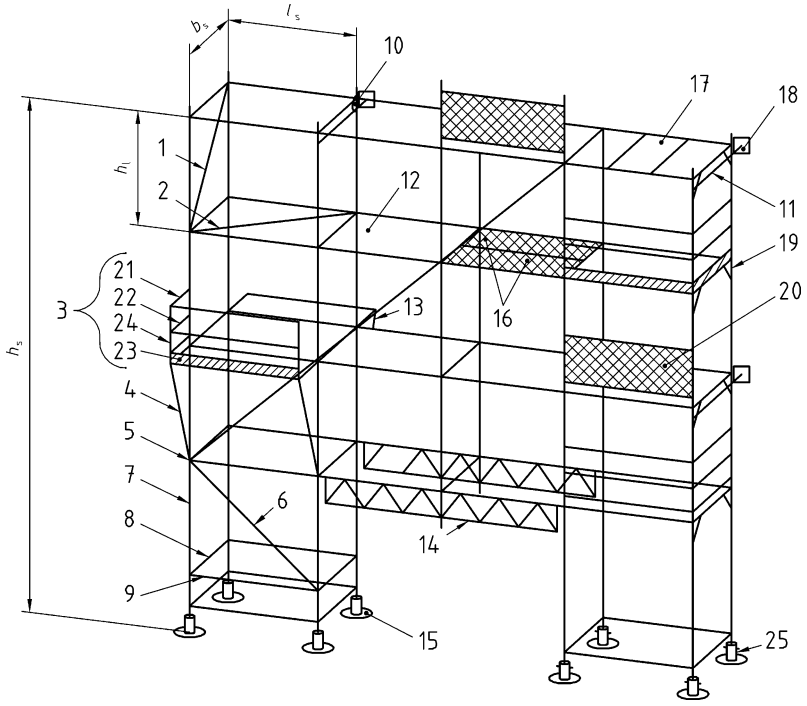
Именно с използването на стандартен набор от конфигурации на системи, за които е извършено оценяване и сертифициране, може да се гарантира достатъчна устойчивост и коравина. Поради тази причина, познаването и коректното прилагане на схемите и инструкциите на съответния производител, са обективна предпоставка за безопасна експлоатация на фасадните скелета.

Целта на статията е да се открояят някои специфични изискванията към фасадните скелета съгласно действащите стандарти и да бъдат анализирани типови композиционни схеми, характерни за прилагани в строителната практика фасадни скелета.

2. ОСНОВНИ КОМПОНЕНТИ НА СИСТЕМА ФАСАДНО СКЕЛЕ

2.1. Типични компоненти на система на фасадно скеле

Различните съставни части, от които може да се състои едно работно скеле са дадени в БДС EN 12811-1 Временни съоръжения за строителство. Част 1: Скелета. Експлоатационни изисквания и основно проектиране [5]. Също така, в превода на стандарта за пръв път в нашата практика, еднозначно са определени термините, свързани с отделните елементи и компоненти на работните и фасадните скелета. Основните елементи на работните скелата са илюстрирани на представената по-долу фигура 1.

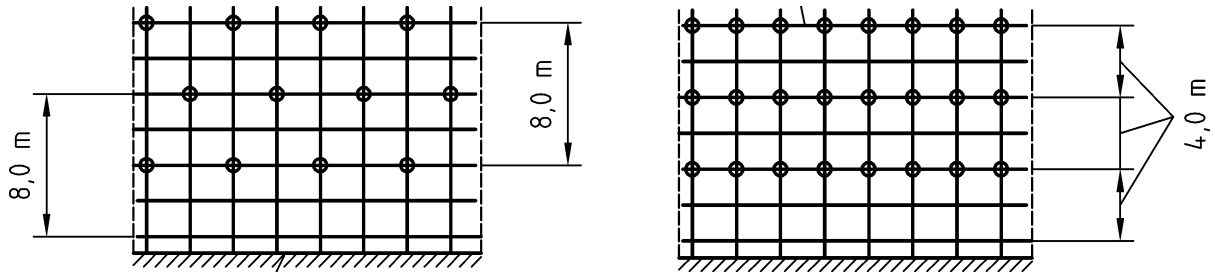


Фигура 1. Примери за типични компоненти на система на фасадно скеле [5]
(h_s – височина на скелето, b_s – широчина на отвора на скелето, от център до център на стойките, l_s - дължина на отвора на скелето, от център до център на стойките; h_i – разстояние между разположени една над друга хоризонтални равнини; 1 – укрепващ елемент във вертикалната равнина (напречен диагонал); 2 – укрепващ елемент в хоризонталната равнина; 3 – странична защита; 4 – конзолна подпора; 5 – възел; 6 – укрепващ елемент във вертикалната равнина (надлъжен диагонал); 7- стойка; 8 – напречен хоризонтален ригел; 9 – надлъжен хоризонтален ригел; 10 – съединител; 11- свързващ елемент; 12 – платформа; 13 – конзола; 14 – премостваща греда (ферма); 15 – опорна пета; 16 – платформен елемент; 17 – хоризонтална рамка; 18 – анкер; 19 – вертикална рамка; 20 – оградна конструкция; 21 – основен парапет; 22 – междинен парапет; 23 – предпазен борд; 24 – стойка за парапет; 25 – винтова пета.

2.2. Изисквания, валидни за определени конфигурации на система

В действащите стандарти са регламентирани и редица конкретни изисквания към системите фасадни скелета. Така например, за класовете по широчина на система SW06 и SW09 както и за други класове, които се предлагат от производителя, разширенията на платформа трябва да могат да се монтират на всяко ниво на платформа по цялата дължина на разглежданата конфигурация на система. За непокрити конфигурации на система трябва да има възможност за оформяне на зона с височина 3,8 m, свободна от всякакви връзки над и под свързано ниво. Това изискване не се прилага в зони на конфигурации на система, където има допълнителни компоненти, например премостващи хоризонтални тръби [4].

В БДС EN 12810-1 са дадени и примери за типични схеми на свързване на фасадните скелета към конструкцията на сградата или съоръжението (вж. фигура 2). Аналогични схеми се препоръчват и в ръководствата за добри практики на водещи професионални организации [6]. За предпочитане е зоната между връзките (свързващите елементи / анкериращите тръби) да бъде поне два пъти по-голяма от нормалното разстояние между работните нива. Свободна от връзки зона се изисква, за да се гарантира, че скелето има достатъчна носимоспособност, което е съществена част от проекта.



Фигура 2. Примери за типични схеми на свързване (анкериране) на фасадните скелета към конструкцията на сградата или съоръжението [4]: (а) шахматна схема на свързване; (б) схема на непрекъснато хоризонтално свързване.

3. АНАЛИЗ НА КОНФИГУРАЦИИ И СХЕМИ НА АНКЕРИРАНЕ НА РАЗЛИЧНИ ТИПОВЕ ФАСАДНИ СКЕЛЕТА

Независимо от вида на фасадното скеле, неговата конструкция трябва да дава възможност за осигуряване на достатъчна носимоспособност. Пространствената устойчивост е необходимо да бъде осигурена както в напречната вертикална равнина (перпендикулярно на скелето), така и в надлъжната вертикална равнина (успоредно на скелето). В тази връзка, при различните типове скелета се прилагат и съответните укрепващи елементи. В тази част на статията са представени някои типови конфигурации на фрагменти от фасадни скелета, като акцента е поставен върху носещите елементи на скелетата. По-детайлно, спецификата на отделните елементи и компоненти на типовете скелета, в т.ч. и тези за странична защита, достъп по височина и други, са разгледани в [7].

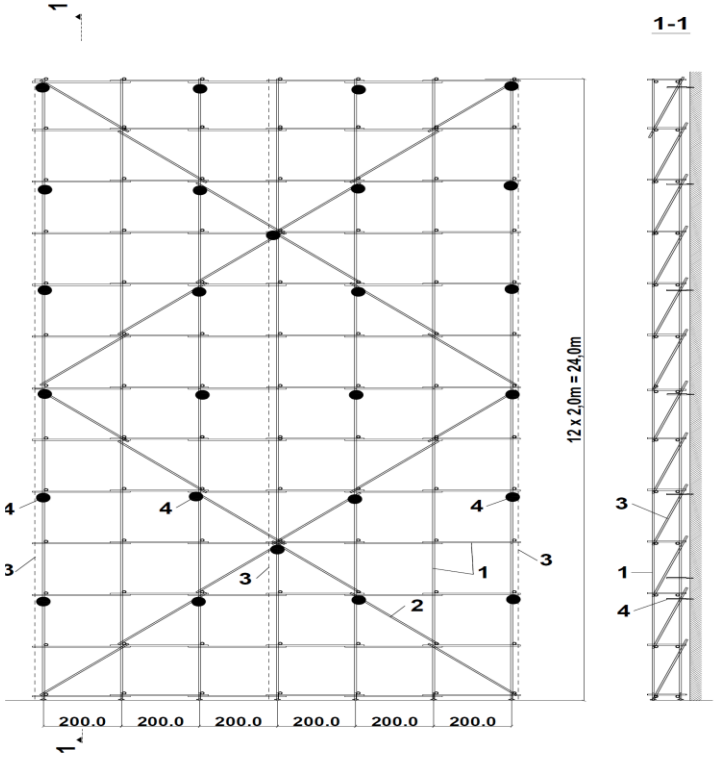
Необходимо е да се има предвид, че представените на фигурите по-долу типови схеми се отнасят за конкретни системи скеле. При проектирането и разработването на монтажните схеми е необходим детайлен анализ, с отчитане спецификата както на съответния строеж, и на самата система скеле.

3.1. Скелета изпълнени от тръби и съединители (тръбни скелета)

Носещата конструкция на тръбните скелета се изпълнява от тръби с диаметър 48,3 mm, с минимална номинална дебелина на стената 3,2 mm [5] и съединители, които следва да отговарят на изискванията на БДС EN 74-1 [8]. Устойчивостта на този тип скелета в напречната вертикална равнина се осигурява посредством напречни диагонали, които се монтират във вертикалните равнини в двата края на скелето и през определен брой полета в зависимост от експлоатационните натоварвания [9, 10].

Изследвания върху тръбните скелета показват, че чрез адекватни конструктивни мерки (правилно замрежване с надлъжни и напречни диагонали, и достатъчно анкериране), може да се елиминира възможността за загуба на устойчивост и/или аварий [11]. В същия труд е установено, че при етажна височина от 2,0m, критичните товари са в диапазона от 26 kN до около 32 kN за една вертикална стойка.

Типична конфигурация (монтажна схема) на секция от фасадно тръбно скеле, с клас по натоварване 3, е представена на фигура 3.



Фигура 3. Типична конфигурация (схема) на секция от фасадно тръбно скеле с клас по натоварване 3 (1 – тръби ф48,3; 2 – диагонали в надлъжната ветикална равнина; 3 – диагонали в напречната вертикална равнина; 4 – свързващ елемент (анкериране) към фасадата)

3.2. Рамкови скелета

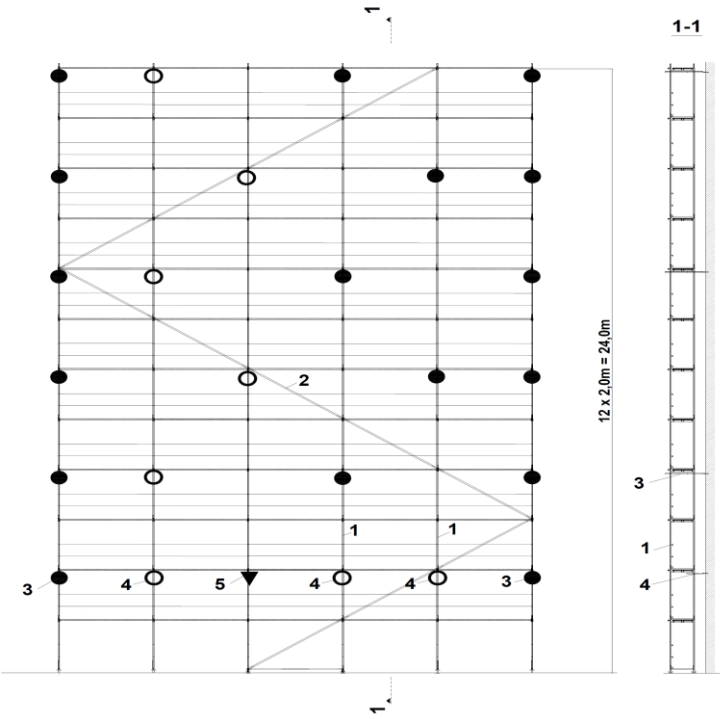
При рамковите скелета, укрепването на конструкцията се осигурява от самите рамки, при които повишаването на коравината в напречно направление се реализира чрез допълнителни наклонени тръби в зоната на възлите или чрез допълнителни елементи под формата на планки със съответните геометрични размери.

В почти всички сертифицирани и оценени системи, за различните конфигурации на покрити и непокрити скелета, производителите препоръчват изпълнението на различни типове свързващи елементи (анкери). Те могат да бъдат анкери с нормално свързване (свързващите тръби са закрепени само към вътрешната стойка на рамката), анкери с двойно свързване (свързващите тръби са закрепени и към вътрешната, и към външната стойка на рамката) и „V”-образни анкери. Анкерите с двойно свързване и „V”-образните анкери участват в поемането на усилията, които се създават надлъжно на скелето. В тях възникват както осови, така и срязващи сили. Специално „V”-образните анкери се реализират, като в определени точки, към вертикалните стойки се монтират два свързващи елемента (анкериращи тръби) към фасадата. Анкериращите тръби са разположени под ъгъл 45° спрямо самата фасада.

3.2.1. Скелета със затворени "□"-образни рамки

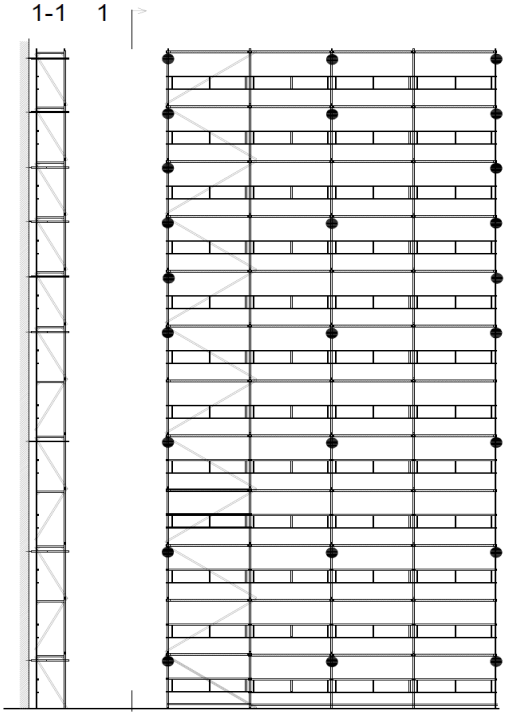
При скелетата със затворени "□"-образни рамки, укрепването в надлъжната вертикална равнина се реализира с диагонали, монтирани в различна конфигурация. Тя може да бъде изпълнена от свързани непрекъснати диагонали (фиг.4) или да бъде от свързани диагонали в едно поле – т.нар. „кулов” тип (аналогично на фиг.5).

Пример за композиционна схема на такъв тип скеле, без предпазна мрежа е представен на фиг.4.

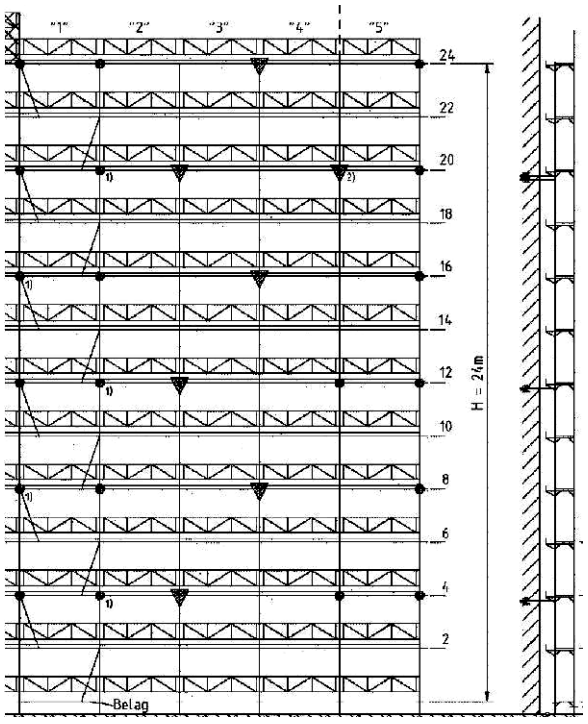


Фигура 4. Типична конфигурация (схема) на секция от скеле със затворени рамки [12] (1 – затворени "П"-образни рамки, 2 – диагонали в надлъжната вертикална равнина; 3– анкери с двойно свързване; 4 – анкери с нормално свързване; 5 – “V”-образни анкери)

3.2.2. Скелета с отворени "П"-образни рамки



Фигура 5. Конфигурация (схема) на секция от скеле с "П"-образни рамки и надлъжно укрепване със свързани диагонали в едно поле („кулов” тип) [13].

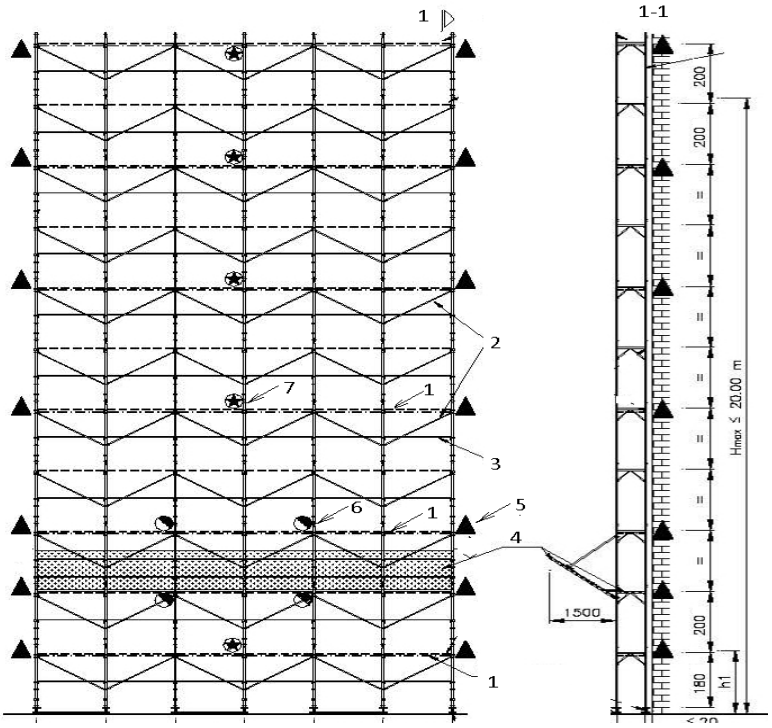


Фигура 6. Конфигурация (схема) на секция от скеле с "П"-образни рамки и надлъжно укрепване с парапетни рамки [14] – комбинация от анкери с нормално свързване (●) и „V”-образни анкери.

При този тип скелета, са възможни различни варианти за укрепване в напречната и надлъжната вертикална равнина. При системата скеле, представена на фиг.5, освен рамките, се предвижда допълнително укрепване с напречни диагонали в двата края на скелето по цялата височина, но не през повече от десет полета [13].

Укрепването в надлъжната вертикална равнина може да се реализира с използването на свързани непрекъснати диагонали или свързани диагонали в едно поле - „кулов” тип (фиг.5). Друго решение е, надлъжното укрепване на конструкцията на скелето да се осигури посредством рамката на парапета, която е оборудвана с допълнителни усилващи диагонали (фиг.6).

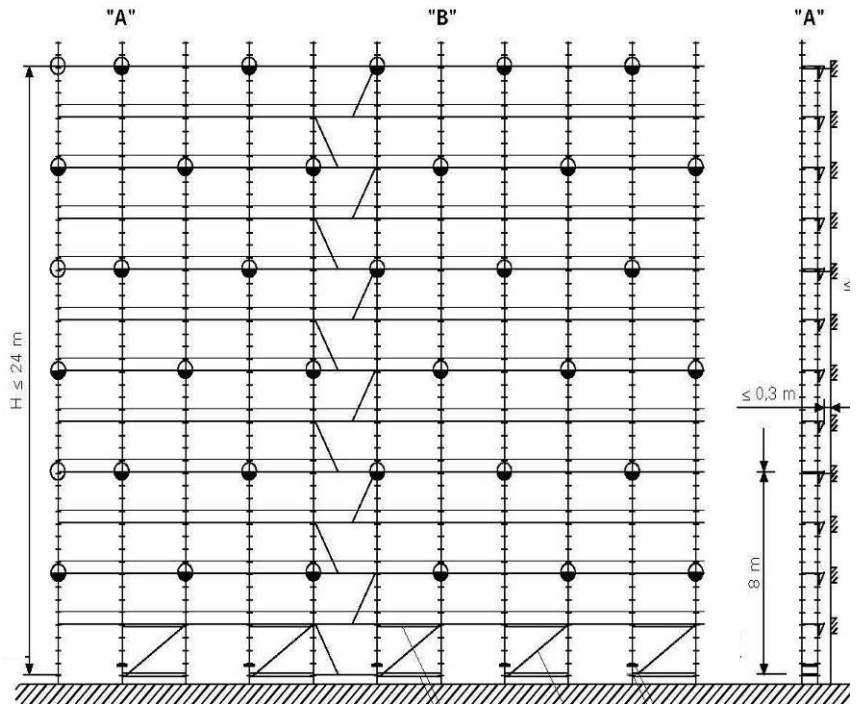
Приложение намират също и скелета с отворени "П"-образни рамки и диагонали във всички полета и на всички нива (фиг. 7). Такъв тип скелета се използват все по-често у нас, като почти всички системи от този тип са произведени в Италия. Характеризират се с по-малко напречно сечение на диагоналите и задължително монтиране на хоризонтални укрепващи диагонали, под нивото на пътеките, на нивата на които се извършва свързване (анкериране) към фасадата.



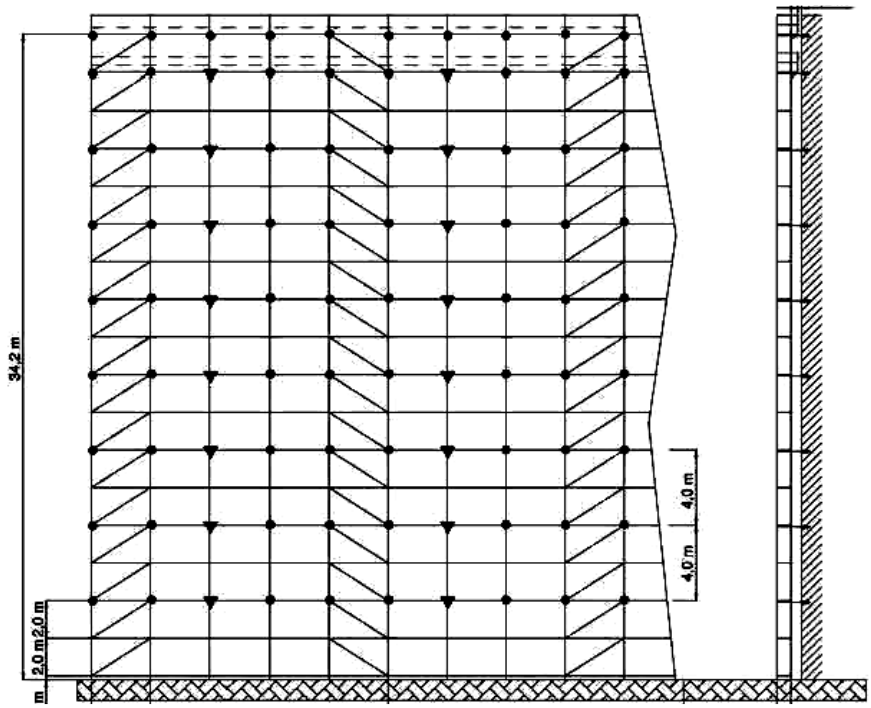
Фигура 7. Конфигурация (схема) на секция от скеле с отворени рамки и диагонали във всички полета и на всички нива [15] (1 – платформени елементи с монтирани под тях хоризонтални укрепващи диагонали; 2 – диагонали в надлъжната вертикална равнина; 3 – парапет; 4 – предпазна козирка; 5 – “V”-образни анкери; 6 – анкери с двойно свързване; 7 – анкери с нормално свързване)

3.3. Модулни скелета

При модулните скелета, напречните хоризонтални ригели и стойките са отделни компоненти. Свързването на елементите на скелето един към друг става чрез глава с клиновидна осигуровка срещу изваждане и фиксирани розеткови възли. Типови конфигурации на системи от този тип са представени на фиг.8 и фиг.9.



Фигура 8. Конфигурация (схема) на секция от модулно скеле - комбинация от анкери с нормално свързване (○) и анкери с двойно свързване (◒) [16].



Фигура 9. Конфигурация (схема) на секция от модулно скеле - комбинация от анкери с нормално свързване (●) и „V”- образни анкери [17].

При системите модулни скелета, вида на укрепването в напречната и надлъжната вертикални равнини се различава по същество от укрепването, характерно за рамковите скелета. Това се дължи основно на спецификата на конструкцията на елементите на този тип скеле. Розетковите възли, част от компонентите на системите, могат да предават

огъващи моменти, срязващи сили и осови сили. Укрепването в надлъжната вертикална равнина може да се реализира посредством несвързани диагонали в едно поле - „кулов” тип (фиг.9) или несвързани непрекъснати диагонали [18, 19]. Налични са и решения, при които надлъжното укрепване се осигурява само от вертикалните и хоризонталните елементи на конструкцията на скелето [20] или с диагонали, монтирани само на първото ниво (фиг.8) [16].

Независимо обаче от вида на укрепването във вертикалните равнини, всички оценени и сертифицирани системи (в .т.ч. и рамкови и модулни) предвиждат използването на свързващи елементи и анкери, които да участват в поемането на усилията, възникващи надлъжно на скелето. Те могат да бъдат “V”-образни анкери или анкери с двойно свързване. Схемите на анкериране могат да се предвиждат само един от тези типове анкери [13,14,16,17] или и двата типа [12,15,21].

Друго характерно за всички системи е това, че е необходимо допълнително укрепване, при изпълнение на покрити скелета (с предпазни мрежи или платнища), а също и при изпълнение на вътрешни и/или външни конзолни площадки. Това допълнително укрепване се извършва посредством монтирането на определен брой диагонали и свързващи елементи (анкери).

Съществен момент е и местоположението в цялостната конфигурация на свързващите елементи (анкериращите тръби). Анализирайки техническата документация на системите скелета прави впечатление, че монтирането на анкериращите тръби се препоръчва да се извърши в непосредствена близост до възлите на конструкцията на скелето (на разстояние максимум 30 cm от възела). Практически, при реалното изпълнение, не винаги съществува тази възможност. Проблема тук се явява от това, че извънвъзловото свързване води до появата и на огъващи моменти във стойките, което предвид голямата им стройност, е предпоставка за неблагоприятна работа на конструцията като цяло.

Изискванията на действащите стандарти налагат, при проектирането на скелетата да се отчетат и аеродинамичните коефициенти за сила и коефициента за плътност на фасадата. Коефициента за плътност на фасадата представлява отношението на нетната към брутната площ на фасадата [5]. Това също увеличава броя на необходимите вариантни решения, които трябва да се анализират, при конструктивното проектиране на скелетата.

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

За да се гарантира експлоатационната годност и надеждността на изпълнените фасадни скелета, те трябва да са осигурени за комбинация от условия, които могат да доведат до настъпване на крайно гранично състояние. Осигуряването на конструкцията на временното съоръжение срещу крайно гранично състояние зависи от адекватното геометричното композиционно решение по височина и в план, разположението на скелето спрямо сградата или съоръжението, вида и местоположението на свързващите елементи и анкерите, постоянните и променливите въздействия, спецификите на строежа в етапите на изпълнение и други.

Конструкциите на фасадните скелета са нормативно обезпечени с минимални стандартизирани изисквания. За сертифицираните и оценени системи може да се гарантира достатъчна носеща способност, но само за сравнително ограничен брой практически ситуации, за които производителите предоставят типични схеми на изпълнение. В съвременната строителна практика нараства прилагането на композиционни решения, чието каталожно дефиниране не е осигурено с концептуална методика с комплексно приложение. Всички случаи извън посочените изискват

допълнителени изследвания, обобщаване на получените резултати и формулиране на конкретни препоръки, на които да стъпят проектирането и изпълнението, за да се гарантират надежността на системи със сложни геометрични конфигурации. Може да се очаква, че подобен подход ще доведе до създаване на основа за типизиране на конструктивни системи, с приложение при сложни условия и до допълнителното им оптимизиране в посока на теория и практика.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Киров Н., Кофражи и скелета, Даниел СГ, 2006.
[2] Наредба № 2 от 22 март 2004 г. за минималните изисквания за здравословни и безопасни условия на труд при извършване на строителни и монтажни работи.
[3] Наредба № 7 от 23.09.1999 г. за минималните изисквания за здравословни и безопасни условия на труд на работните места и при използване на работното оборудване
[4] БДС EN 12810-1 Фасадни скелета от готови елементи. Част 1: Изисквания за продуктите.
[5] БДС EN 12811-1 Временни съоръжения за строителство. Част 1: Скелета. Експлоатационни изисквания и основно проектиране.
[6] UEG, Gemeinsamer Leitfaden fur die Beretstellung und die den Einsatz von Arbeits- and Schutzgerusten, 2016.
[7] Хрисчев Л., В. Тепелиев, Фасадни скелета използвани в българската строителна практика, Международна юбилейна научна конференция „75 години УАСГ“, София,2017.
[8] БДС EN 74-1 Съединители, свързващи щифтове и опорни пети за работни и подпорни скелета, Част 1: Съединители за тръби. Изисквания и процедури на изпитване
[9] Щилянов Г., Инвентарни метални скелета, Техника, София, 1963.
[10] ÖNORM B 4007:2015 Gerüste – Allgemeines – Verwendung, Bauart und Belastung.
[11] Белева К., Б. Белев, Д. Василев, Проектиране на инвентарни тръбни скелета по европейските стандарти, Годишник на УАСГ, София, Том XLV, св.VIII, 2012.
[12] MJ-Gerüst GmbH, Schnellbaugerüst UNI 70, Zulassungsbescheid: Z-8.1-184, 2010.
[13] Храмар ЕООД, Съпроводителен наръчник към скеле рамково работно фасадно, 2013.
[14] Tobler, Mato 1 – фасадни скелета (инструкция за монтаж и изпълнение), 2014.
[15] Eurotempo SPA, Manuale per la manutenzione, 2007.
[16] Peri GmbH, Peri UP Rosett, Aufbau- und Verwendungsanleitung für die Regelausführung, 2011.
[17] Pole Scaffolding, Rotax Plus – Assembly Manual, 2016.
[18] Wilhelm Layher GmbH & Co. KG**,** Система Layher Allround –инструкции за монтаж и експлоатация, 2013.
[19] Doka GmbH, Working scaffold Modul User information, 2015.
[20] Scafom-Rux Holding, Zulassungsgegenstand Modulsystem “Ringscaff”, 2016.
[21] Wilhelm Layher GmbH & Co. KG**,** Скеле Лайер Блитц система 70 стомана – инструкции за монтаж и експлоатация, 2004.
[22] Altrad Baumann GmbH, ProfiTech plus – technical catalog, 2017.

ВЛИЯНИЕ НА РАЗЛИЧНИТЕ ТЕМПЕРАТУРНИ РЕЖИМИ ВЪРХУ ЯКОСТНИТЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ НА БЕТОНИ С ЧЕРУПКИ НА ПАЛМОВИ ЯДКИ

Ефе Е. Икпонмвоса[1], Олаинка А. Адетукаси[2]

STRENGTH AND ELEVATED TEMPERATURE CHARACTERISTICS OF PALM KERNEL SHELL CONCRETE

Efe E. Ikponmwosa[1], Olayinka A. Adetukasi[2]

Abstract:
This research work gives an account of the study conducted on the substitution of Palm Kernel Shell (PKS) for natural coarse aggregate in concrete. Nine Different types of palm kernel shell were collected from different regions of Nigeria and tested for their physical properties. Tests conducted on Palm Kernel Shell Concrete (PKSC) include workability, density, compressive strength and elevated temperature test at a water-cement ratio of 0.55 and concrete mixes of 1:2:4, 1:1.5:3 and 1:1:2.
The results of the physical properties show a wide range of values for the different types of palm kernel shell. This means that not all palm kernel shells are the same in strength and physical structure. In all mix proportions, workability and density of PKSC reduced as the percentage of PKS increased. This reduction in density is attributed to the light weight nature of the PKS aggregate having a bulk density of 694kg/m^3, which is approximately 51% lighter compared to the conventional crushed stone aggregate. A maximum compressive strength of 26.46 N/mm^2 was recorded for PKSC at 10% PKS content and concrete mix of 1:1:2. This value reduced as the percentage of PKS increased. This may be attributed to the lower aggregate impact value of PKS aggregate compared to natural aggregate and the smoothness of one side of the PKS aggregate which affects the bond between the PKS aggregate and the cement paste, thereby reducing concrete strength. Palm Kernel Shell Concrete was tested at elevated temperatures of 100^{0}C, 200^{0}C, 300^{0}C and 400^{0}C. There was no colour change in all the mix ratios of the PKS concrete at 100^{0}C. At 200°C, for PKS content of 10%, 20% and 30%, there was no colour change, but for 40% and 50% PKS content, the colour changed to light ash. When PKS concrete of 20% PKS is subjected to 100 ºC and 200^{0}C temperatures, its residual strengths are 21.23 N/mm^2 and 18.82 N/mm^2, respectively. These values satisfy the criteria of structural LWC strength as per ASTM C 330, which requires minimum 28-day compressive strength greater than 17 N/mm^2. PKS concrete of 20% PKS content can therefore offer 2 hours fire resistance.

Keywords:
Compressive Strength, Concrete, Density, Elevated Temperature, Palm Kernel Shell, Workability.

[1] Efe E. Ikponmwosa, Associate Professor, Department of Civil & Environmental Engineering, Faculty of Engineering, University Of Lagos, Akoka, Lagos State, Nigeria; *e-mails*: eikponmwosa@unilag.edu.ng, efe_ewaen@yahoo.com.
[2] Olayinka A. Adetukasi, Lecturer, Civil Engineering Department, Yaba College of Technology, Lagos, Nigeria; *e-mail*: picon27@yahoo.com

1. INTRODUCTION

Palm Kernel Shell (PKS) is derived from the oil palm tree (elaeis guineensis), an economically valuable tree, and native to Western Africa and widespread throughout the tropics. PKS are used mostly as a source of fuel for domestic cooking in most areas where they occur. The shells are mostly dumped as waste products of the oil palm industry.

A number of studies over the last two decades showed that PKS can be employed as LWA in order to produce structural LWAC, with a reduction in density of 20-25% compared to normal weight concrete;, Shafigh et al. (2010), Ndoke(2011), Alengaram et al. (2013). These types of LWA will not only provide significant savings in the overall construction costs, but also address concomitant environmental problems by reducing solid waste. A cost analysis done by Olanipekun et al. (2006) revealed that a cost reduction of 42% is possible for concrete made from PKS.

Specific gravity of PKS varies but has never crossed the value of 2.0 as reported by various researchers, the range of specific gravity for PKS is around 1.17-1.62. The highest value of specific gravity of PKS is reported to be 1.62 by Ndoke (2011) who tried to use the PKS for soil stabilization. According to Alengaram et al. (2013), the specific gravity of the palm kernel shells does not place it in the category of common rock groups, whose gravities range from 2.62-3.00. However, it showed same porosity as granite, quartzite, far above limestone.

Loose and compacted bulk densities of PKS aggregate varies in the range of 500-600 kg/m^3 and 600-740kg/m^3, respectively, Jumaat et al. (2009), Shafigh et al. (2010), Olanipekun et al. (2006). Due to lower density of PKS, the density of concrete made of PKS usually falls in the range of 1600-1900 kg/m^3, Adebayo (2012). As PKS is an organic aggregate, it contains many pores and hence the water absorption is high. The average moisture content of samples of palm kernel shells tested was 23.3%, (Owolabi, 2012).

Mannan et al. (2007) found the slump of Palm Kernel Shell Concrete (PKSC) to be very low (0–4 mm), indicating very low workability. Alengaram et al. (2013) showed that by incorporating a small percentage of superplasticizer, a slump value of 105 mm (high workability) could be achieved. High range water reducing admixtures (Superplasticizer or SP) are capable of dispersing cement grains which are directed towards high slump value resulting in high workability.

Alengaram et al. (2010) reported a strength of 37 MPa which is 85% higher than the minimum strength of 20 MPa. They used silica fume and class F fly ash to enhance the early and later day strength and sulfonated naphthalene formaldehyde condensate as superplasticizer to disperse the cement grains effectively. Generally, based on the experimental results, the mechanical properties of PKSC increased with decreasing w/c ratio. Shafigh et al. (2010) investigated the probability of making high strength lightweight concrete (HSLWC) with crushed PKS and steel fiber. They achieved 28-day compressive strength in the range of 41–45 MPa with steel fibers; however, they achieved 28-day compressive strength of up to 48 MPa with crushed PKS and lime stone powder as a filler.

In conclusion, extensive research has been done on the physical and mechanical properties of Palm Kernel Shell (PKS) and Palm Kernel Shell Concrete (PKSC) but researchers have reported a wide variance in the values of properties of PKS and consequently PKSC, this is because PKS consists of different types. This research work therefore seeks to identify and test the properties of the different types of PKS locally available in Nigeria, and to also investigate the strength characteristics of Palm Kernel Shell concrete at elevated temperature.

2. MATERIALS AND METHOD

All concrete mixes used are made of Ordinary Portland Cement, natural coarse aggregate (crushed granite), Palm Kernel Shell (PKS), natural fine aggregate (river sand) and water. Ordinary Portland Cement (OPC) was determined to have a bulk specific gravity of 3.05 and free

of lumps and balls**.** Maximum size of coarse and fine aggregates was 19mm and 2mm respectively. The Palm Kernel shells were locally sourced from various regions in Nigeria. Nine different types of PKS were collected, ranging from local breeds and hybrids. The PKS was prepared first by sieving it, washing it with detergent and rinsed severally in order to remove dust, oil and mud particles that adhered to the surface of PKS. After washing, the particles were again dried and then stocked piled due to high water absorption of PKS. The physical properties of all the nine different PKS types collected were tested. The PKS-type (Dura from Ekiti) with almost the most suitable values in properties as aggregate in concrete was then selected for further tests (workability, density, compressive strength, splitting tensile strength and elevated temperature test). The percentage of natural aggregate by weight of the total coarse aggregates was varied in steps of 25% from 0% (corresponding to normal concrete) up to a maximum of 100%. The water-cement ratio adopted was 0.55**.**

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1. Types of Palm Kernel Shell

For the purpose of this research, nine different samples of palm kernel were gotten from various regions in Nigeria. Five of them were local breeds (naturally occurring) while four were hybrids (crossed between two local breeds and/or genetically altered). Since there are only two local breeds that bear fruit, it was decided that they be gotten from different regions to investigate any variations in their properties due to environment and climate. Two of the hybrids were macrocarya and pisifeni, while the other two are only known by their native names “atipa” and “okuso”. Table 1 below gives the results of the physical properties of the different types of PKS.

Generally, the nine types of PKS have similar shape, which is oval, but some are round with angular edges. They all have a smooth surface texture. Also, all the nine types of PKS have a dark brown colour with less visible strips but the mesocarya and hybrids-1(atipa) have whitish edges with very visible brown strips. The average maximum aggregate size for the local breeds was 12.2mm, while that for the hybrids was 4mm. The average shell thickness for the local breeds was 3.1mm while that for the hybrids was 1.6mm.

The specific gravity and the bulk density of the local PKS is higher than the hybrids by an average percentage of 12% and 19% respectively. The implication of this is that when concrete is batched by weight, more PKS will be contained in the batch when the hybrids are used than when the local breeds are used. This will lower the workability, density and most probably the strength of the concrete, because more PKS aggregate mean larger surface area in the fresh concrete matrix, thereby reducing the adequacy of the cement paste. The specific gravity of a material is a reflection of the porosity of the material, lower specific gravity is an indication of higher porosity. Aggregate porosity is an important factor that determines the durability of concrete.

The average moisture content, water absorption and porosity of the local breeds are 6.2, 21.6 and 24 while that of the hybrids are 6.7, 25.0 and 25.5 respectively. Typically, the higher the values of these properties of the aggregate, the less durable the concrete can be. The average Abrasion, Aggregate Impact Value, Aggregate Crushing Value of the local breeds are 3.6, 7.3, 6.9 while that of the hybrids are 5.2, 5.1 and 4.6 respectively. Typically higher strength coarse aggregate yield higher strength concrete, aggregate quality adds greater stiffness to the concrete. Aggregate work to arrest cracks when concrete is subjected to flexural loads, increasing aggregate strength increases the compressive and flexural strength of concrete.

Finally, it is important to note from the results above that all palm kernel shells are not the same, they vary in all their physical properties as have been clearly stated above and in Table 6. The shells from locally bred oil palms have proven in their physical properties to be better aggregates in concrete than the shells from the hybrids of oil palms. The shells from the hybrids

of oil palm can still be useful as a civil engineering structural material as they can be burned for use as a pozzolan. The shells from hybrids of oil palm will require less energy to be burned unlike the local breeds.

Table 1. Physical Properties of Different Types of PKS (Local and Hybrids)

Properties	Local						Hybrids				
	Dura (Ebonyi)	**Dura (Ekiti)**	**Dura (Ondo)**	**Dura (Benin)**	**Tenera (Ekiti)**	**Ave-rage**	**Macroca-rya form**	**Hybrid -1 (Atipa)**	**Hybrid -2 (Okuso)**	**Pisifeni form**	**Ave-rage**
Shape	Oval/ round	Oval	Oval/ round	Oval	Oval/ round		Round with angular edges	Oval/ round with angular edges	Oval/ round with angular edges	Oval	
Maximum aggregate size (mm)	14.0	12.5	12.5	12.0	10.0	12.2	8.0	6.0	4.0	3.0	4.0
Shell thickness (mm)	3.5	3.0	3.0	3.5	2.5	3.1	2.0	1.5	2.0	1.0	1.6
Specific gravity	1.38	1.27	1.29	1.25	1.22	1.28	1.19	1.17	1.09	1.11	1.14
Bulk density (kg/m^3)	740	694	712	659	628	687	607	584	555	562	577
Moisture Content (%)	6.2	6.1	6.0	6.4	6.2	6.2	6.4	6.8	6.6	7.0	6.7
Water Absorption (24hrs) (%)	22.0	19.0	21.0	22.0	24.0	21.6	24.0	26.0	24.0	26.0	25.0
Porosity (%)	22.0	22.0	20.0	20.0	24.0	21.6	24.0	24.0	28.0	26.0	25.5
Abrasion (%)	3.2	3.5	3.4	3.7	4.0	3.6	4.4	4.7	4.8	6.8	5.2
Aggregate Impact Value (%)	7.8	7.9	6.9	7.2	6.5	7.3	6.4	5.6	4.7	3.8	5.1
Aggregate Crushing Value (%)	7.4	7.2	6.9	6.8	6.4	6.9	5.2	5.2	5.4	2.4	4.6

3.2. Workability of Normal and Palm Kernel Shell Concretes

Figure 2 below gives the results of the workability of palm kernel shell concrete of different mix proportions. From the results, it can be seen that as the percentage of PKS aggregate increases in the concrete, the workability reduces, in all the mix proportions.

Generally, workability of palm kernel shell concrete is good enough, even at 100% PKS aggregate content, it depends on the water-cement ratio and the mix proportion. The reason for this may be the rough surface of the shell on one side, improving the adhesion and the size of palm kernel shell used in this study. Also, the pre-soaking of the PKS before use in the concrete opened the pores of the PKS, thereby reducing the water-absorption of the aggregate in concrete, consequently enhancing its workability in concrete.

3.3. Density of Palm Kernel Shell Concrete

Density of Palm kernel shell concrete of different mix proportions are presented in Figure 3, maximum density recorded was $2672 kg/m^3$ from the control concrete of mix proportion 1:1:2, the lowest density was $1287 kg/m^3$ from 100% PKS content with mix proportion of 1:2:4. For all the mix proportions, density reduces as the PKS aggregate content increases. This is due to the

generally light weight nature of PKS aggregates having a unit weight of less than 2000 kg/m^3, which is approximately 60% lighter compared to the conventional crushed stone aggregate.

The density of PKS concrete increases as the cement content in the mix increases, the 1:1:2 mix gave the highest density recorded while the lowest density (1912 kg/m^3 at 50% PKS) recorded was for 1:2:4 mix.

Majorly, all the mix proportions produced a normal weight concrete, except at 50% PKS of 1:2:4 which gave a density of 1912 kg/m^3 at 90 days. For all the mixes, density increases with age of concrete. The development of the density with age is similar with that of the normal concrete as the difference in density at 7 days and 90 days is less than an average of 8% for all the mixes. The development of density with age was not affected by mix proportion.

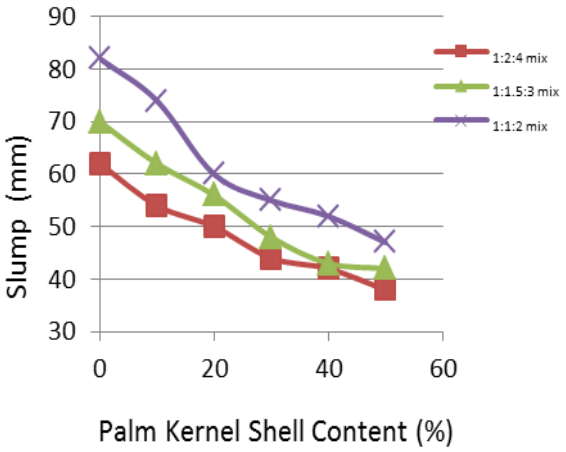


Figure 2. Slump test results of palm kernel shell concrete

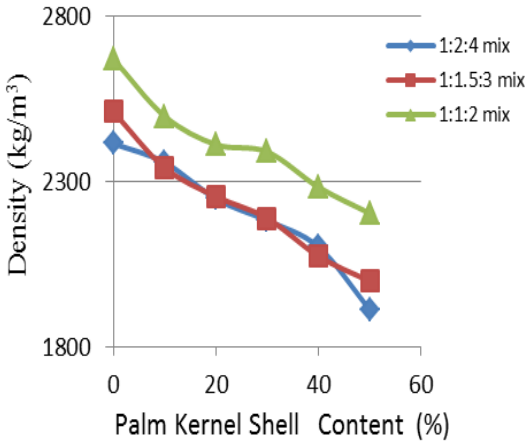


Figure 3. Density of Normal and PKS concrete for different mix proportions

3.4. Compressive Strength of Palm Kernel Shell Concrete

Table 3 shows the results of the compressive strength of normal concrete and PKSC of different mix proportions and ages. The maximum compressive strength recorded was 28.72N/mm^2, produced from a normal concrete with mix proportion 1:1:2. The maximum compressive strength recorded for PKSC was 26.46N/mm^2 at 10% replacement level with mix proportion of 1:1:2. At 50% PKSC, with mix proportion of 1:2:4 batched by volume, the lowest compressive strength of 12.32N/mm^2 was recorded. All values at 90days age of concrete.

The strength of the concrete decreases as the percentage of PKS increases for all the mix proportions. Taking 90 days as the reference curing age, all the mix proportions in the mix ratio of 1:1:2, met the minimum strength requirement of BS 12 for normal strength concrete which is 20N/mm^2, while 10% and 20% PKS content of the 1:1.5:3 mix ratio and only 10% PKS content of the 1:2:4 mix ratio had compressive strength values above 20 N/mm^2. These could be explained from the fact that PKS is an organic material which is lightweight with lower Aggregate Impact Value compared to granite. Furthermore, the reduction in strength of concrete strength as a result of increment in the added percentage of PKS aggregate could be attributed to the smoothness of one side of the PKS aggregate which would have affected the bond between the PKS aggregates and the cement paste, thereby reducing the concrete strength.

It was observed that most of the compressive strength development takes place in the early stages but continues to increase at a gradual rate at later ages of 28-90 days. The continual increase in strength with age of palm kernel shell concrete indicates that the palm kernel shell concrete does not deteriorate once palm kernel shell aggregates are encapsulated into the concrete matrix. The PKS was intact, no biological decay was observed even after crushing at 90 days.

Table 2. Compressive Strength of Palm Kernel Shell Concrete

Mix	Age	Compressive Strength (N/mm^2)					
% PKS		0%	10%	20%	30%	40%	50%
1:2:4	7	13.17	11.34	10.01	9.81	8.45	6.18
	14	16.02	14.86	12.57	12.81	9.76	9.12
	28	20.14	19.12	16.88	15.52	12.96	11.02
	90	22.75	21.10	19.34	16.66	14.42	13.32
1:1.5:3	7	17.78	14.76	12.95	12.01	10.63	9.45
	14	20.15	18.04	15.57	14.75	13.54	11.67
	28	23.58	22.55	20.48	17.84	16.11	15.64
	90	24.64	24.15	22.52	18.15	17.10	16.75
1:1:2	7	16.48	16.35	15.73	14.37	13.32	11.44
	14	24.49	22.88	22.57	18.36	17.47	14.73
	28	26.58	26.34	24.65	20.98	20.71	18.74
	90	28.72	28.46	27.13	22.19	21.12	20.38

In general, the strength development of concrete is controlled by the inter-particle bond, porosity of the paste, strength of the paste and also strength of the aggregates. However, for palm kernel shell concrete, the inter-particle bond has a less vital role in the strength development due to the relatively smooth surface of a side of palm kernel shell aggregate (Figure 4). Consequently, in palm kernel shell concrete, the strength, stiffness and density of the palm kernel shell aggregate, all of which are low, are the governing factors for its strength development.

During the compression test, it was observed that for the control concrete, the failure was explosive, in which full disintegration of the specimen occurred. For palm kernel shell concrete, failure was gradual and the specimens were capable of retaining the shape after failure without full disintegration. The gradual failure in palm kernel shell concrete is mainly attributed to its fibrous nature and the good energy absorbing quality of the palm kernel shell aggregate as indicated by the low AIV (6.92%) and ACV (5.2%) compared to those of granite (11.4%) and (6.4%) respectively. This shows that the palm kernel shell aggregate was absorbing the compressive load at the upper part and not distributing it to the lower part of the specimen. This type of behaviour is beneficial for structures that require good impact resistance properties.

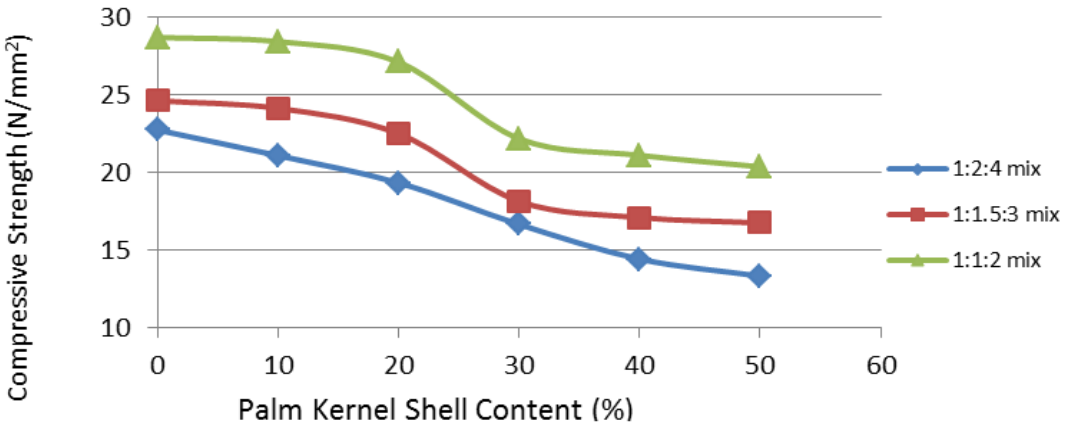


Figure 4. Compressive Strength of Palm Kernel Shell Concrete at 90days

3.5. Effect of Elevated Temperature on Palm Kernel Shell Concrete

Table 4. Results of Temperature tests on Palm Kernel Shell Concrete.

Tempe-rature	% PKS	Residual Density (kg/m^3)	Residual Strength (N/mm^2)	Loss in Density (%)	Loss in Strength (%)
100^0C	0	2635	26.52	1.40	7.70
	10	2482	24.08	0.60	8.99
	20	2392	21.23	0.83	12.02
	30	2364	18.86	1.09	15.01
	40	2248	17.74	1.53	16.00
	50	2168	16.71	1.63	18.01
200^0C	0	2601	25.12	2.66	12.53
	10	2419	22.49	3.16	15.00
	20	2303	18.82	4.52	22.01
	30	2256	16.86	5.61	24.02
	40	2108	15.42	7.67	26.99
	50	2086	14.06	5.35	31.01
300^0C	0	2577	23.14	3.56	19.43
	10	2388	20.11	4.40	24.00
	20	2250	17.13	6.72	29.01
	30	2186	14.42	8.54	35.02
	40	2030	13.31	11.08	36.98
	50	1892	11.82	14.16	42.05
400^0C	0	2544	21.17	4.79	26.29
	10	2340	18.26	6.33	31.00
	20	2188	14.72	9.29	39.00
	30	2126	12.43	11.05	43.98
	40	1995	11.40	12.61	46.02
	50	1860	10.39	15.61	49.01

The results of the temperature tests on palm kernel shell concrete cubes are reported as an average of three specimens and they are presented in Table 5. The formation of surface cracks and the colour changes due to the variation of temperature on palm kernel shell concrete are shown in Fig 8a,b,c,d,e,f,g. When concrete gets heated up to higher and higher temperatures, due to physiological and chemical changes, the colour keeps changing. The changes in colour and cracks formation were observed on the specimens.

3.5.1. Colour changes on Palm Kernel Shell Concrete

In case of normal concrete, there was no change of colour up to 300^0C, and the residual strengths are 26.52N/mm^2, 25.12 N/mm^2,23.14 N/mm^2, 21.17 N/mm^2 at 100^0C, 200^0C, 300^0C, and 400^0C respectively. At 400^0C, the normal concrete appeared in very light brown colour. There was no colour change in all the mix ratios of the PKS concrete at 100^0C. At 200°C, for PKS content of 10%, 20% and 30%, there was no colour change, but for 40% and 50% PKS content, the colour changed to light ash. At 300^0C, all the palm kernel concretes changed to whitish grey except the 10% PKS content which was light ash. At 400^0C, the 40% and 50% PKS concrete turned very brown while the 10%, 20% and 30% PKS content were light brown.

3.5.2. Residual strength on Palm Kernel Shell Concrete

Figure 5 and 6 gives the results of the residual compressive strength and density of PKS concrete at different temperatures. At 100^0C, the 50% PKS concrete retained 82.6% of the concrete compressive strength and at 400^0C, it retained 51.6% of the strength. When PKS concrete of 20% PKS is subjected to 100^0C and 200^0C temperatures, its residual strengths are 21.23 N/mm^2 and 18.82 N/mm^2, respectively. These values satisfy the criteria of structural LWC strength as per ASTM C 330, which requires minimum 28-day compressive strength greater than 17 N/mm^2. PKS concrete of 20% PKS content can therefore offer 2 hours fire resistance.

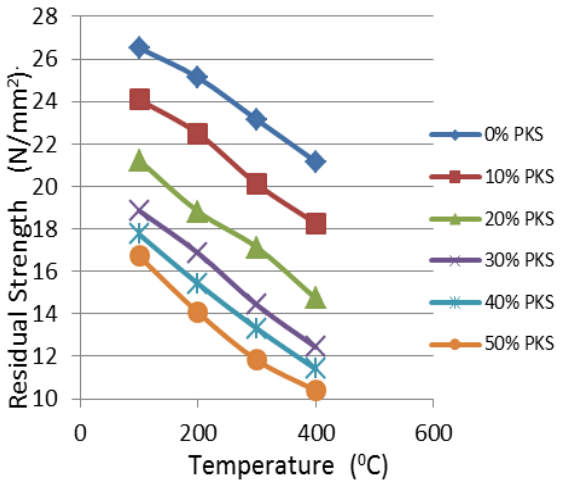


Figure 5. Residual Strengths of Palm Kernel Shell Concrete at Elevated Temperatures

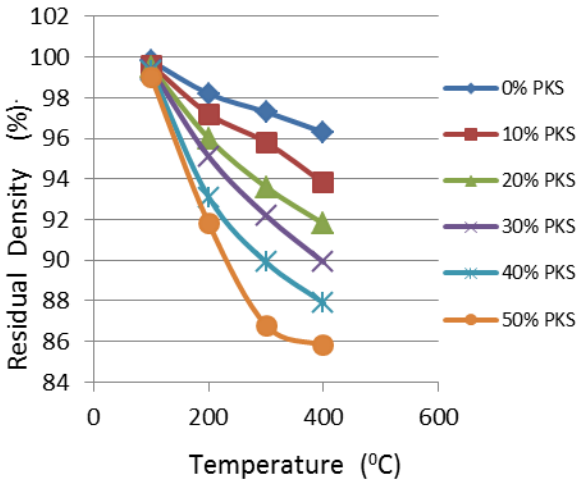


Figure 6. Density of Normal and PKS concrete Shell Concrete at Elevated Temperatures

a) b) c)

Figure 7. Normal concrete at (a) 100^0C (b) 200^0C (c) 300^0C

Figure 8d. Normal concrete (lower row) and 10% PKS (upper row) at 400^0C

Figure 8e. 20% (lower row) and 30% (upper row) PKS at 400^0C

Figure 8f. 40% PKS at 400^0C

Figure 8g. 50% PKS at 300^0C

4. CONCLUSIONS AND RECOMMENDATION

From the results of the various tests conducted, the following conclusions can be drawn:

1. it is important to note from the results above that all palm kernel shells are not the same, they vary in all their physical properties. The shells from natural breeds have proven in their physical properties to be better aggregates in concrete than the shells from the hybrids of oil palms.
2. generally, workability of palm kernel shell concrete is good enough, even at 100% PKS aggregate content, it depends on the water-cement ratio and the mix proportion.
3. the density of PKS concrete increases as the cement content in the mix increases. All the mix proportions produced a normal weight concrete, except at 50% PKS of 1:2:4 which gave a density of 1912 kg/m^3 at 90days.
4. the strength of concrete decreases as the percentage of PKS increases for all the mix proportions. The mix ratio of 1:1:2 and up to 50% PKS content, met the minimum strength requirement of BS 12 for normal strength concrete which is 20 N/mm^2, while 10% and 20% PKS content of the 1:1.5:3 mix ratio and only 10% PKS content of the 1:2:4 mix ratio had compressive strength values above 20 N/mm^2.

5. when PKS concrete of 20% PKS is subjected to 100^0C and 200^0C temperatures, its residual strengths are 21.23 N/mm^2 and 18.82 N/mm^2, respectively. These values satisfy the criteria of structural LWC strength as per ASTM C 330, which requires minimum 28-day compressive strength greater than 17 N/mm^2.

It is worthy of note that if PKS should be used as aggregate in concrete, especially in load bearing structural elements, they should be carefully selected to be sure they are only from oil palms that are not hybrids or crossbreeds.

REFERENCES

[1] Alengaram U.J,, Mahmud H, Jumaat MZ. Development of lightweight concrete using industrial waste material, palm kernel shell as lightweight aggregate and its properties. In: 2nd International conference on chemical, biological and environmental engineering (ICBEE 2010); 2010. p. 277–81.

[2] Alengaram, U.J., Shafigh, P., Mahmud, H.B., Jumaat, M.Z., 2013. Engineering properties of oil palm shell lightweight concrete containing fly ash. Mater. Des. 49, 613-621.

[3] Jumaat MZ, Alengaram UJ, and Mahmud H, 2009, “Shear strength of oil palm shell foamed concrete beams”, Material and Design, 30, pp. 2227-2236.

[4] Mannan, M.A., Kurian, V.J., Ganapathy, C., Teo, D.C.L., 2007. Lightweight Concrete made from oil palm shell (OPS): structural bond and durability properties. Build. Environ. 42 (7), 2614-2621.

[5] Ndoke P.N (2011) Performance of Palm Kernel Shell as a Partial Replacement for Coarse Aggregate in Asphalt Concrete. A journal of the Department of Civil Engineering, Federal University of Technology, Minna.

[6] Olanipekun E. A., Olusola K. O., and Ata O., “A comparative study of concrete properties using coconut shell and palm kernel shell as coarse aggregates,” Building and Environment, vol. 41, no. 3, pp. 297–301, 2006.

[7] Owolabi Adebayo, “Assessment of Palm Kernel Shells as Aggregate in Concrete and Laterite Blocks.” Journal of Engineering Studies and Research Volume 18 (2012) No. 2 88.

[8] Shafigh P, Jumaat M. Z., and Mahmud H., “Mix design and mechanical properties of oil palm shell lightweight aggregate concrete: a review,” International Journal of Physical Sciences, vol. 5, no. 14, pp. 2127–2134, 2010.

ВЛИЯНИЕ НА ИЗТОЧНИКА НА ВОДА ВЪРХУ НЯКОИ ТЕХНИЧЕСКИ СВОЙСТВА НА БЕТОН (НА ПРИМЕРА НА ГР. ЛАГОС)

Ефе Е. Икпонмвоса[1], Скерифо Г. Мансарай[2], Олусегун Они[3]

EFFECT OF WATER SOURCE ON SOME ENGINEERING PROPERTIES OF CONCRETE (CASE STUDY OF LAGOS METROPOLIS)

Efe E. Ikponmwosa[1], Scerfiffo G. Mansaray[2], Olusegun Oni[3]

Abstract:
Metropolitan Lagos city in Nigeria, being one of the most populous cities in Africa is experiencing scarcity of portable water to meet domestic needs. At the same time there is an increase in construction industry activities with the use of concrete. This has left producers and users with the option of seeking different sources of water for concrete production without envisaging the effects such water could have on the properties of concrete produced.
This investigation critically appraises sources of water for use in concrete production as one of the likely causes of building collapse in metropolitan Lagos city. The performance of six sources of water obtained from Lagos municipality on some engineering properties i.e., setting times of cement paste, compressive strength and split tensile strength of concrete were evaluated in the laboratory and results compared with outcomes of controlled specimens that were produced with tap portable water as mixing and curing medium. C25 grade concrete was adopted for this investigation with a mix proportion of 1:2:4 (Cement:Sand:Granit) and w/c ratio of 0.55. For each concrete mix with water from different sources, compressive strength tests were conducted using 150x150x150 mm cube specimens, while tensile strength was investigated using 150x300 mm cylinder specimens.
The study revealed that physiochemical properties of water vary, depending on place, time, environment, season, exposure and storage conditions. It was observed that the physical and chemical compositions of water, depending on the source, react differently with different constituents of concrete. This investigation concludes that it is very important to check the quality of water from any source before it is used for concrete production as this will affect the quality of concrete to be produced.

Keywords*:*
Concrete, Setting Time, Compressive Strength, Split Tensile Strength.

[1] Efe E. Ikponmwosa, Associate Professor, Department of Civil & Environmental Engineering, Faculty of Engineering, University Of Lagos, Akoka, Lagos State, Nigeria; *e-mail*: eikponmwosa@unilag.edu.ng.
[2] Scerfiffo G. Mansaray, Lecturer, Building & Civil Engineerong Department, Faculty of Engineering & Technology, Eastern Polytechnic, Combema Road, Kenema, Sierra Leone; *e-mail*: sgreatmansaray@gmail.com.
[3] Olusegun Oni, Department of Civil & Environmental Engineering, Faculty of Engineering, University Of Lagos, Akoka, Lagos State, Nigeria; *e-mail*: oniolusegun78@gmail.com.

1. INTRODUCTION

Nigeria has witnessed collapse of buildings in various dimensions, either those under construction or those already in existence. Ede [1] noted that high death rate during building collapses has been observed in the Nigeria. The research found that Lagos has the highest causality followed by Abuja. According to Oyenuga [2], one of the major causes of building collapse is poor material quality. A major aspect of poor material quality is the incorrect selection of materials for concrete mix; one of which is the usage of poor quality water both in construction works (production of sandcrete blocks and concrete) as well as for curing purposes of concrete. Most concrete structures have either failed prematurely or deteriorated with time due to the presence of deleterious substance present in the water used for their construction.

Water is an important constituent of concrete. It chemically reacts with cement to produce concrete which must have the desired properties. Part of mixing water is utilized in the hydration of cement and the remaining part is required for imparting workability to concrete. Mixing water is the quantity of water that comes in contact with cement, impacts slump of concrete and is used to determine water to cementitious materials ratio of the concrete mixture. Therefore, the quantity and quality of water required for normal concrete mix should be considered carefully.

According to Reddy and Venkata [3], the use of potable water as the mixing and curing medium in concrete production has been encouraged ever since concrete as a building material has been in use. They further stated that from reviewed literatures not much research work has been carried out on the quality of mixing water in concrete and there are no detailed guidelines in [4 - 6] for the use of water in concrete. Dubey [7] studied the effect of different types of water on compressive strength of concrete and concluded that concrete made with different qualities of water samples such as ground water, packed drinking water, waste water, well water, tap water, etc. have 7- and 28 – day compressive strengths equal to or at least 90 percent of the strength of reference specimens made with clean water for M20 grade of concrete. (Except Waste water specimen for 7- day). A popular criterion to the suitability of water for mixing concrete is that, if water is fit for drinking it is fit for making concrete. This does not appear to be a true statement for all conditions. Some water containing a small amount of sugar would be suitable for drinking but not for mixing concrete and conversely water suitable for making concrete may not necessarily be fit for drinking [8].

As at now, there are no special tests developed to determine the suitability of mixing water except comparative tests. Usually, comparative tests require that, if the quality of water is not known, the strength of the concrete made with water in question should be compared with the strength of concrete made with water of known suitability. Both concretes should be made with cement proposed to be used in the construction works. The American Standard ASTM C 94 requires that age of 28 days mortar strengths made with test water to be a minimum of 90% of the strength of cubes made with portable or distilled water. And this approach was employed in this work.

According to [9, 10], two measures should be taken into consideration in evaluating the appropriateness of water used for mixing concrete. One of them is whether the impurities in the water from doubtful sources will affect the properties and quality of concrete and the other is the amount of impurity which can be tolerated. These two measures have been considered to some degree in this study.

This study analysed the physiochemical properties of water from seven sources within Lagos municipality both when used for concrete mix and when stored and exposed to sunlight. Then, tests were conducted on cement paste and concrete to investigated the effects of water source on setting times of cement paste, compressive strength and split tensile strength of concrete with respect to the study area. The physio-mechanical properties of the parent materials used in making the concrete where analysed as well.

2. METHODOLGY

2.1. Materials

In carrying out this study, the following materials were used: cement, fine aggregates, coarse aggregates, and water. The cement used was Dangote 3X, grade 42.5MPa ordinary portland cement that conformed to BS standard [11]. The fine aggregate was river sand gotten from Abeokuta in Ogun State, Nigeria; a washed sand deposit, free from organic matter. The coarse aggregate was granite, a crushed rock and of high quality obtained from a local quarry. Both aggregates met the grading requirement [12]. The size of the coarse aggregate varied from 2.36 mm to 20 mm.

The water samples used for the research work were obtained from the following sources and labelled as follows: Unilag tap water (Controlled), sample A. Bore hole water from Surulere, sample B. Unilag lagoon water, sample C. Well water from Ajegunle, sample D. Bore hole water from Iwaya, sample E. Well water from Agege, sample F. Bore hole water from Abraham Adesanya, sample G.

C20/25 grade of concrete was adopted with a mix proportion of 1:2:4 at w/c ratio of 0.55. For each mix of water, 15 cubes (150 mm x 150 mm x 150mm) and 10 cylinders (300mm x 150 mm diameter) were cast. All cubes and cylinders were tested in the laboratory at five curing ages, - 7, 14, 28, 45 and 96 days.

2.2. Method

The following laboratory procedures were carried out and the results presented in this report.

2.2.1 Physical and Chemical Analysis of Materials

Laboratory tests carried out on the aggregates include particle size distribution, specific gravity, dry and bulk densities, and moisture contents. Specific gravity test was carried out on the cement as well. The physiochemical properties of the different water samples were determined at the Centre Research Laboratory and the Civil & Environmental Engineering (environmental) Laboratory at the University of Lagos, Nigeria.

2.2.2. Setting Times Tests

The setting times (initial and final) were carried out in accordance to [11], using the Vicat probe and the Vicat needle apparatus.

2.2.3 Compressive Strength Test

Compressive strength gained was determined for all samples by using a compression testing machine in accordance with [13]. The test specimens were 150x150x150mm concrete cubes. Three specimens for each mix were loaded to failure at 7, 14, 28, 45 and 96 curing days. The maximum load sustained by the specimens were recorded and the average compressive strength of the samples calculated.

2.2.4 Tensile Strength Test

The splitting tensile strength test was conducted on 150 x 150 x 300mm concrete cylinder specimens in accordance with the provision of [14]. Assuming concrete specimen behaves as an elastic body, a uniform lateral tensile stress of f_t, acting along the vertical plane causes the failure of the specimen and this can be calculated from the formula,

$$f_t = \frac{2P}{\pi DL},$$

where: P – compressive load at failure, L – length of cylinder, D – diameter of cylinder

3. RESULTS AND DISCUSSIONS

3.1 Physical Properties and sieve analysis

The physical properties of materials used in this investigation are presented in Table 1. The results in Table 1 show that the average specific gravities of sand and granite are 2.67 and 2.70 respectively. According to Neville [15], these results fall within the lower limits for natural aggregate which have specific gravities between 2.6 and 2.7 and both the fine and coarse aggregate conform to [16]. The average bulk densities for both sand and granite were found to be 1497.6 kg/m³ and 1558.6kg/m³ respectively. These values classified both the fine aggregate (sand) and the coarse aggregate (granite) as normal weight aggregates based on [17]. The cement used in this research has a specific gravity of 3.14 which is in conformity to [11].

Table 1. Physical properties of aggregates and cement

Property	Granite	Sand	Cement
Specific Gravity	2.70	2.67	3.14
Bulk Density, kg/m^3	1558.6	1497.6	-
Dry Density, kg/m^3	1553.6	1429.1	-
Fine Modulus	5.14	4.69	-
% Fineness passing through 90 μm	-	-	99.5
Moisture content	0.32%	4.79%	-
Silt content	0.5%	0.01%	-
Aggregate Impact Value Test	10.38%	-	-
Aggregate Crushing Value Test	17.07%	-	-
Coefficient of Uniformity (C_u)	1.26	2.67	-
Coefficient of Curvature (C_c)	1.07	1.00	-

3.2. Physiochemical Properties of Water Used in Concrete Mix and Curing and exposed to sunlight

Results in Table 2 were compared to the permissible limits in [18] for the use of non-portable water for concrete production. It can be seen that all the sources of water were within the prescribed limits. However, in comparison to the WHO [19] and Nigerian [20] standards of drinkable water, well water from Ajegunle and bore hole water from Iwaya are the worst types of non-portable water, while well water from Agege and bore hole water from Surulere seem to be the best form of non-portable water. Surprisingly enough tap water from Unilag failed to meet some limits in [19 & 20]. Table 3 shows the physiochemical properties of water exposed to sunlight with the exception of the heavy metal ions. The results tabulated in table 3 clearly indicate increase in the values of the conductivity, TDS, calcium hardness, total hardness and pH with increase in temperature, while a decrease is recorded in salinity, chlorides, acidity, alkalinity, colour and sulphate when stored and exposed to sunlight for a period of 45 days. The study revealed that storage duration and exposure affect the physiochemical properties of water.

It can be deduced that water is susceptible to being changed due to physical, chemical or biological reactions which may take place at the time of storing and exposing. Hence it is necessary to test water before using it for concrete production.

Table 2. Physiochemical properties of water samples used in concrete mix

Parameter	Water Samples						
	A	B	C	D	E	F	G
pH	6.4	6.2	6.3	6.0	6.1	6.2	5.0
Temperature, °C	27.4	27.5	27.5	26.6	27.0	27.3	27.4
Salinity, ppm	72	130	160	680	2830	170	420
Conductivity, $uscm^{-1}$	170	300	340	1394	4660	380	520
TDS, mg/l	125	219	245	975	3530	273	378
Chloride, mg/l	64	104	140	288	2648	128	320
Calcium Hardness, mg/l	48	40	64	228	152	76	80
Total Hardness, mg/l	60	80	108	376	580	88	108
Acidity, mg/l	12	20	16	24	16	20	28
Alkalinity, mg/l	20	36	96	140	36	20	36
Sulphate, mg/l	60	60	90	100	180	55	70
Colour, pcu	179	110	792	197	57	62	61
Calcium, mg/l	7.5	8.36	8.86	25.45	6.94	7.54	5.79
Manganese, mg/l	0.32	0.44	0.33	0.04	0.45	0.10	0.18
Copper, mg/l	0.54	0.54	0.54	0.46	0.44	0.46	0.47
Zinc, mg/l	3.76	3.51	5.62	1.44	0.25	0.44	0.17
Lead, mg/l	0.12	0.05	ND	0.08	0.03	0.02	0.01
Iron, mg/l	14.98	12.52	108.3	4.62	2.83	3.88	3.38
Cadmium, mg/l	0.04	0.06	0.21	0.05	0.05	0.07	0.17

Table 3. Physicochemical properties of water samples (bottled) exposed to sunlight after 45 days with the exception of the heavy metal ions.

Parameter	Water Samples						
	A	B	C	D	E	F	G
pH	7.1	6.9	6.8	6.8	6.6	6.9	6.0
Temperature, °C	28.7	28.8	28.8	28.7	28.7	28.7	28.8
Salinity, ppm	40	110	160	670	2530	168	270
Conductivity, $uscm^{-1}$	173	304	324	1422	4795	392	555
TDS, mg/l	128	213	250	995	3630	281	392
Chloride, mg/l	60	98	132	284	2528	120	192
Calcium Hardness, mg/l	52	53	70	332	152	120	92
Total Hardness, mg/l	68	100	120	412	808	116	148
Acidity, mg/l	8	16	12	13	14	12	20
Alkalinity, mg/l	56	48	84	88	48	16	28
Sulphate, mg/l	45	40	60	65	150	35	50
Colour, pcu	42	65	279	135	51	55	47

3.3 Effect of water source on setting times of cement

From Fig. 1 it is observed that the initial and final setting times of cement paste were found to be within the prescribed limits of [21] in spite of the type of water source. However, it was observed that the setting time of the ordinary portland cement varies with the type of water in the mix. It is observed that Unilag tap water (portable water) has the least initial and final setting times of 131 and 171 minutes respectively while bore hole water from Abraham Adesanya (non-portable water) recorded the highest initial and final setting times of 158 and 191 minutes respectively**.**

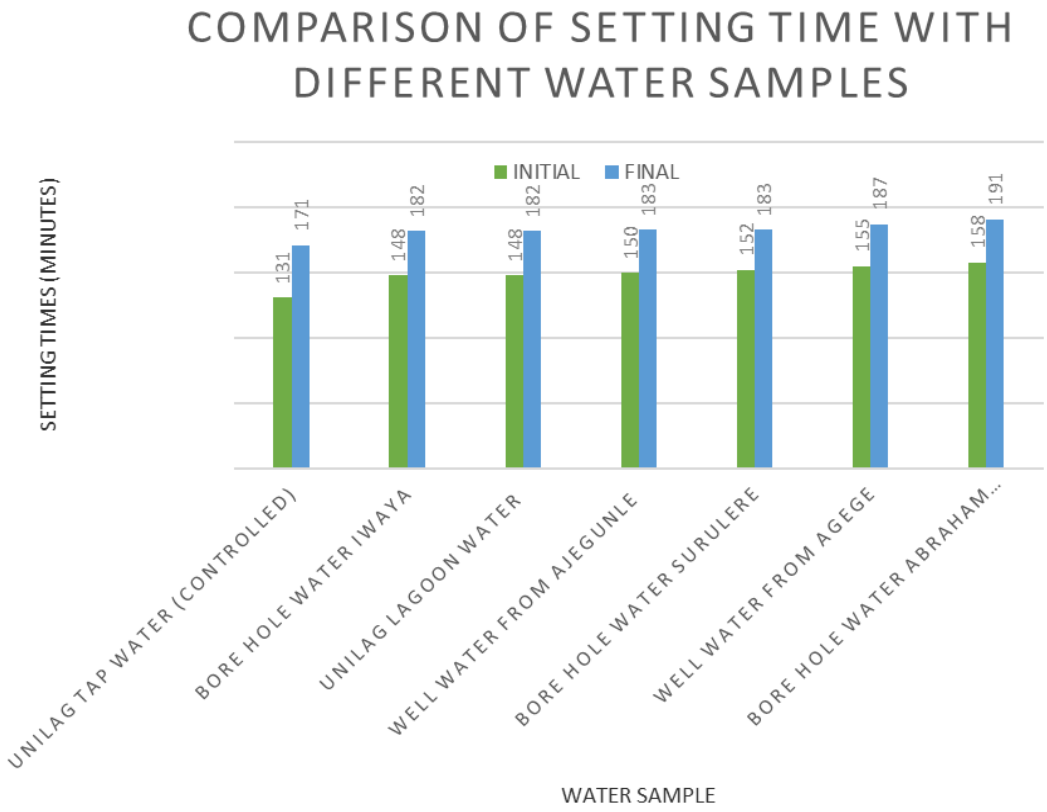


Figure 1. Setting time with different water samples

3.4 Effect of water source on compressive strength of concrete

From Fig. 2, it is observed that the compressive strength increased with increase in curing age when mixed with all test waters. On the basis of compressive strength analysis, water from Unilag tap (controlled) recorded 31.11 N/mm^2 which is the highest while bore hole water from Abraham Adesanya recorded 17.04 N/mm^2 which is the lowest after 96 days of curing. The results showed that concrete made with non-portable water from bore hole water from Iwaya, Unilag lagoon, well water from Ajegunle, bore hole water from Surulere, well water from Agege and bore hole water from Abraham Adesanya recorded 7- and 28 – day compressive strengths equal to 99.6% & 99%, 92% & 91%; 90% & 88%, 88% & 85%, 79% & 73% and 51% & 50% of the strength of controlled specimens made with Unilag tap water respectively. This implies that only water from Iwaya bore hole and Unilag lagoon met the prescribed limit for 7- and 28- day compressive strength (90% of controlled specimen). This implies that the use of non-potable water yields lower compressive strength in comparison to concrete made with potable water.

The Target strength of 25 N/mm^2 at 28 days was only met by Unilag tap water and bore hole water from Iwaya, on the other hand the other non-portable waters have a ranged from 53% - 96% of the target strength at 28 days. However, when the curing duration was extended to 96 days, the concrete cubes produced strength that surpassed the target strength (except for well water from Agege and bore hole water from Abraham Adesanya).

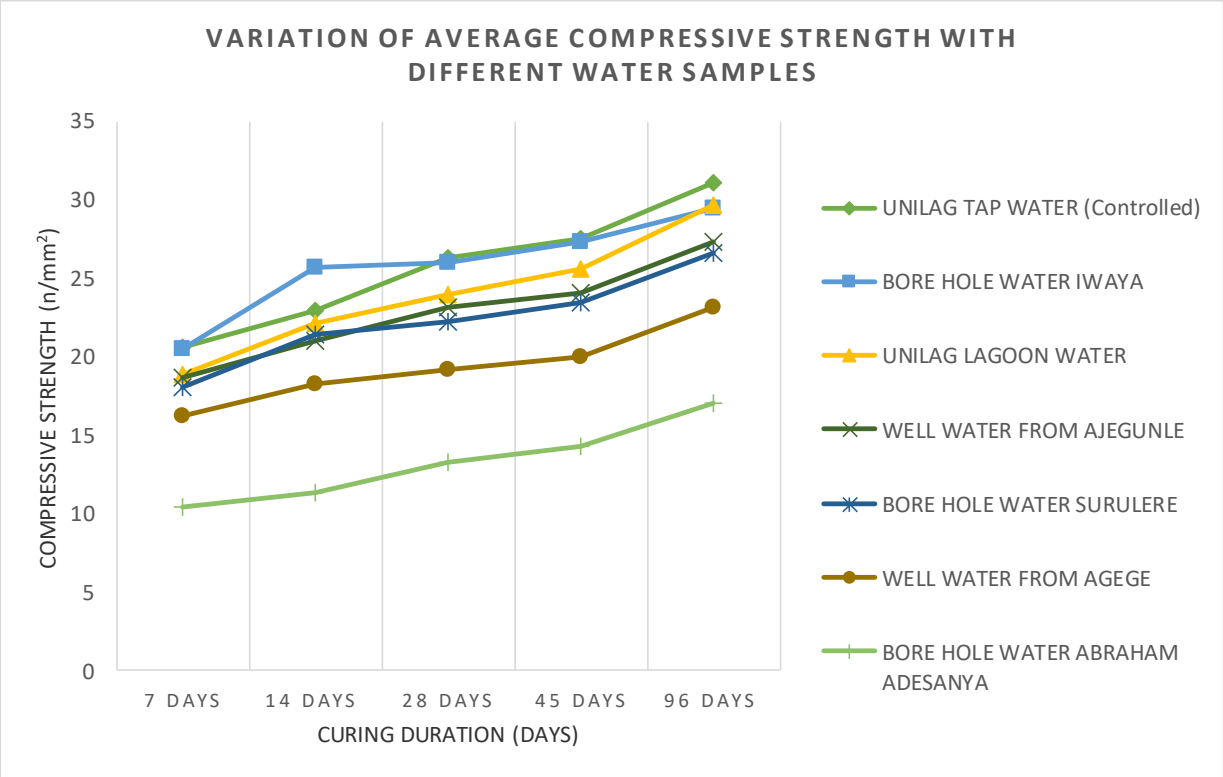


Figure 2. Variation of Average Compressive strength with different water samples at different curing ages

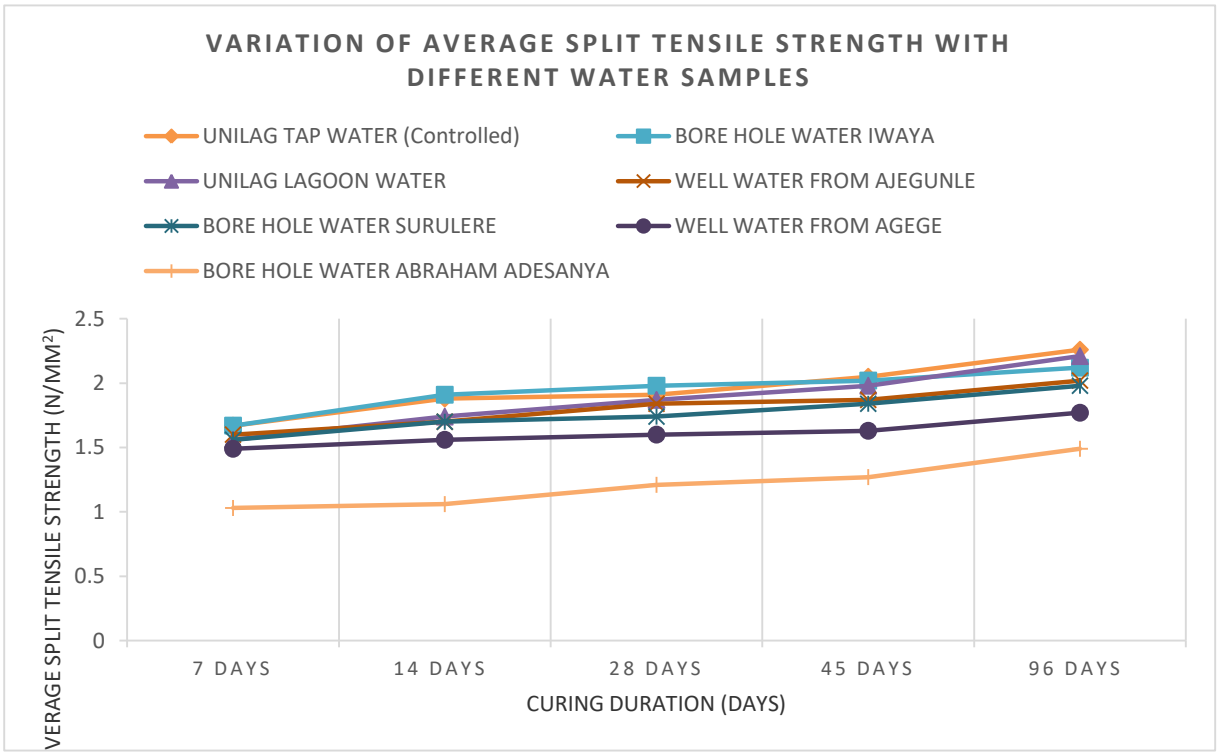


Figure 3. Variation of Average Split tensile strength with different water samples at different curing ages

3.5 Effect of water source on split tensile strength of concrete

From figure 3, the test results showed that the split tensile strength increased with increase in curing period when mixed with all test waters. On the basis of split tensile strength analysis water from Unilag tap (controlled) recorded 2.26 N/mm^2 which is the highest while bore hole water from Abraham Adesanya recorded 1.49 N/mm^2 which is the lowest after 96 days of curing. The result showed that the use of non-potable water yields lower split tensile strength in comparison to concrete made with potable water.

4. CONCLUSIONS

The results of this investigation showed a continuous increase in strength for the compressive and split tensile strengths when cured at the different curing days of 7, 14, 28, 45 and 96 days for the cubes and cylinders in spite of the source of water used. It can therefore be concluded that:

I. the use of non-potable water yields lower compressive strength and split tensile strength in comparison to concrete made with potable water.
II. the setting time of ordinary portland cement varies with the type of water used which is consistent with the findings of [22], who specified that from studies, the setting time of ordinary portland cement is mostly affected by the type of water.
III. physiochemical properties of water vary depending on place, time, environment, exposure and storage duration. These physical and chemical composition of water react differently with different constituent of concrete. These reactions mostly affect the setting time of cement paste, compressive strength and split tensile strength of concrete, some favourably while others unfavourably.
IV. the higher the setting time, the lower the strength of concrete produced which is in accordance with the result of Mbadike et al. [23], who using fresh and salt water samples discovered that at a steady increase in setting time, the lower the strength of concrete produced.
V. the times of setting of portland cement mixtures containing non-portable water were found within the prescribed limits of [21] Part 3 in spite of the type of water source. However, only water from Unilag lagoon met the prescribed limit for 7- and 28- day compressive strength (90% of controlled specimen). The tests showed that setting time is not a satisfactory test for suitability of a water for mixing concrete.

Hence it is recommended that on-site testing of concrete and its constituents, especially water should be well planned for and carried out consistently during construction operations.

REFERENCES

[1] Ede, A.N. (2010). “Building Collapse in Nigeria: The Trend of Causalities in the Last Decade (2000-2010)”. International Journal of Civil & Environmental Engineering, Vol. 10 (6).
[2] Oyenuga, V.O. (2010). “Nigeria @ 50: Indigenous Structural Engineer and National Building” Paper delivered at the forum on Nigeria @ 50, Abuja.
[3] Babu G .Reddy and Ramana N Venkata (2018). “Feasibility of wastewater as mixing water in cement” Materials Today: Proceedings 5 1607–1614.
[4] IS 456- 2000. Plain and reinforced concrete-code of practice, New Delhi: Bureau of Indian Standards.
[5] BS 3148-1980.Method for test for water for making concrete. London: British standard institute.
[6] ASTM C94 – 1992. Standard specification for ready-mixed concrete, American society for testing and materials, Philadelphia.

[7] More and Dubey (2014). Effect of different Types of Water on Compressive Strength of Concrete” International Journal on Emerging Technologies 5(2): 40-50
[8] Shetty M.S. (2005). “Concrete Technology: Theory and Practice”, First Multicolour Illustrated edition, S. Chand & Company Ltd., New Delhi.
[9] Borger, J., Carrasquillo, R.L. and Fowler, D.W. (1994) “Use o f Recycled Wash Water and Returned Plastic
[10] Sandrolini, F. and Franzoni, E. (2001) “Waste wash water recycling in ready-mixed concrete plants” Cement and Concrete Research, Vol. 31, pp.485-489.
[11] BS 12 “Specification for Portland Cement”. British Standard Institution, London,1996.
[12] British Standard Institution (1973). BS 882; Part 2, Aggregate from Natural Sources for Concrete (including granolithic). British Standard Institution, 389 Cheswick High Road, London.
[13] BS EN 12390-3 Testing Hardened Concrete. Compressive Strength of Test Specimens. British Standard, 2009.
[14] BS EN 12390-6 Testing Hardened Concrete. Tensile Splitting Strength of Test Specimens. British Standard Institution, London, 2009.
[15] Neville, A. M. (2000), “Properties of Concrete, 4th ed., England: Longman”.
[16] British Standard Institution (1995). BS 812: Part 2, A Method for Determination of Particle size distribution.
[17] British Standard Institution (1964) BS 648. Schedule of Weights of building materials
[18] BS-EN 1008:2000. “Mixing water for concrete – specification for sampling, testing and assessing the suitability of water, including water recovered from processes in the concrete industry, as mixing water for concrete”.
[19] World Health Organisation, (2008). Guidelines for Drinking- Water Quality: Incorporating 1st and 2nd Addenda, 3rd Edition, Vol. 1, Recommendations.
[20] Nigerian Industrial Standard NIS 554: 2007, Nigerian Standard for Drinking Water Quality.
[21] British Standard Institution (1978). BS 4550, and Part 3, Methods of testing cement. Physical tests. Tests for setting times.
[22] Kucche K.J. et al. (2015) “Quality of Water for Making Concrete: A Review of Literature”. International Journal of Scientific and Research Publications, Vol. 5, No., pp 1-10.
[23] Mbadike, E.M and Elinwa, A.U. (2011) ‘Effect of Salt Water in the Production of Concrete’. Nigerian Journal of Technology, Volume 30, No 2.

СРЯЗВАНЕ ЧРЕЗ ТРИЕНЕ НА БЕТОН, СЪДЪРЖАЩ ШЛАКОВИ ДОБАВЪЧНИ МАТЕРИАЛИ КАТО ЕДЪР ДОБАВЪЧЕН МАТЕРИАЛ В УСИЛЕНИ БЕТОНИ

Ефе Е. Икпонмвоса[1], Олаинка А. Адетукаси[2], Кехинде О. Онасаня[3]

SHEAR FRICTION OF CONCRETE CONTAINING STEEL SLAG AGGREGATE AS COARSE AGGREGATE IN REINFORCED CONCRETE

Efe E. Ikponmwosa[1], Olayinka A. Adetukasi[2], Kehinde O. Onasanya[3]

Abstract:
Shear friction is the parameter which estimates the maximum shear force transmitted across a cracked plane in a concrete member. This research examines the influence of Steel Slag Aggregate (SSA) on the shear friction capacity of concrete. Steel slag was used to replace natural coarse aggregate at various percentage replacements of 0%, 25%, 50%, 75% and 100%, while two water-cement ratios of 0.55 and 0.65 were considered. Nine reinforced corbel specimens of sizes 125x250x550 mm were cast and tested for shear friction at ages 7, 14 and 28 days. Results show that slag concretes have good workability up to 50% replacement level but are generally less workable compared to normal concrete and its workability decreased as the percentage slag content increased in the concrete. Density of SSA concrete decreased as percentage replacement increased and at higher water-cement ratio. The density of 2492 kg/m^3 was recorded for slag concrete at 25% slag content and water-cement ratio of 0.55. The compressive strength and shear-friction capacity of slag concrete was found to decrease as the percentage slag content increased. The highest compressive strength recorded for slag concrete was 31.89 N/mm^2 (w/c = 0,65) at 25% slag content while the lowest was 20.44 N/mm^2 (w/c = 0,55) at 100% slag content. This shows that slag concrete can attain adequate strength for structural use.

Keywords:
Compressive Strength, Density, Shear-friction, Steel Slag Aggregates, Workability.

1. INTRODUCTION

Steel slag is a byproduct obtained either from conversion of iron to steel in a Basic Oxygen Furnace (BOF), or by the melting of scrap to make steel in the Electric Arc Furnace (EAF). The

[1] Efe E. Ikponmwosa, Associate Professor, Department of Civil & Environmental Engineering, Faculty of Engineering, University Of Lagos, Akoka, Lagos State, Nigeria; *e-mails*: eikponmwosa@unilag.edu.ng, efe_ewaen@yahoo.com.
[2] Olayinka A. Adetukasi, Lecturer, Civil Engineering Department, Yaba College of Technology, Lagos, Nigeria; *e-mail*: picon27@yahoo.com
[3] Kehinde O. Onasanya, Department of Civil & Environmental Engineering, Faculty of Engineering, University Of Lagos, Akoka, Lagos State, Nigeria; *e-mail*: bestbrilakeny@yahoo.com

molten liquid is a complex solution of silicates and oxides that solidifies on cooling and forms steel slag. Steel slag is defined by the American Society for Testing and Materials (ASTM) as .a non-metallic product, consisting essentially of calcium silicates and ferrites combined with fused oxides of iron, aluminum, manganese, calcium and magnesium that are developed simultaneously with steel in basic oxygen, electric arc, or open hearth furnaces. Approximately 96 to 145 million metric tons of steel slag are produced yearly (Akinwunmi et. al., 2012). Most often, steel slags are disposed around the steel producing centres thereby posing environmental threats. Not much research work has been reported on the use of steel slag produced from scrap metals in Nigeria.

Anastasiou et al. (2006), conducted several tests with slag aggregates in concrete and found out that the 28 day strength was increased by 21% with replacement of natural aggregates, while there was no increase in the setting time of concrete mixtures. Also they reported that the cement-aggregate interface seemed to be very dense without cracks or other discontinuities and concluded that the concrete that is produced with steel slag aggregates is of high specific gravity compared to conventional concrete.

Mahmoud et al. (2012), conducted a study on evaluation of the use of air cooled steel slag as a replacement for natural fine aggregate in concrete pavements. The steel slag from basic oxygen furnace was used for the study. They observed that the maximum compressive strength value was seen to occur at 25% fine aggregate replacement and the compressive strength goes on decreasing beyond this value. They also found that the flexural strength of steel slag concrete is greater when compared to conventional concrete for all their replacement ratios.

Salau et al. (2013), studied the use of steel slag as coarse aggregate in concrete. In their study, steel slag was used to replace granite between 0 and 100% at an interval of 20% for different mixes. Their results showed that the specific gravity, moisture content and water absorption of steel slag were found to be 2.41, 0.318 and 3.11 respectively. They reported that the workability of slag concrete decreased as the percentage replacement of natural coarse aggregate with slag increased. The compressive strength test on cubes showed that optimum strength was obtained at the 40% slag content. Their shear test results showed an increase in the shear strength of slag concrete beam as the percentage of steel reinforcement increases, just as in normal concrete. Also, they opined that shear capacity increases as the shear span/effective depth reduces, irrespective of the slag content and the percentage of steel reinforcement. They concluded that the deflections of slag concrete beams were higher than that of normal concrete and they exhibit higher ductility.

Paul et al. (2008), studied the use of steel slag in concrete. The slag was analyzed chemically and it did not show any presence of free lime or any other unstable substances, which can cause swelling effects. Four trial mixes were made with different water/cement ratio and compared with reference mix of crushed gravel as coarse aggregates. Their results showed an improvement in strength properties of steel slag aggregate concrete.

2. MATERIALS AND METHOD

2.1. Materials

All concrete mixes used were made from Ordinary Portland Cement (manufactured to BS 12), natural aggregate (granite), steel slag aggregate, natural fine aggregate (river sand) and water. The maximum size of coarse aggregate considered was 19mm and minimum size of aggregate considered was 12.5mm while fine aggregate used passed through a 2.36-mm sieve and retained on 63-μm sieve. Steel slag aggregate used in this investigation was collected from the slag deposit in the yard of Phoenix Steel Mill, Ogijo, Ogun state, Nigeria. The parent Steel Slag was crushed with milling machine in the laboratory into aggregates sizes not greater than 19mm grading of the aggregates (fine and coarse) and SSA were conducted in accordance with BS 1377 Parts 1 and 2 while the aggregate crushing strength value was determined as specified in BS 812-110: 1990. The sizes of the steel bar used are 6mm and 12mm for stirrups and main bar respectively. Portable water was used for the mixing.

2.2. Mix Proportion and Methods

Five different mixes were prepared with varying percentage contents of SSA, between 0% and 100% at interval of 25% as substitute for crushed granite. The concrete mix of 1:2:4 and water-cement ratios of 0.55 and 0.65 were used. Workability of the fresh concrete was determined using Slump test and Compacting Factor Test as described in BS 1881 (1996).

A total of Ninety (150mm x 150mm x 150mm) cubes were cast for both water-cement ratio considered and after 24 hours the concrete cubes were de-moulded and immersed in a water tank in the laboratory for a curing period of 7, 14, and 28 days. At the end of each curing period, the specimens were weighed and tested for compressive strength and density using the procedure described by BS 1881 (Part 3). Nine reinforced corbel specimens of sizes 125 mm x 250 mm x 550 mm were cast and tested for shear friction at ages 7, 14 and 28days.

The procedure of Shear friction test is listed below;

1. The short column specimens (100 x 500mm) were de-moulded 24 hours after casting and cured with wet jute bag until the age of test.
2. At each curing age of 7, 14 and 28 days, the wet jute bags were removed and the specimens left to dry for two (2) hours before being tested,
3. The short column is marked for the position of the supports and was placed in alignment with the Y-axis centroid of the hydraulic jack and fixed support.
4. Axial load is applied through the hydraulic jack at intervals of 10kN, until the initial cracks were noticed. Flexural crack patterns are highlighted with chalk on the failed column for clarity. The dial gauge readings on hydraulic jack are zeroed at the initial loading process, only incremental load as a result of the hydraulic jack is noted against the crack pattern until final failure i.e. prone crack is noticed.
5. The readings of applied axial loads are recorded for different specimens against time taken for the specimen to shear.

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1. Physical Properties and Particle size distribution of SSA and natural aggregate

The crushed Steel slag was sieved through the 25 mm sieve size and the resulting aggregate particles were again passed through the 4.75 mm sieve size. The left over particles from the crushed SSA was discarded. The sieve analysis test conducted on the aggregates which include granite, sharp sand and steel slags are presented in Figure 1 below.

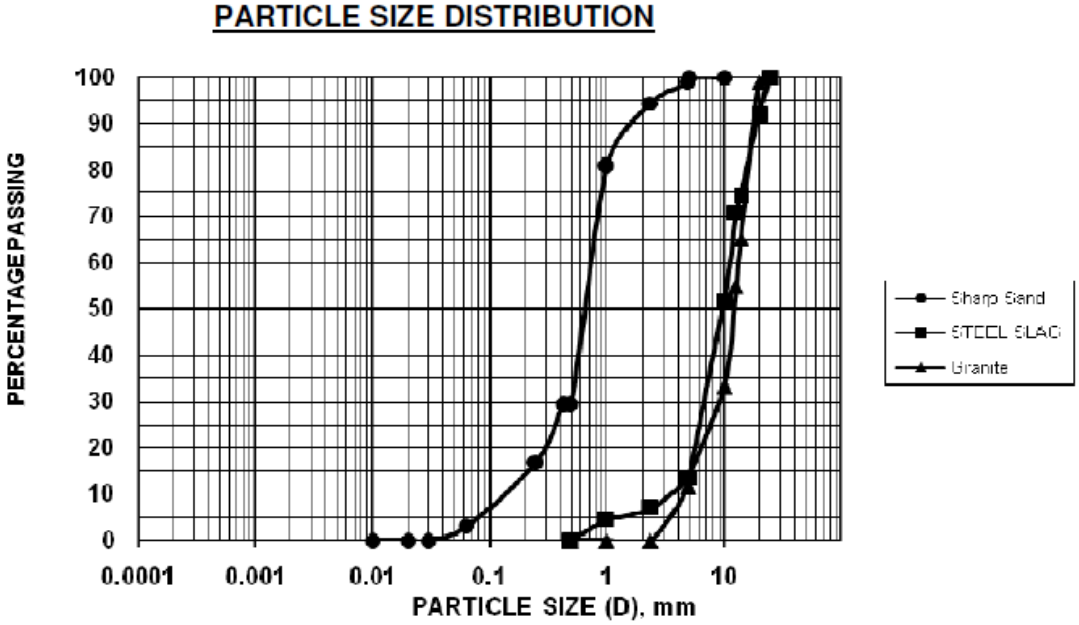


Figure 1. Sieve Analysis Graph of Granite, Sharp Sand and Steel Slag

From the results above, with the fine aggregate having a Cu value of 4.00 and a Cc value of 1.78, it can be classified according to Unified Soil Classification as a Well Graded medium to coarse sand. The coarse aggregates; granite and steel slag, can be classified as medium graded coarse aggregate with Cu value of 2.10, Cc value of 1.54 and Cu value of 3.37, Cc value of 1.19 respectively. A fineness modulus of 4.09 was obtained for the sand; this lies around the boundary for fine aggregate. The granite and steel slag also have a fineness modulus that fall between 2.85 – 3.86, which implies that the granite and steel slag can be classified as coarse aggregates.

Table 1. Physical Properties of Steel Slag Aggregate and Granite

Physical Properties	Steel Slag Aggregate	Granite
Specific gravity	2.47	2.85
Coefficient of uniformity	3.37	2.10
Coefficient of	1.19	1.54
Moisture content	0.64	0.38
Water Absorption	3.52	0.55

3.2. Effect of Steel slag concrete on Workability

Table 2. Workability Test Results of SSA Concrete.

SSA	Slump (mm)		Compaction Factor	
	0.55w/c	0.65w/c	0.55w/c	0.65w/c
0	138	146	0.8179	0.8307
25	106	115	0.9051	0.9216
50	23	30	0.9306	0.9464
75	5	8	0.9460	0.9657
100	2	2	0.9540	0.9679

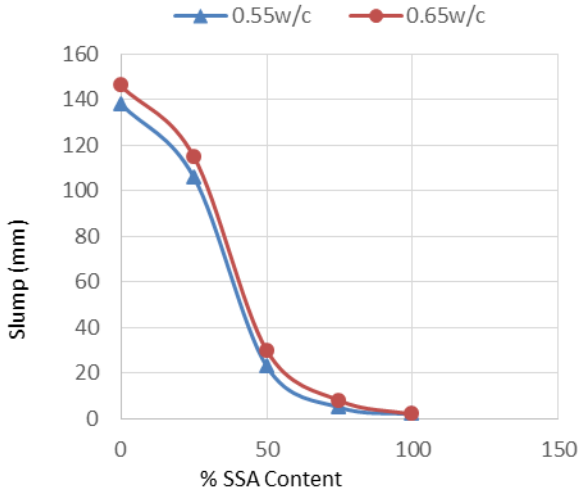


Figure 2. Slump Test Result of SSA Concrete

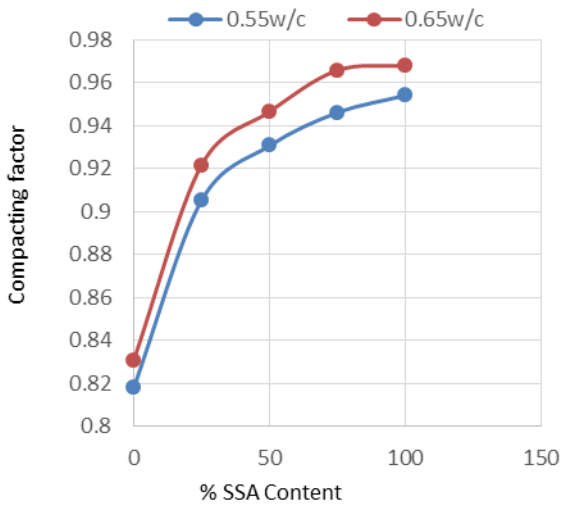


Figure 3. Compacting Factor of SSA Concrete

The results of the slump test show that the value of the slump reduces with increase in the percentage of slag in the concrete for both water-cement ratios considered. The highest slump value recorded was 146 mm (Table 1) for normal concrete (0% slag content), and at 0.65 water-cement ratio. The higher water-cement ratio, 0.65, gave higher slump values than 0.55, for all the batches except at 100% slag content. This trend as shown in Figures 4 and 5, was also observed in the compacting factor test results. The decrease in workability with increasing percentage replacement level of natural coarse aggregate with slag aggregate may be attributed to the rate of

absorption of water and rough surface texture of the slag. The pore structure of the slag leads to a significant increase in water absorption and therefore reduces the amount of water available to hydrate the cement.

3.3. Effect of Steel Slag on Density

The results obtained for density of SSA concrete are as shown in Figures 2 and 3 for the two water-cement ratios (0.55 and 0.65) considered. Density obtained at 0.65w/c at 28 days curing age was 2574, 2492, 2256, 2155 and 2023kg/m^3 for 0%, 25%, 50%,75% and 100% respectively. Similarly, for 0.55 w/c ratio and at 28days curing age, the density obtained are 2489, 2445, 2400, 2356 and 2280 kg/m^3 for 0%, 25%, 50%,75% and 100% respectively.

It can be observed that the density of SSA concrete increased as the curing age increased as in normal concrete. At higher water-cement ratio of 0.65, density of SSA concrete increased compared to the 0.55 water-cement ratio, this is in order with the workability results which shows that at higher water-cement ratio, steel slag aggregate concrete is more workable. Increased workability increases the ease of compaction which in turn increases density. For both water-cement ratios considered and compared to normal concrete, density of SSA concrete reduced as the percentage replacement of natural coarse aggregate increased. It is noted that SSA has lower density compared to normal concrete. The maximum density recorded for steel slag aggregate concrete was 2492 kg/m^3 at 25% SSA content and 0.65 w/c ratio.

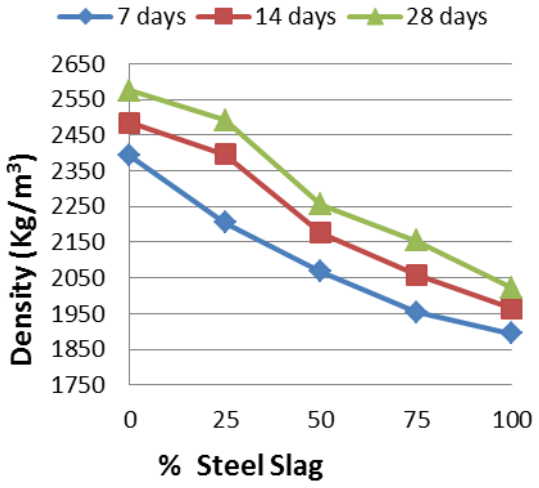


Figure 4. Average Density of SSA Concrete at 0.65 w/c ratio

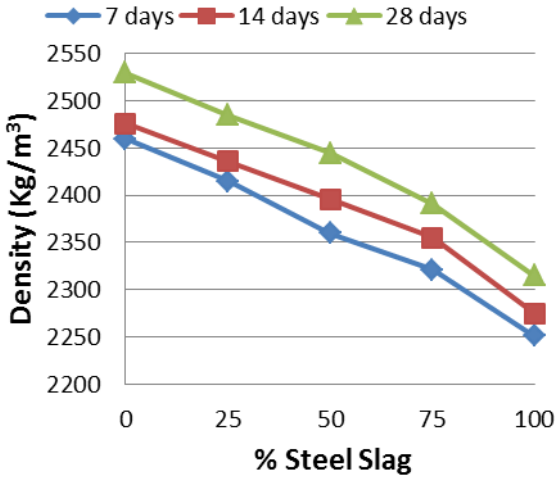


Figure 5. Average Density of SSA Concrete at 0.55 w/c ratio

3.4. Compressive Strength of concrete blended with Steel Slag Aggregate

The compressive strength of slag concrete cubes at 28 days are presented in Table 2 and Figures 6 & 7. The results showed that the normal concrete (0% SSA) has the highest compressive strength of 33.65N/mm^2 at 28 curing days. The highest compressive strength recorded for slag concrete was 31.89N/mm^2 (0.65w/c) at 25% slag content while the lowest was 20.44N/mm^2 (0.55w/c) at 100% slag content. This shows that slag concrete can attain adequate strength for structural use.

Compressive strength was found to decrease as the percentage SSA content increases in the concrete. This may be attributed to the low workability of the mix and the aggregate strength which is lower compared to natural aggregate. For both normal and SSA concrete, strength increases at higher water-cement ratio of 0.65 than at 0.55. The percentage increase in strength at 0.65 w/c compared to 0.55w/c at 0%, 25%, 50%, 75% and 100% are 1.5%, 0.79%, 1.04%, 1.01%, 1.04%. Also, for both SSA and normal concrete, strength increases as the curing age increases.

Table 3. Average Compressive Strength of Steel Slag Aggregate Concrete

	Average Compressive Strength (N/mm^2)									
SSA (%)	0%		25%		50%		75%		100%	
Days	0.55w/c	0.65w/c	0.55w/c	0.65w/c	0.55w/c	0.65w/c	0.55w/c	0.65w/c	0.55w/c	0.65w/c
7	28.15	29.69	26.68	28.31	24.63	25.44	23.48	23.67	18.44	19.98
14	30.58	31.20	28.62	29.11	26.91	26.95	24.78	24.85	19.20	20.31
28	33.65	34.15	31.64	31.89	28.60	29.76	25.64	25.81	20.44	21.24

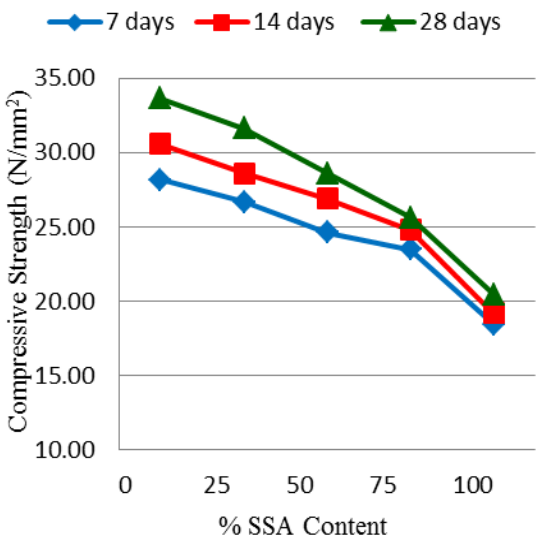


Figure 6. Average Compressive Strength of SSA Concrete at 0.55w/c

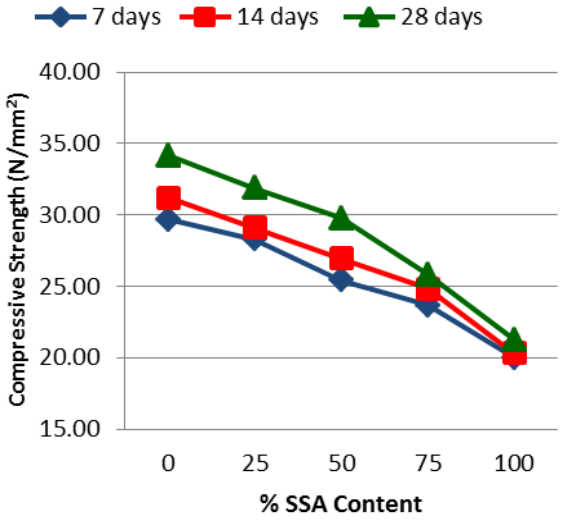


Figure 7. Average Compressive Strength of SSA Concrete at 0.65w/c

3.5. Effect of Steel slag on Shear friction of Concrete Corbel

Shear friction is a parameter that estimates the maximum shear force transmitted across a plane where crack has occurred in a concrete member. From the shear capacity test, continuous incremental loading of 10kN generated a number of random fine cracks which developed at the tension face of the beams. As the load increases, these cracks gradually increased in number and length. The cracks changed direction, by-passing the more resistance grains of slag in the matrix and gradually form a single major crack which propagates approximately along a line joining the loading point to the support.

All tested specimens failed in shear; this being characterized by the formation of cracks along shear stress zone. The first crack originated along the applied load axes of the shear plane, the crack pattern is almost similar in all the corbel specimens. At higher loads, it was observed that already formed cracks got widened with addition of new cracks.

As the corbels age, the time taken for formation of crack under load increased for all the concrete batches, and as the load increases the time taken for crack formation reduces.

The shear friction capacity of the concrete in terms of time taken for it to shear after a certain magnitude of load is applied is presented in table 4 below. It can be seen that the time reduces as the load increases for all the batches and at all concrete ages considered. Also, the time taken for the concretes to shear increases as the concretes age. At 28days, normal concrete has the best shear friction capacity, having the highest time taken under a 1ton load before shear to be 39.21 seconds. The shear friction capacity decreases as the percentage of slag increased in the concrete. It can be observed that the trend of the shear friction capacity of the slag concrete is very similar to that of compressive strength, this shows that the reduction in shear friction capacity due to aggregate factor is considerable. The transmission of forces across a crack takes

place at numerous contact areas between the aggregate particles embedded in the crack faces and the matrix on the opposite face of the crack. This explains the fact that concrete quality play an important role in shear friction because the matrix strength depends on it.

Table 4. Summary of Load−Time Result for SSA Corbel Beams

Load (kN)	Time (seconds) 7 days curing				
	0%	25%	50%	75%	100%
10	29.13	28.78	18.12	17.91	16.39
20	24.99	20.83	14.73	12.46	11.56
30	20.78	18.13	12.61	11.14	9.90
40	15.40	13.18	10.47	9.38	7.82
50	11.69	10.48	7.93	6.04	5.28
60	7.84	6.21	4.67	3.29	2.43
70	2.53	2.47	1.47	1.35	1.06
Load (kN)	Time (seconds) for 14 days curing				
	0%	25%	50%	75%	100%
10	28.67	23.64	19.69	18.35	17.64
20	26.06	20.93	18.24	16.43	13.84
30	25.34	17.83	16.24	15.79	11.76
40	18.46	14.12	13.63	12.10	9.42
50	14.63	10.74	10.54	9.14	7.22
60	9.07	6.13	6.0	5.82	4.45
70	5.88	3.25	3.03	2.85	2.16
Load (kN)	Time (seconds) for 28 days curing				
	0%	25%	50%	75%	100%
10	39.21	33.60	31.23	25.66	24.26
20	35.15	31.06	27.19	22.53	21.41
30	27.64	27.57	23.50	19.93	18.38
40	23.89	20.34	19.05	17.18	13.98
50	16.33	13.89	16.35	14.22	9.68
60	12.45	10.68	10.89	10.13	6.32
70	8.21	6.31	6.01	4.59	3.57

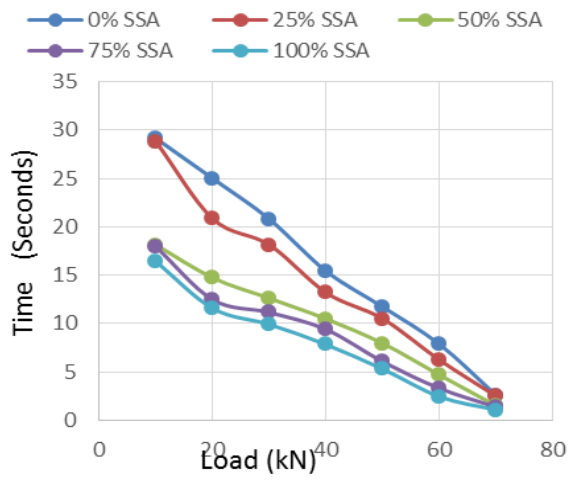


Figure 8. Time-Load Curve of SSA Concrete at 7 days Curing Age

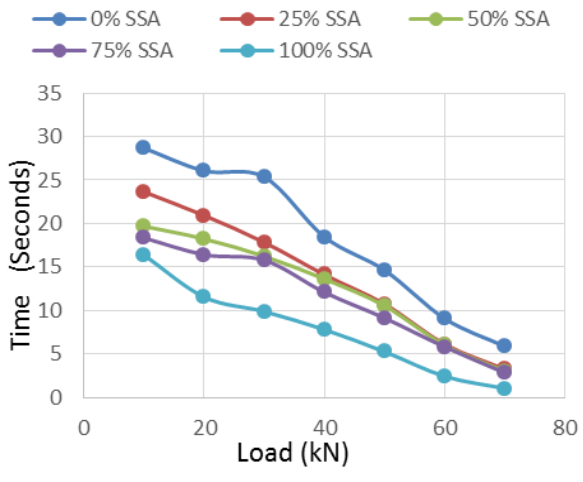


Figure 9. Time-Load Curve of SSA Concrete at 14 days Curing Age

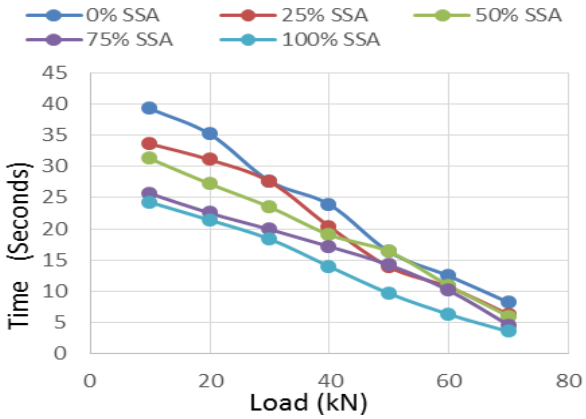


Figure 10. Time-Load Curve of SSA Concrete at 28 days Curing Age

Figure 11. Shear Failure along plane of Steel Reinforced Corbel during Loading Test

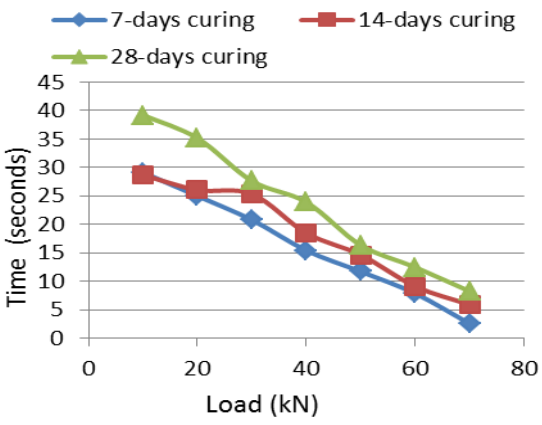


Figure 12. Time-Load Curve of normal Concrete

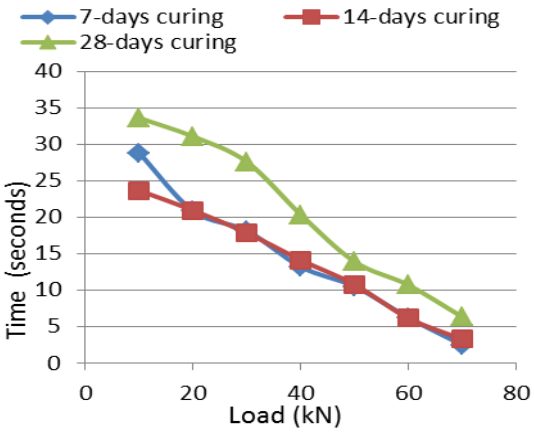


Figure 13. Time-Load Curve of SSA Concrete at 25% SSA content

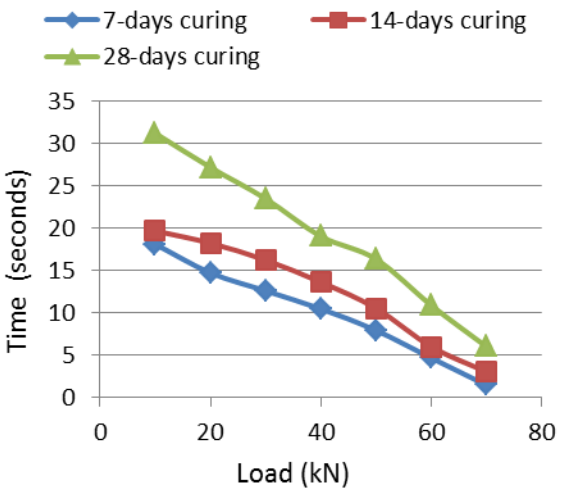


Figure 14. Time-Load Curve of SSA Concrete at 50% SSA content

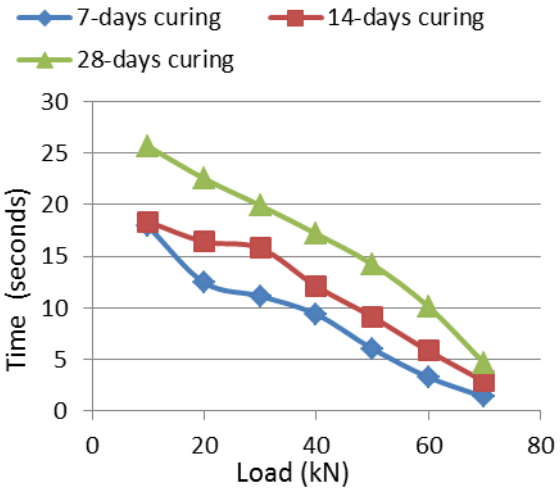


Figure 15. Time-Load Curve of SSA Concrete at 75% SSA content

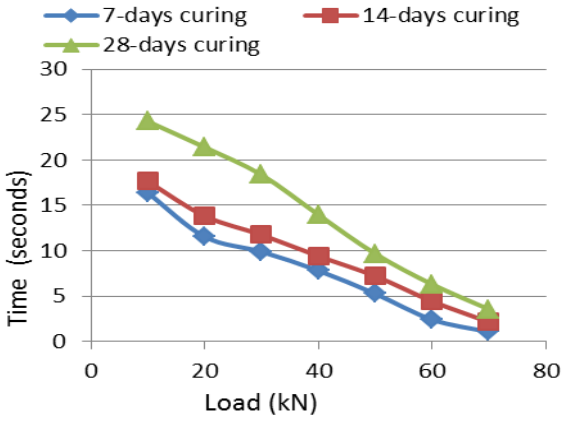


Figure 16. Time-Load Curve of SSA Concrete at 100% SSA content

4. CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

From the results of the various tests conducted, the following conclusions can be drawn:

i. SSA concretes are less workable than normal concrete, but they can achieve good workability up to 50% replacement level.

ii. Density of SSA concrete decreases as percentage replacement increases and at higher water-cement ratio of 0.65, density of SSA concrete increased compared to the 0.55 water-cement ratio. The density of 2492 kg/m^3 was recorded for slag concrete at 25% slag content at 0.65 water-cement ratio.

iii. The highest compressive strength recorded for slag concrete was 31.89 N/mm^2 (0.65w/c) at 25% slag content while the lowest was 20.44 N/mm^2 (0.55w/c) at 100% slag content. This shows that slag concrete can attain adequate strength for structural use. Compressive strength was found to decrease as the percentage SSA content increased in the concrete.

iv. Concrete made with 25% SSA has the optimum shear-friction capacity than other replacement levels of SSA and performs better in shear.

The SSA can be recommended for use as coarse aggregate in concrete for structural elements up to 25% replacement level of crushed granite in concrete matrix. It can also be used in low-cost housing where high cost of building materials, especially granite contributed to high cost of project delivery. The use of SSA in concret shall help reduce environmental pollution and degradation caused by mining of granite, thereby turning our waste in environment to wealth.

REFERENCES

[1] Akinwumi, I., Adeyeri, J., and Ejohwomu, O.,(2012),“Effects of steel slag addition on the plasticity, strength, and permeability of lateritic soil”, ICSDEC 2012, pp.457-464.
[2] Alizadeh R, Chini M, Ghods P, Hoseini M, Montazer and Shekarchi M (2003) “Utilization of electric arc furnace slag as aggregates in concrete”, 6th ACI international conference on recent advances in concrete technology, Bucharest, Romania.
[3] Anastasiou, E. and I. Papayianni, (2006) "Criteria for the Use of Steel Slag Aggregates in Concrete" Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties.
[4] BS 1377-2: 1990. Methods of tests for soil for civil engineering purposes. Classification tests. British Standard Institutions.
[5] BS 812-110: 1990. Testing Aggregates. Methods for determination of aggregate crushing value. British Standard Institutions.
[6] BS 1881-206: (1996) . Testing concrete. Recommendations for the determination of the initial surface absorption of concrete. British Standard Institutions.
[7] Chinnaraju, K, Ramkumar,V.R., K.Lineesh, S.Nithya, V.Sathish (2013) “Study On Concrete Using Steel Slag As Coarse Aggregate Replacement And Ecosand As Fine Aggregate Replacement” IJREAT International Journal of Research in Engineering & Advanced Technology, Volume 1, Issue 3, June-July, 2013.
[8] Mahmoud Ameri, Hossein Shahabishahmiri and Sanaz Kazemzadehazad (2012): “Evaluation of the use of steel slag in concrete”, 25th ARRB conference on Shaping the future: Linking policy, research and outcomes, Perth, Australia.
[9] Paul Bosela, Delatte, Obratil, Ashish. “Fresh and Hardened Properties of Paving Concrete with steel slag aggregates” (2007). Cleveland State University, submitted a paper at TRB 87th Annual Meeting of Transportation Research Board Annual Meeting at Washington D.C and also presented at ICCP 9th annual conference at San Francisco CA.
[10] Salau, M. A., Ikponmwosa, E.E. and Ogunbajo, A.B. “Investigation of the use of steel slag (Tap Slag) as aggregate in concrete” (2013). Proceedings of International Conference on Advances in Cement and Concrete Technology in Africa, Johannesburg, 2013, pp.543 –550.

УЧЕНИ И ЕКСПЕРТИ ЗА НАСЪРЧАВАНЕ НА УСТОЙЧИВОТО РАЗВИТИЕ

Дончо Иванов[1]

SCIENTISTS AND EXPERTS FOR PROMOTING SUSTAINABLE DEVELOPMENT

Doncho Ivanov[1]

Abstract:
The report follows the views of experts, scientists, politicians and statesmen to study the global processes going on in the world and their impact on modern civilization since 1968: World-1, World-2, , Roman Club and others. Negative outlooks and dangers stemming from the interests of human communities and their ability to be met through the exploitation of natural resources are projected. Models of sustainable development of society, regions, states and measures for the restoration of homeostasis in nature and the environment are recommended.In the report by scientists from Force and Meadows, the Force Growth Club of Rome, the overwhelming threshold for humanity to face is the food problem (food and water shortages). The exit is to stop the growth before its limits are reached. Roma Club members Mihailo Mesarovic and Edward Pescatel offer a project developed in Hanover and Cleveland Universities "Mankind's Choice". In these, the world is differentiated into zones according to their economic status, and the main problem of modernity is the necessity of convergence of the level of development of the lagging countries with that of the industrial ones.
To address the global challenges, UN forums have obliged Member States to develop national and regional sustainable development strategies, an institutional framework and a roadmap for their implementation. Bulgaria has not yet taken any of the stages to elaborate and implement a model of sustainable management of society and the state.

Keywords:
Sustainable Development, UN, Roma Club, Globalization, Environmental Protection

След 1945 г., паралелно с разпадането на колониалната система, числеността на населението в неразвитите страни се раздува, следвайки закона на Хейл-Ортес за нарастване в геометрична прогресия. През 1954 г. в Рим се провежда Световен конгрес на народонаселението за опасността от прекомерно бързото увеличаване на жителите на районите със слабо икономическо развитие. В 1968 г. се създава Римския клуб на учени, политици и държавници за изследване на глобалните процеси, протичащи в света, и

[1] Дончо Иванов, д-р, катедра „Комуникации и информиране”, Факултет по библиотекознание и културно наследство, УНИБИТ, София 1618, Бул. „Ген. Ст. Тошев” 94, *e-mail*: bnagency@abv.bg;
Doncho Ivanov, Dr., Department of Communications and Information, Faculty of Library Studies and Cultural Heritage, UNIBIT, 94 Gen. St. Toshev Blvd, 1618 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: bnagency@abv.bg.

тяхното отражение върху съвременната цивилизация. Прогнозирани са нови негативни перспективи и опасности, произтичащи от интересите на човешките общности и възможностите те да бъдат задоволени чрез експлоатация на природните ресурси [1].

Две години след създаването си, Римският клуб поръчва на лабораторията по системна динамика към Масачузетския технологически институт, ръководена от Джей Форестър, да разработи модели за бъдещото състояние на световната икономика. Според моделите “Свят-1” и “Свят-2", изтощаването на запасите от суровини ще доведе през следващото столетие до спадане на ръста на производство и западане на цивилизацията. Противодействие може да се намери в състоянието на пълно равновесие, при което отсъства естествен прираст на населението, обемът на инвестициите в стопанството се осигурява само от простото възпроизводство на капитала, без той да се увеличава, замърсяването на околната среда се неутрализира чрез пречистване.

Широко популярни са докладите на учените от Римския клуб „Пределите на растежа“ и „Човечеството пред избор“. Асистентът на Форестър, Денис Медоуз, конструира разгърнат вариант на модела, наречен “Свят-3", именно той е заложен в първия доклад на Римския клуб, а по-късно е публикуван под наименованието “Пределите на растежа”, книга, издадена на 20 езика в четиримилионен тираж, и разтърсила света с прогнозата, че непрекъснатият възход на обществото е илюзорен. Според Медоуз, непреодолимият праг, пред който ще се изправи човечеството в своето развитие, е продоволственият проблем (недостигът на храна и вода). Изходът е в спирането на растежа преди да бъдат достигнати неговите предели. За това е необходимо да се ограничи преди всичко разрастването на популацията на човечеството.

Членовете на Римския клуб Михаило Месарович и Едуард Пестел, след като анализират моделите "Свят-2" и "Свят-3”, предлагат на клуба свой проект, разработен в Хановерския и Кливландския университети. Разработката им служи за втория доклад на Римския клуб и излиза под заглавието "Човечеството пред избор". За разлика от моделите на Форестър и Медоуз, при тях светът е диференциран на зони според стопанския им статус, а основният проблем на съвременността е в необходимостта от сближаване на равнището на развитие на изостаналите страни към това на индустриалните. В действителност тенденцията е обратната и поляризацията Север - Юг се засилва. Ето защо, те препоръчват капиталистическите страни да предоставят на държавите от Третия свят икономическа помощ, която след време да направи възможно пълното самофинансиране на техните стопанства.

Демокрацията е неподходяща да решава сегашните проблеми, смята изследователят на бъдещето проф. Денис Медоуз. 70-годишният професор Денис Медоуз професор в Университета на Ню Хемпшир пише [2]:

„Нашето единствено решение на въпроса как да се борим с бедността и безработицата винаги е било: икономически растеж! Всъщност тази политика се основава на погрешни хипотези. Човечеството никога не е виждало такъв ръст на брутния вътрешен продукт както през последните 50 години. И въпреки това днес имаме повече бедни хора, отколкото преди 50 години. Как така растежът намалява бедността? Финансовите елити не инвестират вече пари само за изобретения и нови производствени процеси, а по-скоро предпочитат да разработват стратегии как да вземат парите от другите. САЩ имат държавен дълг в размер на над 14 трилиона долара, повече от 100 процента от техния брутен вътрешен продукт (БВП). В еврозоната задлъжнялостта е 79 на сто от БВП. Това е знак за края на растежа. През следващите 20 години ние ще видим повече обществени промени, отколкото преживяхме през последните 100 години.”

„Канада наскоро разработи индекс на богатството, използвайки 64 различни показатели. В него са включени фактори като качеството на питейната вода или делът на свободното време. Когато индексът беше приложен, се установи, че БВП през

разглеждания период е нараснал с повече от 30 процента, а богатството само с около десет процента. От растежа са спечелили най-вече горните 20 процента от обществото. Някои показатели, особено екологични, дори намаляха. Този пример показва, че БВП може да се увеличи, докато щастието намалява. САЩ са по-богати от Германия – а въпреки това имат повече бедност.”

„От 1984 г. насам светът консумира повече петрол, отколкото е открил, всяка година. Глобалното производство на петрол през 2006 г. достигна своя връх. Не можем да отместваме по-нататък границите на растежа. Наскоро имаше голямо вълнение, например, защото е бил открит петрол пред Бразилия. А тези находища стигат да се обезпечи света с петрол в продължение на едва 80 дни.”

„В момента проблемите в еврозоната изискват толкова внимание и пари, че хората казват, не можем повече да плащаме промяната към възобновяеми енергийни източници”. демокрацията не се занимава особено добре с тези проблеми. Бихме могли обаче да си представим демокрация, която разсъждава в дългосрочен план”.

Мендоуз не е първият, който критикува апологетиката на пазарната икономика, наложена в света от Вашингтонския консенсус. В рамките на Конференцията на високо равнище в Рио де Жанейро през 1992 г. 425 членове на научната и интелектуална общност подписват възвание, което произтича от Хайделбергското възвание и плодотворните дебати, които провокира, довежда до подкрепата на още 4000 водещи учени и интелектуалци и 72 Нобелови лауреати от целия свят. В него се казва:„Ние сме обезпокоени от настъплението на една ирационална идеология в навечерието на двадесет и първи век, която се противопоставя на научния и промишления прогрес и пречи на икономическото и социалното развитие. Ние обръщаме внимание на всички за абсолютната необходимост да се помогне на бедните страни да достигнат равнище на устойчиво развитие, нещо, което твърде много зависи от останалата част на планетата, за да ги защити от проблемите и опасностите, идващи от развитите нации, и да избегнат налагането на нереалистични задължения, които ще компрометират както тяхната независимост, така и тяхната самобитност. Най-голямото зло, което заплашва нашата Земя, е игнорирането и потискането, а не използването на науката, технологията и индустрията, чиито инструментариум, когато се използува адекватно, е неоценим за бъдещето решаване на възникващите главни проблеми като свръхзамърсяването, глада и болестите [3].”

Един от последните председатели на Римския клуб е германският учен Ернст Улрих фон Вайцзекер, а седалището на клуба е в Швейцария. Как са се развили вижданията на Римския клуб през 21-век, пресъздава анализ на Кай-Александър Шолц от радио „Дойче веле”: „12 почти радикални идеи за бъдещето на света: Да се сложи край на икономическата глобализация, хората да имат повече отпуск, трудовите доходи да не се облагат с данък и да има повече справедливост вместо неолиберализъм – така Римският клуб вижда бъдещето на света”. Според Йорген Рандерс и Греъм Макстън, анализатори от Римския клуб, икономическа система, която залага на постигането на все по-голям прираст, не е решението, а причината за проблемите, според тях всичко това се дължи на неолиберализма, с който трайно са били промивани мозъците на хората. За да се осъществи смяна на системата, според двамата автори, е необходимо да се изпълнят редица изисквания. Ето част от конкретните предложения на Римския клуб:

1. По-високи данъци за фосилните енергоносители като кафявите каменни въглища и насърчаване на алтернативните енергийни източници, с цел опазване на климата.
2. Субсидии за онези трудещи се, които са принудени да сменят професията си по време на екологичната трансформация.

3. Реформа на данъчната система, така че да се облагат не трудовите доходи, а потреблението на енергийни суровини, с цел намаляване на вредните въздействия над околната среда. Увеличаване на цените на самолетни билети и на отоплението.
4. Силно увеличаване на данък наследство, за да бъде намалено неравенството в обществото и да се повишат държавните приходи.
5. Повече отпуск за трудещите се, а допълнителното свободно време да се използва за по-рационално разпределение на работата.
6. Гарантиран основен доход за онези, които най-силно се нуждаят от подкрепа - възрастните, децата и безработните.
7. Повишаване на пенсионната възраст до 70 години, с цел хората по-дълго време да могат сами да се грижат за себе си.
8. По-високи данъци за богатите и фирмите, за да има по-справедливо разпределение на печалбите, особено с оглед на роботизацията.
9. Ограничаване на раждаемостта чрез „политика на едното дете”, за да се намали прирастът на световното население.
10. Нова дефиниция на "платения труд". Към него трябва да спадат и грижите за възрастни и болни членове на семейството.
11. Подсилване позициите на синдикатите с цел повишаване на доходите и намаляване на безработицата.
12. Ограничаване на търговията, там където са застрашени работни места.

Германският министър по проблемите на развиващите се страни Герд Мюлер коментира констатациите и предложенията на Римския клуб, като се изказва оптимистично за бъдещото развитие на Европа. Аргументите му: има достатъчно иновации и технологии, с чиято помощ може да бъде решен световният проблем с глада. "На Земята има място за десет милиарда души, но само при положение, че икономическият ръст стане по-независим от потреблението на ресурсите", заявява Герд Мюлер. Западният потребителски модел с "нашите коли и нашия начин на живот"- не може да бъде модел за подражание на Индия или Африка, защото използва твърде много суровини и енергия, допълва той. Министърът обаче не отговаря на въпроса защо иска да предпази хората в Индия и Африка от по-добър начин на живот, какъвто е западният [4].

Римският клуб е институция, която не е неоспорвана. Някои негови критици обръщат внимание на факта, че сегашната икономическа система не се е провалила навсякъде. Милиони хора по света са се отърсили от абсолютната бедност. Някои вече са част от средното съсловие, както показват примерите от Китай и Индия. Най-остра критика среща предложението на Римския клуб за семейна „политика на едното дете” и въвеждането на парична премия за жените, които раждат само по едно дете.

А ето и вижданията на проф. Александър Кинг, почетен президент на Международния форум за информация и документация и експрезидент на Римския клуб, с чиито анализи и прогнози няма как да не се съобразим [5].

„Широко разпространено е мнението, че навлизаме във фазата на “информационното общество” - такъв етап от нашата обществена еволюция, който се отличава от предшестващото го индустриално общество, формирано от промишлената революция, толкова значително, колкото индустриалното общество се отличаваше от предишното аграрно общество. През 50-те години ние, работещите в МФД, смътно усещахме приближаването на големите промени и това намери отражение в дългосрочния план за дейността на МФД, който съставих преди да си отида от президентския пост. Но ние дори не предполагахме с каква скорост се приближава информационната ера, колко дълбоки ще бъдат промените и колко важна роля за развитието ще играе микроелектрониката - част от експериментите по физика на твърдото тяло в онези времена.”

„Но тенденцията за формиране на информационното или постиндустриалното общество, както някои го наричат, е една от многобройните важни тенденции към промяна, които се наблюдават сега в света. Едновременно с това стават много други важни промени – демографския взрив, затоплянето на отношенията Запад - Изток, измененията в структурата на икономическата дейност в тихоокеанския регион, засилваща съмненията, че околната среда е способна да погълне продуктите от неимоверно нарасналата дейност на човека, прогресивното неравенство между богатите и бедните страни, фактическата загуба на национален суверенитет, разрушаването на ценностите, които, както се смяташе, циментират обществото, както и нарастващите проблеми на държавното управление в съвременната сложна, неопределена и изменчива ситуация. Тези и много други фактори в съчетание с перспективите на информационната революция ни позволяват да предположим, че се намираме в разгара на фундаменталния преход към общество от нов тип, коренно отличаващо се от миналото, и тази ситуация съдържа огромни възможности за подобряване на човешкото съществуване, но в същото време крие много нови опасности и проблеми, които ще изискват от хората максимум мъдрост. Тази убеденост за важността на ситуацията се отрази в темата на двадесетата годишна конференция на Римския клуб, която трябва да се състои в Париж през октомври 1988 г.: Предстоят велики промени – основания за живот и надежда в глобалното общество.”

„Две важни области на прогреса са свързани с нови направления в биологията и микроелектрониката. Тези две области всъщност са сфери на информационните технологии: в молекулярната биология това е свързано с разгадаването на тайните на генетичния код, а в микроелектрониката - с вездесъщия компютър. Сред серията нови технологии тази две заемат видно място; приложната микроелектроника много добре се съчетава с другите авангардни направления като оптиката на стъклените влакна, изкуствените спътници, холографията и приложението на лазерите и течните кристали. Този технологичен комплекс се отличава по значение от другите важни разработки по това, че споменатите технологии могат да се използват в целия диапазон на икономическата и социална дейност, както това се случило с парния двигател, и благодарение на това създават основа за нова вълна на промишлената революция с огромни социални и културни последици. Например микроелектрониката с ниската си себестойност и пределна миниатюризация позволява да се добави интелектуален компонент и памет на всяко техническо средство, разработено от човека, при това с умерени разходи. Първата промишлена революция многократно увеличила слабата мускулна сила на хората и животните; по аналогичен начин втората вълна на развитие ще увеличи умствените способности на човека (да натрупва, обработва и прилага информацията) до такава степен, каквато сега можем само смътно да предполагаме.”

„Вероятно по-важни ще бъдат всевъзможните последствия за промишлеността. По-фундаментални постижения ще бъдат постигнати, както изглежда, от новите подходи от типа на японската мехатроника, когато отделни процеси или цели производствени системи се проектират на базата на комбинирани механични и електронни принципи. По-малко ще бъдат различията между производствените методи в отделните сектори на икономиката и ще се прояви тенденция на преодоляване на различията между промишлеността, селското стопанство и сферата на обслужване.”

„По-общите социални характеристики на новото общество е трудно и опасно да бъдат предсказани. Въпреки лесното използване на електронните комуникации има опасност от поява на изолация и отчуждение, които информационното общество може да предизвика с неговите тенденции да поощрява работата вкъщи, а наситеността с образователни и развлекателни канали ще доведе до откъсване на семейството от непосредствени контакти с външните хора. Трябва да се страхуваме не от активния отказ

от масови форми на културен живот, който наблюдаваме днес, а от постепенно прокрадващото се отчуждение на индивида - пасивно и коварно.”

„В днешно време основните дискусии, свързани с ранните етапи на новото общество, се отнасят до проблема за заетостта. Тук не можем подробно да изложим всички доводи, но може определено да се говори за големи промени в изискванията на обществото към знанията, навиците, управлението, схемата за заетост и продължителността на свободното време.“

„Възникването на глобални проблеми с всички присъщи сложности и неопределеност поставят сериозни изисквания към способностите на нашите политици-идеолози, към организационните структури, процедурите за вземане на решения и административните методи, с чиято помощ ще трябва да се справим с тези проблеми.“

„Структурите, процедурите и политическите механизми на съвременното управление са създадени преди повече от сто години в унисон с изискванията на ранния, по-прост, период и не са в състояние адекватно да решат разнообразните проблеми на днешния свят въпреки, а отчасти и благодарение на могъщия административен апарат.

Новото общество, което ще възникне в резултат на този велик преход, трябва да разработи система от етични ценности, отчитаща новите условия и процес на мислене без да нарушава вечните истини.”

„Изводът от всичко изложено се състои в това, че с разработване на все по-авангардна информационна технология и способност да се отсява значимото възниква остра необходимост от обхващане и разбиране на проблемите на знанието и мъдростта. Ние нямаме реални свидетелства за това, че човешката мъдрост е нараснала съществено през последните четири хиляди години, независимо от гигантското увеличаване на обема на знания и още повече – на информацията. Мъдростта, придобита благодарение на опита, зависи не от количеството информация, достъпна за мъдрия човек, а от неговата (нейната) способност да използва тази информация. И бъдещото на човечеството зависи от развитието на тази способност. Не може ли да се създаде технология за знание и мъдрост? Аз се съмнявам в това, но в същото време съм убеден, че има остра и всеобща потребност да се заемем с проблемите на превръщане на информацията в знание и предаване на тези знания за формиране на мъдрост.”

„Важно е ние, които се занимаваме с информационните процеси, да работим в тази перспективна насока. Пред нас стои велика задача.”, завършва Александър Кинг.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Антон Ж. Иванов, XXI век. Необходимият неоколониализъм// в.”Зора”, 10. 03. 1992 г. София., № 12, 13/1992, Forrester, J. World Dinamics. Cambridg, 1972, Lazlo, E. Goals for Mancing. NY, 1976, Meadows, D.H. and co. A report for the Club of Rome. NY, 1972, 1978, Mesarovic,M., E. Pestel. Manking at the Turning Point. NY, 1974.

[2] Интервю с Денис Мендоуз в сп. „Цицеро”. Превод: Господин Тонев.// НАТО преглед, 2006, май.

[3] Хайделбергско възвание. Превод: Пенчо П. Пенчев.//сп. „Хармония”. София, Фондация „Институт за устойчиво развитие”, №5, 2013.

[4] 12 почти радикални идеи за бъдещето на света. Анализ на Кай-Алексансър Шолц. Радио Deutsche welle. София, 16.09.2016, електронен сайт „Експерт БГ”.

[5] The Global 2000. Report to the President. Wash. D. C., 1980.

ХОЛИСТИЧЕН ПОДХОД НА ГРУПАТА НА ВИСОКО РАВНИЩЕ НА ООН ЗА ГЛОБАЛНА УСТОЙЧИВОСТ

Дончо Иванов[1]

HOLISTIC APPROACH TO THE UN HIGH LEVEL FOR GLOBAL SUSTAINABILITY

Doncho Ivanov[1]

Abstract:
"Our Common Future" is the report of the United Nations World Commission on Environment and Development, known as the Brundtland Commission, which published the term "Sustainable Development"."A More Secure World: Our Common Responsibility" - Report of the High Level Group on Threats, Challenges and Change."The Millennium Project," headed by Prof. Jeffrey Sachs.
"Millennium Ecosystem Assessment" - besides synthesized information on the state of ecosystems and biodiversity, this report also contains scenarios for business development, the health status of the population,"With greater freedom - towards development, security and human rights for all". of UN Secretary-General Kofi Annan is intended for security threats"Towards a Sustainable and Fair Future for All" - 2012, prepared for UN Rio + 20 by UN Secretary-General Ban Ki-moon.

Keywords:
Sustainable Development, UN, Fair Economic Order, Environment, Human Rights, Human Needs, Public Health, Exploitation of Natural Resources

“Нашето общо бъдеще” [1] е докладът на Световната комисия на ООН по околната среда и развитието (1987), известна като Комисията Брундтланд, с чието публикуване е пуснат в обръщение термина “устойчиво развитие”. Устойчивото развитие е такова развитие, при което се постига удовлетворяване на жизнените потребности на днешното поколение без да бъдат лишавани от тази възможност бъдещите поколения. То съдържа две основни концепции: концепция за “потребностите”, в частност основните потребности на бедните слоеве население, на която следва да се отдаде първостепенно значение, и идеята за налагани от състоянието на технологията и обществените организации „ограничения” при задоволяване на жизнените потребности на днешното и бъдещите поколения.

Комисията Брундтланд базира своите препоръки на антропоцентричния подход. Предполага се, че хората имат право (в разумни граници) да осъществяват общото

[1] Дончо Иванов, д-р, катедра „Комуникации и информиране”, Факултет по библиотекознание и културно наследство, УНИБИТ, София 1618, Бул. „Ген. Ст. Тошев” 94, *e-mail*: bnagency@abv.bg;
Doncho Ivanov, Dr., Department of Communications and Information, Faculty of Library Studies and Cultural Heritage, UNIBIT, 94 Gen. St. Toshev Blvd, 1618 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: bnagency@abv.bg.

желание за подобряване условията на живот. Въпреки това, нашият биологичен вид се разглежда като най-сериозната заплаха за световната екосистема, а следователно, и за нашето бъдеще. Съществуващите организации не се справят с нарастващото противоречие между човешките потребности и бъдещата екологична жизнеспособност.

“През този век взаимоотношенията на човечеството с планетата претърпяха съществени изменения. В началото на века нито хората, нито съществуващите технологии са могли радикално да изменят системата на планетата. В края на века се увеличи не само броят на хората и тяхната дейност във връзка с това, но и настъпват непредвидени изменения в атмосферата, почвата, водата, растенията, животните и взаимоотношенията между тях. Скоростта на тези промени надхвърля способностите на науката и съвременните ни възможности за оценка и превенция. Това прави напразни опитите на политическите и икономически институти да възприемат раздробено света и да се адаптират към него. Това предизвиква безпокойство у много хора, които се опитват да решат тези въпроси на политическо ниво” [2].

Основните моменти на “Нашето общо бъдеще” могат да бъдат обобщени така [3]:

1. Съществува двустранна причинно-следствена връзка между развитието на икономиката и деградацията на околната среда. Това означава, че не само развитието нанася потенциална вреда на екосистемата, но и увредената екосистема задържа растежа и развитието.
2. Огромният стремеж на много, предимно развиващи се страни, да достигнат състояние на високо развитие води до прекалена експлоатация на ресурсите.
3. Бедните нации трябва да имат своя законен дял в развитието и, справедливостта го налага, да имат достъп до своя законен дял ресурси, необходими за поддържане на ръста на производството.
4. По-богатите нации трябва да се откажат от навика да разточителстват в такива важни области като енергопотреблението.
5. Организациите, които решават въпросите на въздействие върху околната среда и използването на природните ресурси са далеч от онези, които взимат икономически решения; приеманите решения за опазване на околната среда и за икономическото развитие трябва да са взаимообвързани.
6. Прекомерната скорост на увеличаване на населението трябва да се регулира; за целта е необходимо да се вземат съответните правителствени решения.
7. Прекалено високите субсидии за фермерите в индустриалните страни задълбочиха проблемите на околната среда; липсата на ефективни системи за поощряване развитието на селското стопанство и равнодушието на чиновниците към тази област в развиващите се страни също доведоха до проблеми в околната среда. Трябва да се отстрани този дисбаланс и несправедливото разпределение на хранителните продукти.
8. Проблемът с изчезващите видове и подложените на опасност от изчезване екосистеми трябва да стане основен икономически и ресурсен проблем, който трябва положително да бъде решен на правителствено равнище.
9. Трябва да се намерят механизми, които биха позволили значително да се увеличи използването на енергия от развиващите се страни като едновременно се намалява използването на енергия в индустриалните страни; екологично чисти източници на енергия са крайно необходими.
10. В най-близко бъдеще производството на продукция неизбежно ще се увеличи; много важни са високата производителност, повишената ефективност и намаляване нивото на замърсяване на околната среда.

11. Градовете, в които населението непрекъснато нараства, изпитват безпрецедентни трудности. Особено в развиващите се страни се налага бързо повишаване способността на организациите да разрешават урбанистични проблеми. Важно е да има ясна правителствена стратегия за решаване на проблема с разселването.
12. Трябва да бъде гарантирана устойчивостта на екосистемите, от които зависят икономическите системи на света.
13. Трябва да се решават рационално проблемите на суверенитета, които влияят върху справедливото разпределение и ефективното използване на общото достояние (космоса, океаните и Антарктида).
14. Традиционното разбиране за безопасност (обикновено асоциирано с политическа и военна заплаха за суверенитета) трябва да бъде разширено като в него се включи на опасността от причиняване на вреда на околната среда.
15. За постигане на устойчиво развитие са важни крупни организационни, структурно-правови и процесуални изменения.

Докладът на комисията Брундтланд не включва подробен план за достигане на устойчиво развитие, той предлага само описание на неотложните за решаване проблеми и обширна еталонна стратегия, с чиято помощ народите на света биха могли да разширяват сферата на сътрудничество, като приемат мерки, адекватни на техните културни, географски и други условия, но насочени към постигане на общата цел. Не са разработени и предложения за такова устойчиво развитие, което би подхождало към едни или други силно вариращи национални, географски или културни особености. Като цяло, за осъществяване на устойчивото развитие са нужни:

- политическа система, осигуряваща действително участие на гражданите във вземане на решенията;
- икономическа система, способна да осигурява материална печалба и технически знания на устойчива самовъзвръщаема основа;
- социална система, осигуряваща решаване на усложненията, произтичащи от нехармоничното развитие;
- производствена система, задължително спазваща екологичната основа за развитие;
- технологична система, способна постоянно да намира нови решения;
- международна система, поощряваща устойчивия модел на търговия и финансиране, а също така
- гъвкава и способна да се саморегулира административна система.

За осъществяването на тези цели са необходими значителни изменения в социалната структура и организация: Всъщност устойчивото развитие е процес на изменения, при които разработването на ресурсите, управлението на вложенията, ориентацията на техническото развитие и организационните промени са в пълна хармония и повишават както настоящия, така и бъдещия потенциал за удовлетворяване на потребностите и стремежите на хората”.

В “Нашето общо бъдеще” необходимостта от обединяване на дейността по околната среда и развитието е изразена в настойчива форма с цел да се замени процеса на приемане на отделни, единични решения, което е типично за повечето национални и международни агенции, с един цялостен подход на приемане на решенията.

“Ако има възможност да се предвиди и предотврати нанасянето на вреда на околната среда, то необходимо е екологичната политика да се разглежда едновременно и като икономическа, търговска, енергетична, селскостопанска и т.н. в един и същи дневен ред и в едни и същи национални и международни организации” [4].

Единна визия за развитието в бъдеще става възможна след разработката на други няколко доклада, разработвани с участието на хиляди експерти. Първият – „Един по-сигурен свят: наша обща отговорност” – доклад на Групата на високо равнище по заплахите, предизвикателствата и промяната. Вторият – „Инвестиране в развитието. Практически план за реализация Целите в областта на развитието, формулирани в Декларацията на хилядолетието”, или Проекта на хилядолетието, оглавяван от проф. Джефри Сакс, подпомогнат от десетки експерти и стотици консултанти от целия свят. Третият доклад – „Оценка на екосистемите на прага на хилядолетието”, разработван в периода 2001-2005 г. от 1350 експерта от 95 страни и основан на 33 субрегионални оценки. Освен синтезирана информация за състоянието на екосистемите и биологичното разнообразие, този доклад съдържа и сценарии за развитието на бизнеса, здравния статус на населението и др. Четвъртият доклад е докладът „При по-голяма свобода – към развитие, сигурност и човешки права за всички”. В света на взаимносвързани заплахи и предизвикателства всяка страна е заинтересована да реагира на всяка от тях ефективно. Да се осигури по-голяма свобода може само посредством широко, дълбоко и устойчиво глобално сътрудничество между държавите. Такова сътрудничество е възможно само в случай, че всяка страна в политиката си отчита не само потребностите на своите собствени граждани, но и потребностите на всички други хора. Докладът „При по-голяма свобода – към развитие, сигурност и човешки права за всички” на Генералния секретар на ООН – Кофи Анан, е предназначен за държавните и правителствени глави от целия свят, взели участие в юбилейната сесия на Общото събрание на ООН през м. септември 2005 г. Последният доклад е „За устойчиво и справедливо бъдеще за всички” - 2012 г., изготвен за конференцията на ООН „Рио+20”, Генералният секретар на ООН Бан Ки Мун го представи заедно със заключителния документ „Бъдещето, което предстои”.

Някои от тезите на „Доклад на Групата на високо равнище по заплахите, предизвикателствата и промяната към ООН – 2004 г.”, изработен от Групата на високо равнище с председател Анан Панярачун предвиждат нова колективна сигурност [5]:

„Най-сериозните заплахи за сигурността, с които се сблъскваме днес и ще се сблъскваме в следващите десетилетия, далеч не се свеждат до агресивни войни между държавите. Те включват бедността, инфекциозните болести, влошаване състоянието на околната среда, войните и насилието вътре в държавите, разпространението или възможността за употреба на ядрено, радиологично, химическо и биологично оръжие, тероризма и транснационалната организирана престъпност. Основателите на Организацията на обединените нации са мислили преди всичко за сигурността на държавата. Когато са говорили за създаване на нова система за колективна сигурност, те употребявали термина в традиционното военно значение: това е система, при която държавите се обединяват, заявяват, че агресията срещу една от тях е агресия срещу всички, и се задължават в подобен случай да реагират колективно. Без взаимно признаване на заплахите не може да има система за колективна сигурност. Най-малкото, което трябва да постигнем, е нов консенсус между отслабналите съюзи, между богатите и бедните страни и народи, обхванати от недоверие на фона на все по-разширяващата се пропаст между културите. Същността на този консенсус е проста: всички ние отговаряме за сигурността на другия, а здравината на консенсуса ще бъде проверена на дело.

Главната задача на Организацията на обединените нации и нейните членове е да не допуснат отдалечените заплахи да се превърнат в непосредствени, а непосредствените заплахи да не предизвикат разрушителни последици. Това изисква изработването на рамки за превантивна дейност, които да обхващат заплахите във всички аспекти, в които те с най-голяма сила се проявяват в различни райони на света. Описвайки как да се реши сложната задача за предотвратяване, ние започваме с развитието, тъй като то е необходимата основа на системата за колективна сигурност, в която сериозно внимание се

отделя на предотвратяването. То има многофункционален характер – подпомага борбата с бедността, инфекциозните болести и екологичната деградация, които убиват милиони и заплашват сигурността на човека. Играе жизненоважна роля в усилията, призовани да помогнат на държавите да предотвратят или преобърнат процеса на отслабване на потенциала на държавата, което има решаващо значение за отстраняване на всякакъв вид заплахи. Също така представлява част от дългосрочна стратегия за предотвратяване на гражданска война и премахване на условията, в които процъфтяват тероризмът и организираната престъпност.”

В продължение на антропоцентричния подход Групата на високо равнище по глобална устойчивост връчва през 2011 г. в Адис Абеба на Генералния секретар на ООН „Доклад на ООН за устойчиво и справедливо бъдеще за всички” с препоръки за пътя на придвижване към екологична чистота, справедливо и устойчиво бъдеще за планетата. Препоръките засягат изкореняване на бедността, премахване на неравенството, обезпечаване на общия икономически ръст, балансирано производство и потребление и са насочени към борба с изменението на климата и защита на планетата.

Членовете на Групата препоръчват на държавите придвижване към устойчиво бъдеще с отчитането на тези промени. Те засягат премахването на бедността, защита правата на човека, повишаване на образоваността на населението в сферата на устойчивото развитие, разширяване на заетостта. Авторите на доклада искат да се стабилизира управлението на природните ресурсите и зелената революция да стане факт през 21-ви век. Да се предприемат мерки за адаптация към последствията от глобалното затопляне и за смекчаване последствията от природните катастрофи.

В доклада се подчертава, че достигането на устойчиво развитие изисква трансформации в световната икономиката. В него се отбелязва, че днешната глобална криза предоставя възможности за съществени реформи не само във финансовата система, но и в реалния икономически сектор. Членовете на Групата на високо равнище препоръчват на политиците да отчетат социалните и и икономическите последствия на подобни усилия. Докладът съдържа препоръки към Генералния секретар на ООН да затвърди стратегията за устойчиво пазвитие в системата на ООН и да създаде работна група за създаване на индикатори за устойчиво развитие [6].

Новият доклад на ООН за 2012 г. се явява своеобразна пътна карта за създаването на жизнеспособно и справедливо бъдеще за всички. Групата на високо равнище по глобална устойчивост е създадена през август 2010 г. „за обсъждане и изработка на ново виждане за устойчив ръст и благополучие, както и на механизми за внедряването му в живота” с отчитане на съвременните изисквания по изменението на климата, загубата на биоразнообразие и липсата на продоволствена сигурност. Съпредседатели на Групата са президентът на Финландия Таря Халонен и президентът на Южна Африка Джейкъб Зума, а членове – 22–ма влиятелни международни дейци. Ето някои извадки от текстовете на Доклада [7]:

„Група на високо равнище за глобална устойчивост. Препоръки към устойчива икономика

Правителствата трябва да установят ценови показатели, които оценяват устойчивостта, за да се насочват решенията по отношение на потребителските и инвестиционните решения на домакинствата, бизнеса и публичния сектор. По-специално, правителствата биха могли:

- Да установят природните ресурси и външните фактори за ценообразуване, включително въглеродното ценообразуване, чрез такива механизми, като данъчно облагане, регулация или системи за търговия на емисии към 2020 г.
- Да реформират националните фискални и кредитните системи, да предоставят дългосрочни стимули за практиките на устойчивост, както и да въздействат върху демотивиращи фактори за неустойчиво поведение.

- Постепенно премахване на субсидиите за изкопаемите горива и намаляване на други погрешни субсидии към 2020 г. Намаляването на субсидиите трябва да се направи по начин, който защитава бедните и облекчава прехода за засегнатите групи, когато продуктите или съответните услуги са от първа необходимост.

Правителствата, международните финансови институции и големите компании трябва да работят заедно, за да създадат стимули за увеличаване на инвестициите в технологии за устойчиво развитие, иновации и инфраструктура, включително чрез приемане на политики и цели, които намаляват несигурността на инвеститорите; да насърчават публично-частни мрежи за подпомагане на научноизследователската и развойна дейност; да развиват схеми за гаранция на риска и предоставянето на рисков капитал. Правителствата да насърчават допълнително публичното и частно финансиране за устойчиво развитие. Да стимулират по-нататъшно проучване на нови области на иновативни източници на финансиране по целия свят.

Правителствата трябва да използват публичните инвестиции, за да създадат подходящите рамки, които катализират значително допълнително финансиране от частния сектор, например чрез предоставяне на ползване на инфраструктура, споделяне на риска, финансиране на жизнено важни проекти, към които няма частен инвестиционен интерес, предварително поемане на ангажименти за закупуване.

Правителствата трябва да се стремят да стимулират инвестициите в устойчиво развитие чрез оформяне на инвеститорските изчисления за бъдещето, по-специално, като залагат по-голямо използване на механизми за споделяне на риска и повишаване на сигурността на благоприятстваща среда, от гледна точка на регулираност и политика. Мерките могат да включват цели за възобновяема енергия или опазване на околната среда, намаляване на отпадъците, опазване на водите, достъп до пазарите на въглеродни емисии чрез Механизма за чисто развитие на Протокола от Киото, или трайни перспективи за публично финансиране.

За измерване на напредъка в устойчивото развитие към 2014 година следва да бъде разработен Индекс за устойчиво развитие или набор от индикатори. За тази цел Генералният секретар на ООН трябва да назначи техническа работна група, включително съответните заинтересовани страни.”

Според авторите на доклада на ООН, липсата на политическа воля пречи на устойчивото развитие. Дългосрочната устойчивост на хората и планетата трябва да бъде в основата на всички икономически и политически решения, се казва в новия доклад на Организацията на обединените нации. Светът трябва да промени начина, по който прави бизнес, с поглед отвъд БВП и поставяне на предан план на изводите на науката за околната среда. Препоръките включват премахването на субсидиите за изкопаемите горива, искат предоставяне на нови възможности за "зелен" растеж и анализ на пълните разходи, свързани с околната среда на производство и потребление. В доклада са посочени 56 препоръки към устойчиво развитие в 12 ключови области [8]:

1) Трите ключови области на вода, енергия и храна трябва да се обединят в едно цяло и вече да не се третират като отделни въпроси.
2) Науката и политиката трябва да бъдат по-добре интегрирани, включително да имат съгласувани определения за "планетарни граници", "екологични прагове" "повратни точки". По-голямо внимание трябва да се обърне на океаните и на "синята икономика."
3) Трябва да бъде постигнат консенсус за всички екологични и социални разходи за производство и консумация, които предлагат новите възможности за "зелен" растеж.

4) Социалното включване трябва да бъдат адресирано и насочено към задълбочаващото се социално неравенство.
5) Младите хора трябва да бъдат включени в обществото, политиката, труда и развитието на бизнеса.
6) Равенство между половете трябва да постигне сериозен прелом, за да бъде успешно устойчивото развитие.
7) Международната общност трябва да оценява развитието отвъд БВП и да търси нов индекс за устойчиво развитие.
8) Ако не бъдат осигурени нови огромни източници на капитал - както частни, така и публични, помощта за развитие ще остане критично слаба.
9) Устойчивото развитие трябва да бъде същност и основа на политическите програми и бюджети.
10) Международните институции следва да играят ключова роля в преминаването към устойчиво състояние на държавите. Необходимо е създаването на Съвет за устойчиво развитие и приемането на цели за устойчиво развитие.
11) Трябва значително да се увеличи заделяният ресурс за адаптация и намаляване на риска от бедствия.
12) Правителствата, пазари и хора, трябва да погледнат отвъд краткосрочните планове. Стимулите, благоприятстващи краткосрочените планове, трябва да бъдат премахвани. Устойчивият избор трябва да стане по-достъпен за потребителите.

Следват реакции на световни бизнес лидери, държавни ръководители и обществеици [9]:

Джейкъб Зума, южноафрикански президент, председател на панела на високо равнище: "С възможностите на света, подхлъзнат допълнително в рецесия, политиците са гладни за идеи, които могат да им помогнат да се движат напред в тези трудни времена. Устойчивото развитие е по-важно от всякога, като се имат предвид многобройните кризи, които сега обгръща света.

Кони Хайдегер, европейски комисар за действията в областта на климата: "Светът трябва да реши какво да прави с новия доклад на ООН: или да го сложи при другите доклади на рафта, или да го приеме като сериозен сигнал за събуждане. Световните лидери трябва да постигнат съгласие относно целите за достъп до устойчива енергия и възобновяемите източници на енергия. Частният капитал търси само печалба, но разходите за производство, не са единственото, което определя стойността на един продукт. Неговите социални и екологични разходи трябва да бъдат оценени най-сетне. "

Сара Най, Oxfam International: "Докладът на експертната група е визията за едно справедливо и устойчива бъдеще, която Oxfam напълно споделя. Но неговите препоръки предоставят призиви, а не решения. Това е слабо лекарство за животозастрашаваща диагноза."

Архиепископ Дезмънд Туту, председател на Старейшините, независима група от световни лидери, които работят за мира и човешките права: "Ако лицата, отговорни за вземането на решения, продължават да се съсредоточават основно върху икономическия растеж, за да отговорят на нуждите на човечеството, а не върху цялата поредица от фактори, които могат да осигурят по-устойчив подход, те рискуват да оставят на бъдещите поколения още по-поляризиран и опасен свят."

Гру Брунтланд, член на Групата на високо равнище по глобална устойчивост и на бившата Световна комисия по околна среда и развитие, която изготви доклада „Брунтланд”: "Ние сега трябва да действаме много по-решително. Няма друг, алтернативен път напред. В продължение на 20 години от първата Среща на върха в Рио

де Жанейро за Земята, тези въпроси са били широко обсъждани, с разбирането, че само интегриран подход, който обхваща целия собствен капитал на поколенията, ще се осигури устойчиво бъдеще за човечеството."

ЛИТЕРАТУРА

[1] Нашето общо бъдеще. Световна комисия на ООН по околна среда и развитие. Резолюция на Генералната асамблея 42/187/11 декември 1987 г. Ню Йорк, изд. на Оксфордския университет, 1987.
[2] От едно земно кълбо към един свят - встъпление. Доклад „Нашето общо бъдеще”. Световна комисия на ООН по околна среда и развитие. Ню Йорк, Изд. на Оксфордския университет, 1987, стр. 1-23.
[3] Ford, A. Modeling the Enviroment. An Introduction to Systems. Washington, Island Press, 1999.
[4] Beck, Roger B. And co. World History; Patterns of interaction. Evanston,IL,McDougal Littell, 1999.
[5] „Доклад на Групата на високо равнище по заплахите, предизвикателствата и промяната към ООН – 2004 г.”. Групата на високо равнище с председател Анан Панярачун. В: При по-голяма свобода – към развитие, сигурност и човешки права за всички. Кофи Анан и др. С., Фондация «Институт за устойчиво развитие», 2005, с.74.
[6] http://www.uncsd2012.org
[7] http://www.un.org/documents
[8] Бъдещето, което искаме. Заключителен документ от Конференцията на ООН в Рио де Жанейро - 2012, A/CONF.216/L.1.
[9] http://www.wurldwatch.org

МОДЕРНИ САТЕЛИТНИ СИСТЕМИ И УПРАВЛЕНИЕ НА СТРОИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ

Венелин Живков[1], Венкатанатан Натараян[2], Филип Филипов[3], Петър Мандиев[4], Симона Донева[5], Йордан Танковски[6], Анелия Панева[7]

MODERN SATELLITE SYSTEMS AND BUILDING STRUCTURES CONTROL

Venelin Jivkov[1], Venkatanathan Natarajan[2], Philip Philipoff[3], Petar Mandiev[4], Simona Doneva[5], Yordan Tankovsky[6], Anelya Paneva[7]

Abstract:
The modern satellite systems allow to organized the continuous monitoring for key geophysical fields. They allow also to elaborate an assessment of local seismic activity in a given area of the Earth's surface. Together with the development of two types of modern building anti seismic structures, as follows: the passive control technologies and the structures with active dynamic response management, the modern satellite monitoring systems allow to solve the three essential problems of the modern scientific specializations as follows: engineering seismology and earthquake engineering:

- *to develop early warning systems and response;*
- *to estimate local seismic activity;*
- *to significant reduce of buildings and facilities seismic risk in case of strong earthquakes.*

Keywords:
Passive Control Technologies, Active Control Systems, Early Warning Systems and Response.

[1] Venelin Jivkov, Corresponding Member of BAS, Professor, Senior Doctor of Sciences, Technical University - Sofia, 8 Kliment Ohridsky Blvd, Sofia, Bulgaria; *e-mails*: jivkov@tu-sofia.bg ; venchojivkov@gmail.com.
[2] Venkatanathan Natarajan, Assistant Professor, PhD, Sastra University, School of Electrical & Electronics Engineering, Sastra University, Thanjavur – 613 401, India; *e-mail*: venkatanathan@eee.sastra.edu.
[3] Philip Philipoff, Associate Professor, PhD, Institute of Mechanics-BAS, Acad. G. Bonchev St., Block 4, Sofia, Bulgaria; *e-mails*: philip.philipoff@gmail.com; philip_philipoff@imbm.bas.bg.
[4] Petar Mandiev, PhD Student, Institute of Mechanics-BAS, Acad. G. Bonchev St., Block 4, Sofia, Bulgaria; *e-mail*: bas.pmandiev@gmail.com.
[5] Simona Doneva, PhD Student, Institute of Mechanics-BAS, Acad. G. Bonchev St., Block 4, Sofia, Bulgaria; *e-mail*: simona_doneva@mail.bg.
[6] Yordan Tankovsky, PhD Student, Institute of Neurobiology-BAS, , Acad. G. Bonchev St., Block 23, Sofia, Bulgaria; *e-mails*: tankovskibg@abv.bg, tankovskibg@gmail.com; office@bio.bas.bg.
[7] Anelya Paneva, PhD Student, University of Oldenburg, Germany; *e-mails*: anelia_paneva@abv.bg; aneliya.paneva@uni-oldenburg.de.

1. INTRODUCTION

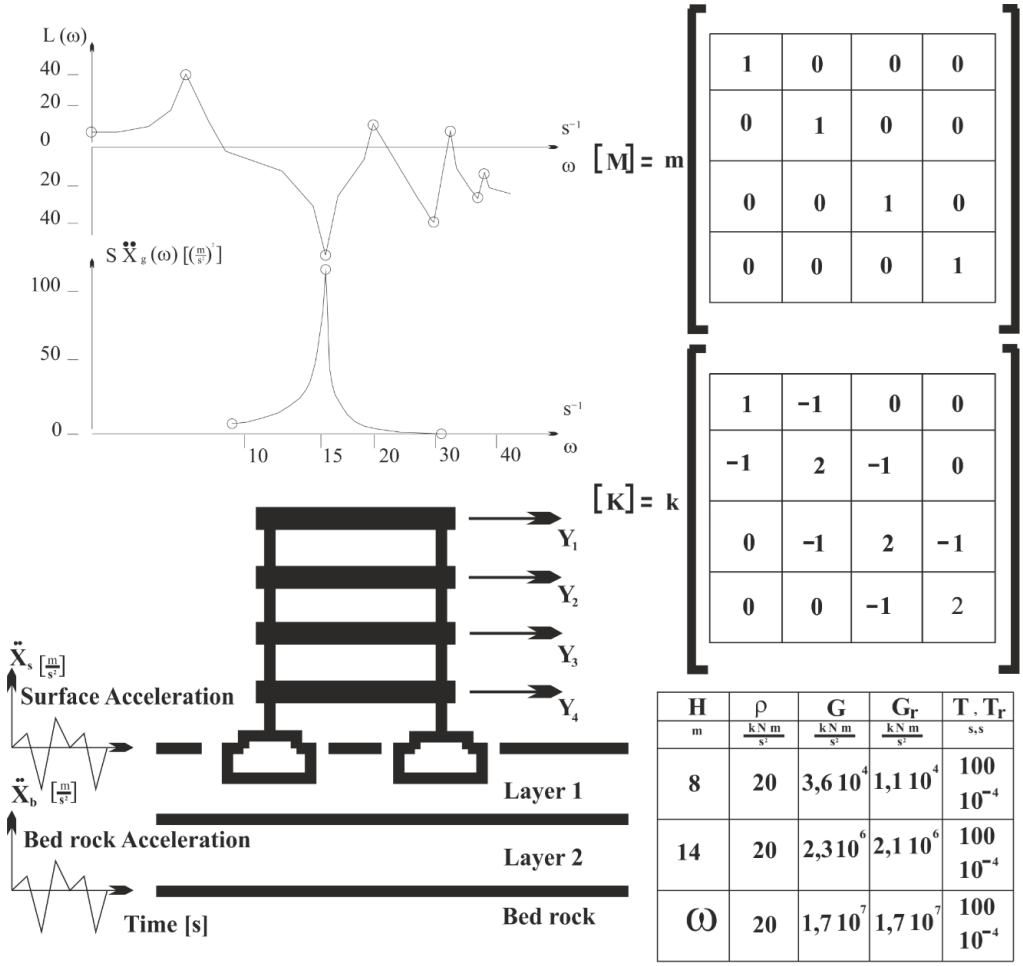
The temperature radiation (by the Outgoing Longwave Radiation method) is used for the earthquake forecasting. The data are obtained by satellite systems. Earthquakes with magnitudes M> 6 are investigated. The quantity criteria for earthquake forecasting estimation are elaborated in the study. The average of the output resistance is calculated for double year period [3], [4] before the crash for the specific areas of the Earth's surface (fair circle). Two values are compered in the study: 1) the average value for the double year period before the crash and 2) the instantaneous value of the emissions in the year of disaster occurred [15]. This comparison defines time interval. In this time interval is realized the most quantity energy, due collision between the earth plates.

The values of: coefficients of OLR variations, the maximum value of radiated energy [kWh/m2] and the time interval of disaster occurred are calculated for ten earthquakes.

Work hypothesis for strong earthquake forecasting [maximum value of radiated energy in kWh/m2 and time period in days] is presented in the study. This hypothesis is based on obtained results and trends [15, 16]. Since the beginning of this century (2000-2016) the humanity has suffered from dozens of destructive earthquakes with magnitude over $M \geq 6$, including two catastrophic earthquakes (Sumatra 26.12.04 and Japan 11.03.11) with magnitude over $M \geq 9$. They destroyed entire settlements and infrastructure - bridges, highways, roads, flooded islands, coastal harbors and power stations. The human victims amount to several hundred thousand. Material damages are in the same order reaching billions of dollars. The earthquake history constantly proves the unpredictability of power, place and time of the next cataclysm.

According to statistics, the number of devastating earthquakes increases over the time [1], whereas the geographical distribution is (Latitude, Longitude) predominantly in the “Fire ring” - along the boundaries of the main geotectonic plates and the fault lines. The process of occurrence of the cataclysm is probable. Some earthquakes forecast researches are given in [5], [6], [7], [9], [10], [12], [13], [14]. Teams from different countries are availing themselves of modern satellite technologies. Efforts are focused on studying changes in the ionosphere, underwater currents in the World Ocean, tides, electromagnetic emissions, thermal anomalies, etc.

In this study is presented information on the thermal anomalies (OLR) collected by the satellites during the earthquakes and from the past two years without earthquakes for the relevant geographic locations. It is known that the masses of the tectonic plates are subjected to enormous pressure and critical stresses are generated whereby positively charged particles “p-holes” are emitted. When these reach the ground, they ionize the molecules of the air and infrared rays are emitted. It is known as OLR. The satellite sensors at tens of kilometers catch the infrared radiation and keep track of it as a reflection from the Earth's surface with wavelength of 10-13 μm.



H	ρ	G	G_r	T , T_r
m	$\frac{kN\,m}{s^2}$	$\frac{kN\,m}{s^2}$	$\frac{kN\,m}{s^2}$	s,s
8	20	$3{,}6\,10^4$	$1{,}1\,10^4$	100 10^{-4}
14	20	$2{,}3\,10^6$	$2{,}1\,10^6$	100 10^{-4}
ω	20	$1{,}7\,10^7$	$1{,}7\,10^7$	100 10^{-4}

Figure 1. Passive control technology – idea solution [17].

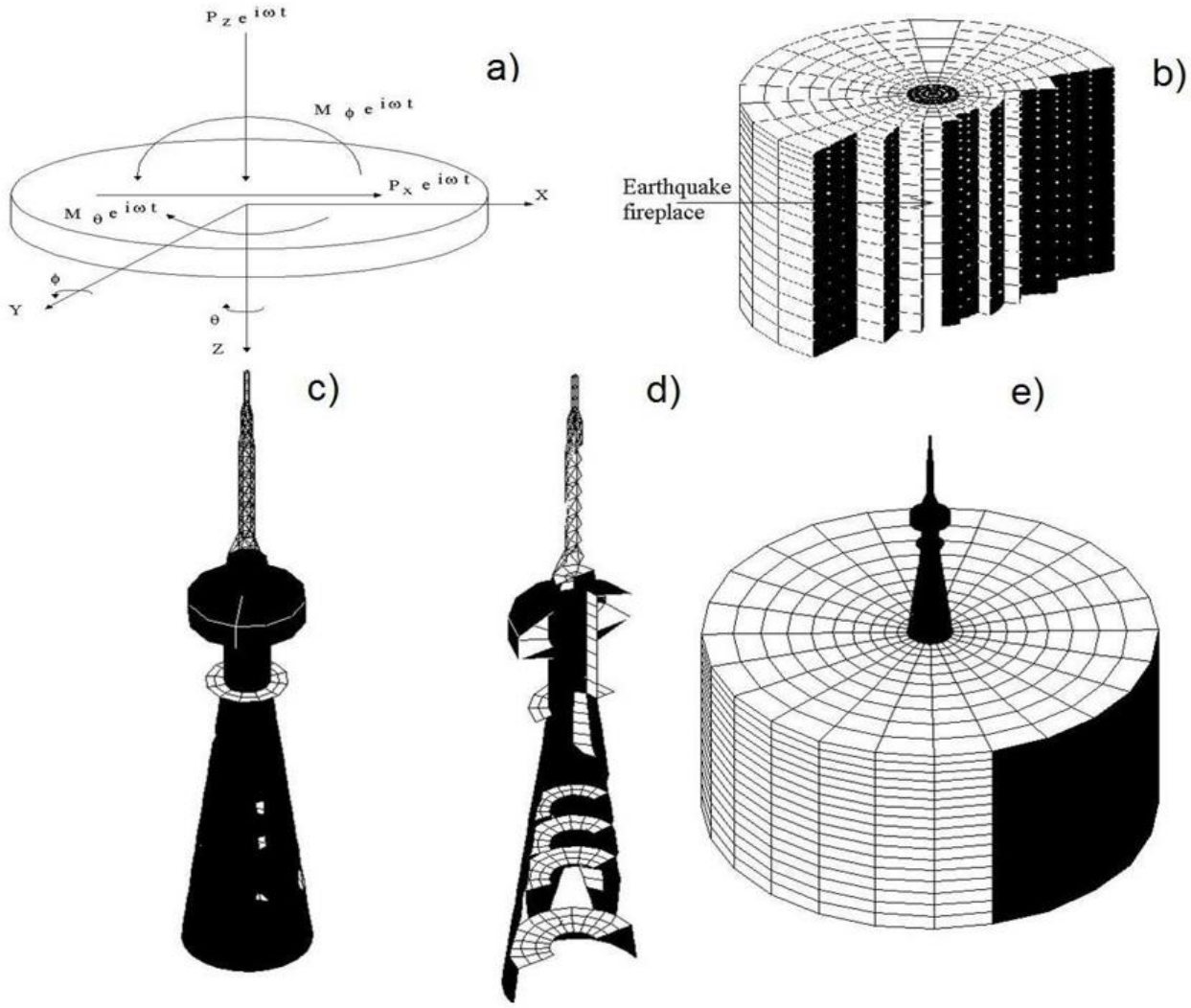


Figure 2. Active control technology – idea solution [17].

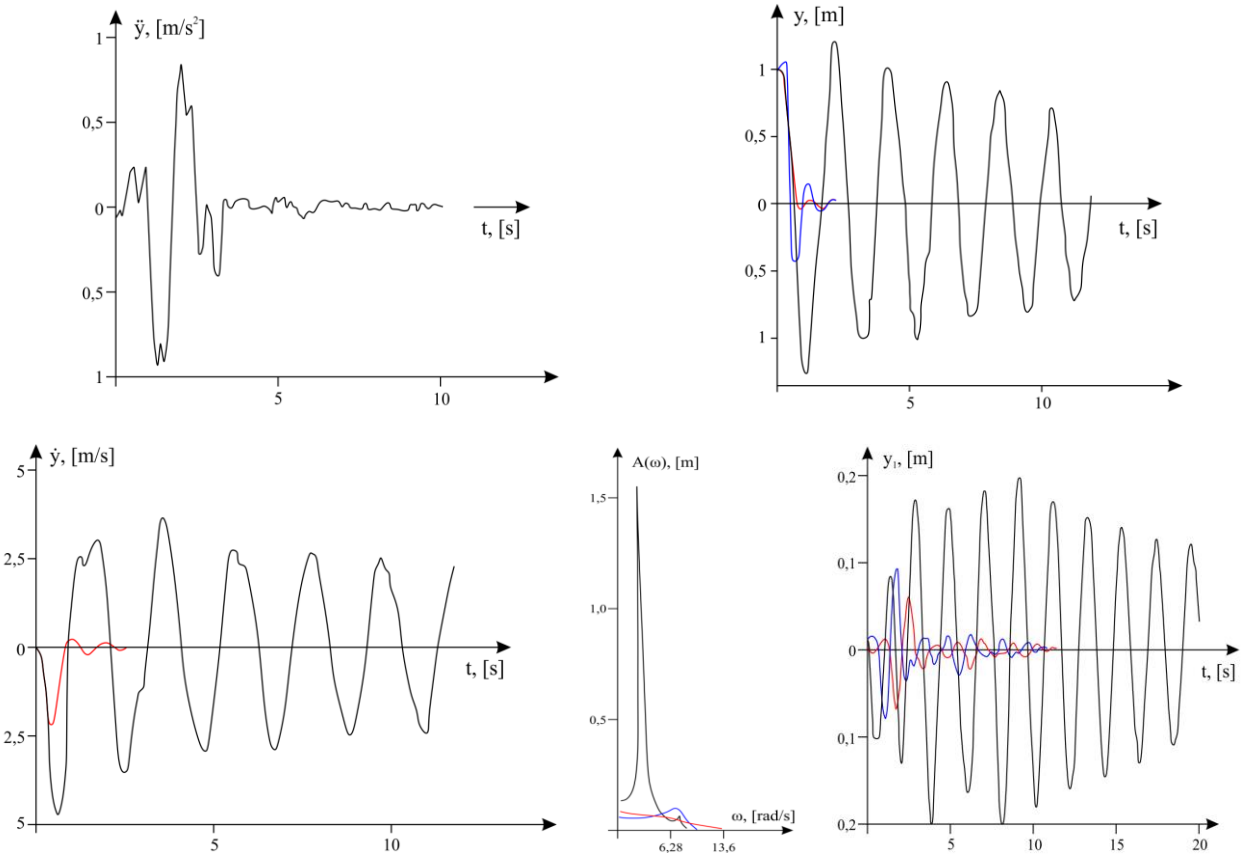


Figure 3. Active control technology – numerical solution.

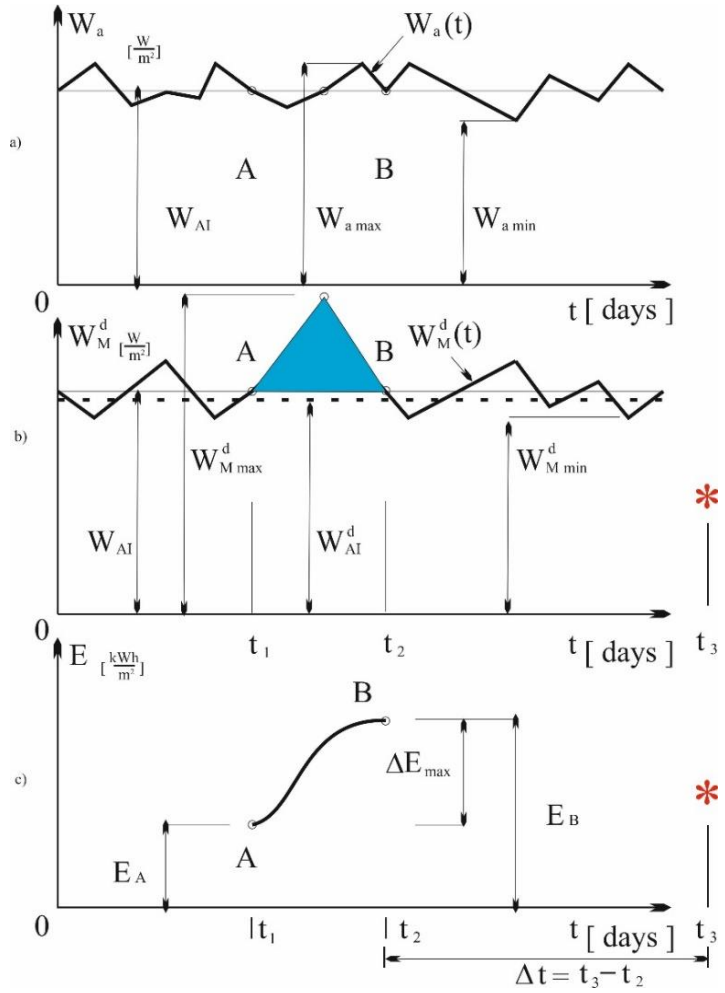


Figure 4. Principal OLR signals before a) and after b) a big earthquake
c) Change of energy ΔE_{max}

2. METHOD

The figure 4, a, b represents examples of variations of OLR signals. One of the figures represents variations of OLR signal WITHOUT any seismic phenomena for a two - year long period for the specific place on Earth with geographical coordinates – Latitude and Longitude. The other figure represents the OLR signal for the same place of the Earth with the same geographical coordinates, but for a time period of one year WITH occurrence of big seismic phenomena. The minimum and maximum values are as follows: W_{amin}, W_{amax}, W^d_{Mmin}, W^d_{Mmax}, and the average integral values are as follows:

$$W_{AI} = \frac{1}{T}\int_0^T W_a(t)dt \quad \text{and} \quad W^d_{AI} = \frac{1}{T}\int_0^T W^d_M(t)dt\,. \tag{1}$$

Extensive analysis (hundred occurred earthquakes with M > 6) shows that the difference between the average integral OLR signal values and the arithmetical average values is less than 5%. For this reason could be assumed that:

$$W_{AI} \approx \frac{1}{2}\left(W_{amin} + W_{amax}\right) \quad \text{and} \quad W^d_{AI} \approx \frac{1}{2}\left(W^d_{Mmin} + W^d_{Mmax}\right). \tag{2}$$

The variation of the energy of the OLR signal in the time interval $h = t_1 - t_2$ is shown in the figure 1 (c) where the variation ΔE_{max} is most significant. The points A and B match aligned values of:

$$W_M^d(t_1) \equiv W_{AI} \quad \text{hence} \quad W_M^d(t_1) \equiv W_M^d(t_2) \equiv W_{AI}\,. \tag{3}$$

The largest amount of change of energy ΔE_{max} in a year with an earthquake is determined by the expression:

$$\Delta E_{max} = \int_{t_1}^{t_2} W_M^d(t)dt - W_{AI}(t_2 - t_1), \quad \left[\frac{\text{kWh}}{\text{m}^2}\right]. \tag{4}$$

The extent of variation of the radiation during the period of two years without any cataclysms is δ_N [–]:

$$\delta_N = \frac{W_{amax} - W_{amin}}{W_{AI}} \approx 2\frac{W_{amax} - W_{amin}}{W_{amax} + W_{amin}}. \tag{5}$$

and the extent of variation of the radiation during the period with cataclysms is δ_d [–]:

$$\delta_d = \frac{W_{Mmax}^d - W_{Mmin}^d}{W_{AI}^d} \approx 2\frac{W_{Mmax}^d - W_{Mmin}^d}{W_{Mmax}^d + W_{Mmin}^d}\,. \tag{6}$$

3. RESULTS

Numerical energy indicators for forecasting of strong earthquakes – main results of the study presented by the maximum values of energy change ΔE_{max} [kWh/m^2] and time in days after ΔE_{max} occurrence as well as the variation δ_N before and δ_d during the disasters.

	Time	δ_N	δ_d	ΔE_{max}	Δt	M	W_{AI}	H	Latitude	Longitude	Place
		[–]	[–]	[kWh/m^2]	[days]		[W/m^2]	[kM]			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	28.03.99	0,150	0,337	4,42	12	6,6	244	15	30,512	79,403	Uharanchal India
2	28.10.05	0,080	0,430	3,47	25	7,6	238	26	34,539	73,588	Indo-Pakistan border
3	21.09.09	0,080	0,147	5,20	06	6,1	252	14	27,332	91,437	Bhrtan
4	18.09.11	0,080	0,156	4,80	04	6,9	262	50	27,730	88,155	Sikkim-India
5	25.04.15	0,154	0,259	3,11	23	7,8	260	8,22	28,230	84,713	Lanying Nepal
6	12.05.15	0,136	0,344	5,25	31	7,3	257	15	27,808	86,065	Kodari Nepal
7	16.09.15	0,135	0,512	4,10 (4,79)	10 (10)	8,3	210	22,4	-32,560	-70,00	Chily
8	15.04.16	0,220	0,480	4,20	31	7,0	265	10	32,050	132,01	Kumamato-Shi Japan
9	16.0416	0,163	0,634	9,00	16	7,8	218	19	79,900	0,37	Equador
10	28.04.16	0,107	0,202	2,00	03	7,0	280	27	-16,07	167,39	Vanuato

ACKNOWLEDGEMENT

The authors express their acknowledgement for the financial support of this study by the grant COST Action ES1301 FLOWS.

REFERENCES

[1] O. N. Serebryakova et al., ―Electromagnetic ELF radiation from earthquake regions as observed from low-altitude satellites,‖ Geophys. Res. Lett. 19, 91–94 (1992).
[2] R. D. Cicerone et al., ―A systematic compilation of earthquake precursors,‖ Tectonophysics 476, 371–396 (2009).
[3] N. Venkatanathan et al., ―Outgoing long wave radiation anomalies associated with earthquakes of neighbouring region of India—a case study on earthquakes (Mw– 6.0) during the period of January 2012–November 2012,‖ Int. J. Earth Sci. Eng. 6(2), 1750–1756 (2013).
[4] N. Venkatanathan, Ph. Philipoff, V.Sreedharam and V. Venkatachalapathy, ―Observation of pre-earthquake thermal signatures using geostacionary satellites, Journal of Applied Remote Sensing 10(4):046004, DOI: 10.1117/1.JRS.10.046004,October, 2016.
[5] Freund, F. T. Rocks that crackle and sparkle and glow: Strange pre-earthquake phenomena, J. Scientific Exploration, 17, 2003, 37-71.
[6] Freund, F. T., A. Takeuchi, B. W. S. Lau, R. Post, J. Keefner, J. Mellon, A. Al-Manaseer. Stress-induced changes in the electrical conductivity of igneous rocks and the generation of ground currents, Terr. Atm. Ocean Sciences (TAO), 15, 2004, 437-467.
[7] Melbourne, T. I., F. H. Webb. Precursory transient slip during the 2001 Mw = 8.4 Peru earthquake sequence from continuous GPS, Geophys. Res. Lett., 29, NO. 21, 2032, doi:10.1029/2002GL015533, 2002.
[8] Ouzounov, D., S. Pulinets, A. Romanov, K. Tsybulya, D. Davidenko, M. Kafatos, P. Taylor. Atmosphere-ionosphere response to the M9 Tohoku earthquake revealed by multi-instrument space-borne and ground observations: Preliminary results, Earthquake Science, December 2011, Volume 24, 6, pp 557-564.
[9] Gousheva, M., D. Danov, P. Hristov, M. Matova. Ionospheric quasi-static electric field anomalies during seismic activity in August–September 1981, Natural Hazards and Earth System Science 9 (1), 2009, 3-15 (http://www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/9/3/2009/ nhess-9-3-2009.pdf).
[10] Pulinets, S. Ionospheric Precursors of Earthquakes; Recent Advances in Theory and Practical Applications, TAO, 2004, Vol. 15, No. 3, pp 413-435.
[11] Pulinets, S., D. Davidenko. Ionospheric precursors of earthquakes and global electric circuit. Adv. Space Res., 2014 (http://dx.doi.org/ 10.1016/j.asr.2013.12.035).
[12] Pulinets, S. A., K. Boyarchuk. Ionospheric Precursors of Earthquakes. Springer, Berlin, 2004.
[13] Nenovski, P., M. Chamati, U. Villante, M. De Lauretis, P. Francia. Scaling Characteristics of SEGMA Magnetic Field Data around the Mw 6.3 Aquila Earthquake, Acta Geophysica vol. 61, no. 2, Apr. 2013, pp. 311-337; DOI: 10.2478/s11600-012-0081-1.
[14] Ouzounov, D., S. Pulinets, K. Hattori, M. Kafatos, P. Taylor. Atmospheric Signals Associated with Major Earthquakes. A Multi-Sensor Approach, in Frontier of Earthquake short-term prediction study, Ed.M. Hayakawa, Nihon-senmontosho-shuppan, Japan, 2011, pp. 510-531.
[15] N. Venkatanathan, Philip Philipoff and S. Madhumitha, Outgoing Longwave Radiation Anomaly Prior to the Big Earthquakes: A Study on the September 2015 Chile Earthquake, New Concepts in Global Tectonics Journal, V. 3, No. 3, September 2015.
[16] Jivkov V., Ph.Philipoff, An.Ivanov, M.Munoz, G.Raikova, M.Tatur, Ph. Michaylov, (2013), Spectral properties of quadruple symmetric real functions, Applied Mathematics and Computation, Elsevier, pp 343-350.
[17] Ishtev,K.,E.Zheliaskov,P.Petrov,Ph.Philipoff, 1993, Structural Seismic Isolationby Antiresonance Loci, SMiRT 12, Transactions Vol. K24/5, Stuttgart, Germany.

ИЗПОЛЗВАНЕ НА ЕКОЛОГОСЪОБРАЗНИ ЦИМЕНТИ И БЕТОНИ ЗА НАПРАВАТА НА УСТОЙЧИВИ КОНСТРУКЦИИ

Емануела Манолова[1]

GREEN CEMENT AND CONCRETE FOR SUSTAINABLE STRUCTURES

Emanuela Manolova[1]

Abstract:
Due to the increasing global needs of the construction sector, building materials' consumption grows very fast and opens the door for new alternative materials. Meanwhile, industries generate millions of tons of residual by-products, which are mainly deposited. Concrete as the most widely used material worldwide could become greener as a result of the application of recycled aggregates on one hand and green cement on the other hand. This article discusses the possibilities for utilization of industrial residuals in green building materials. The focus is on cements with zero or low quantity of Portland cement. This transforms industrial residuals into secondary raw materials with a particular environmental effect - a sufficient decrease in CO2 emissions. Details of the cement manufacturing process are reported.

Keywords:
Green Cement, Alkali-Activated Binders, Industrial Residuals, Alternative Materials, Advanced Technology.

1. INTRODUCTION

Construction materials play an important role in building integrity. The proper structural design and the required physical and mechanical properties of the materials are responsible for the strength and durability of the structures. Sustainable structures can be constructed using green alternative materials with similar or better properties than traditional building materials, or by reusing traditional ones in a better way. Green materials are mostly based on recycled products or wastes, which could partially or entirely replace natural materials extracted from non-renewable resources. The utilization of waste materials in construction turns them into a secondary source for materials production. This strategy will reduce landfill deposition, protect the nature, reduce costs and lead to lower energy consumption compared to the production of traditional building materials and save energy for production of non-renewable ordinary building materials.

[1]Емануела Манолова, гл. ас., д-р, инж., Строителни материали и технологии, Строително инженерство, Европейски Политехнически Университет, ул. „Кирил и Методий“ 23, 2300 Перник, *e-mail*: amymanolova@yahoo.com;
Emanuela Manolova, Chief Assistant Prof., Ph.D. Eng. Building Materials and Technology, Civil Engineering, European Polytechnical University, 23 Kiril i Metodiy St., 2300 Pernik, Bulgaria; *e-mail*: amymanolova@yahoo.com.

A special tool called European Technical Approval (ETA) is used for alternative materials, which are not included in the harmonized European Standards for construction sites. ETA is a European certificate which supports the introduction of non-conventional building materials, by guaranteeing the performance and characteristics of the alternative materials even without CE marking. ETA is valid in all EEA countries. Industrial wastes can be utilized by ETA.
The construction of sustainable structures encompasses several areas of sustainability throughout the process of utilization of the structures. It starts from sustainable urban planning, design and construction, then sustainable exploitation and maintenance and finishes with sustainable recycling at the end of its life cycle [1]. During the time of structural design appropriate building materials in respect of the 3R concept (reduce, reuse and recycle) should be considered. Concretes and also cements as their component are the two most widely used materials in the world. The application of green cements and green concretes reduces the use of standard natural aggregates and ordinary binders. This article aims to give an overview of the novel aspects of structural materials' design in line with the concept of sustainability, which becomes more practical than theoretical. Different types of green cements composed mainly of by-products – solid, liquid and gases will be discussed, as well as green concretes developed on recycled aggregates, cured or surface treated with alternative materials for better performance.

2. CURRENT CEMENT AND CONCRETE PRODUCTION

Ordinary Portland Cement (OPC) is the dominant type of binder used for contemporary construction. According to the European Standard 197-1, cements are classified into 5 types in respect to their composition (table.1). Each type is divided into subtypes, which define the exact percentage of Supplementary Cementitious Material, which could be blended with OPC. OPC requires only 5% of additional material out of clay and limestone, which should adjust its mineral composition. In comparison, American Standard for Testing and Materials (ASTM C150/C150 M) gives a similar classification (Type I÷V) [2], but cements groups are divided according to mineral composition, heat of hydration and rate of gained strength.

Table. 1. Classification of cement types, according to EN 197-1 [3]

CEM I	Portland Cement (PC)	PC and up to 5% of minor additional constituents (the original OPC)
CEM II	Portland Composite Cement	PC with up to 35% of other SCM such as ground limestone, fly ash (FA), ground granulated blast furnace slag (GGBS)
CEM III	Blast Furnace Cement	PC with a high percentage of blast furnace slag (60-75%)
CEM IV	Pozzolanic Cement	PC with up to 55% of selected pozzolanic constituents
CEM V	Composite Cement	PC blended with GGBS, FA and pozzolanic material

Cement production has a severe negative impact on nature because of the extraction of natural raw materials and the massive release of CO_2 emissions. The environmental impact of clinker production is significant, the less clinker is produced, the more sustainable the cement is. CEM II is the most common type of cement produced with almost 57%, followed by OPC with 27% [4]. Unfortunately, the application of CEM V is rather limited compared to other types of cement. Indeed, CEM V can be considered the first sustainable cement due to the high volume of SCMs used. The main sources of emission in the OPC manufacturing process are two: the calcination process and the combustion fuel used to heat the raw materials. The amount of CO_2 released also depends on type of fuel. The less emissions released, the more sustainable the cement is.

The hydration process of cement minerals with water produces a stable, amorphous solid hydrate, which continues to grow and expand in the presence of water. The main function of cement in concrete is to bind together the aggregates (fine and coarse), but the coarse aggregate is the one which gives the strength of ordinary concrete.
Green concrete is a type of concrete that uses waste materialc, its production process does not lead to environmental destruction, or it has high performance and life cycle sustainability. Green concrete could partially or fully replace cement or fine or coarse aggregates with wastes from different origin. The production of green concretes follows the 3R concept. It has a positive impact on decreasing of the global warming and waste deposition thanks to the utilization of different types of wastes. The novel CO_2 concept for treatment of concrete could utilize sufficient quantities of waste gasses, mainly those generated by OPC production.

3. NOVEL ALTERNATIVE GREEN CEMENT TYPES

There are several approaches, which can be used for the reduction of carbon emissions and improving the energy efficiency of concrete production in general. Updating the manufacturing process by optimizing the technology leads to energy efficiency improvements up to a certain limit. Then there are several alternatives: replacing the fuels used; utilization of industrial by-products on a small or large scale and application of alternative liquids and gasses for activation.

3.1. Cements produced with alternative fuels

Coal and petroleum coke are the two traditional fuels used for burning cement clinker. Natural gas and fuel oil are also used, but to a lesser extent. Approximately 40% of the total CO_2 emissions of a cement plant are generated from the burning [5]. Nowadays, alternative fuels like biomass are used quite often in developed countries These can be agricultural and animal waste; wood, textiles and plastics from demolition activities; rubber tires; industrial and municipal sewage sludge; solid waste; solvent and oil, etc. The effect of each type of alternative fuel in the cement kiln is different, but in general most of them lead to the production of less CO_2 emissions compared to coal and contribute to the clinker production. However, if the correct blend of fuels is used, the quality of the clinker will not be affected and no hazardous materials will be formed during production. On the other hand, alternative fuels can change the characteristics of the clinker like the porosity of the granules, the burning grade, the crystal size of the clinker phases or the reactivity and the performance characteristics of the cement. During the last decades the application of alternative fuels has moved from the laboratories to practice [6]. The European countries substitute up to 70% of ordinary fuels with alternatives [5]. The substitution rates are limited by legal and political barriers, regulated by national environmental regulations.

3.2. Cements with high quantity of Secondary Cementitious Materials

The utilization of industrial wastes in blended cement is a very good example of recycling residuals, which has been successfully implemented for several decades and included in building standards. Due to this transformation, industrial residuals are now considered ‘Supplementary Cementitious Materials’ (SCMs), which are divided into two groups: cementitious and pozzolanic materials. The first ones have binding properties by themselves and the second ones exhibit cementitious properties combined with calcium hydroxide (lime). Standardized SCMs in blended cements with industrial origin are: limestone, ashes, slags and fumes. There are also other SCMs with natural origin like pozzolans (natural and natural calcined) and burnt shale. Each SCM affects different properties of the cement and lead to improvement of some of the characteristic of the blended cement such as strength (early or later) setting time (initial or final), workability, durability, etc.

But there are many other industrial residuals, which are still waiting to be developed and included in standards (fig.1). Changing the status of wastes to SCMs can open the door for a wide range of new applications of these materials.

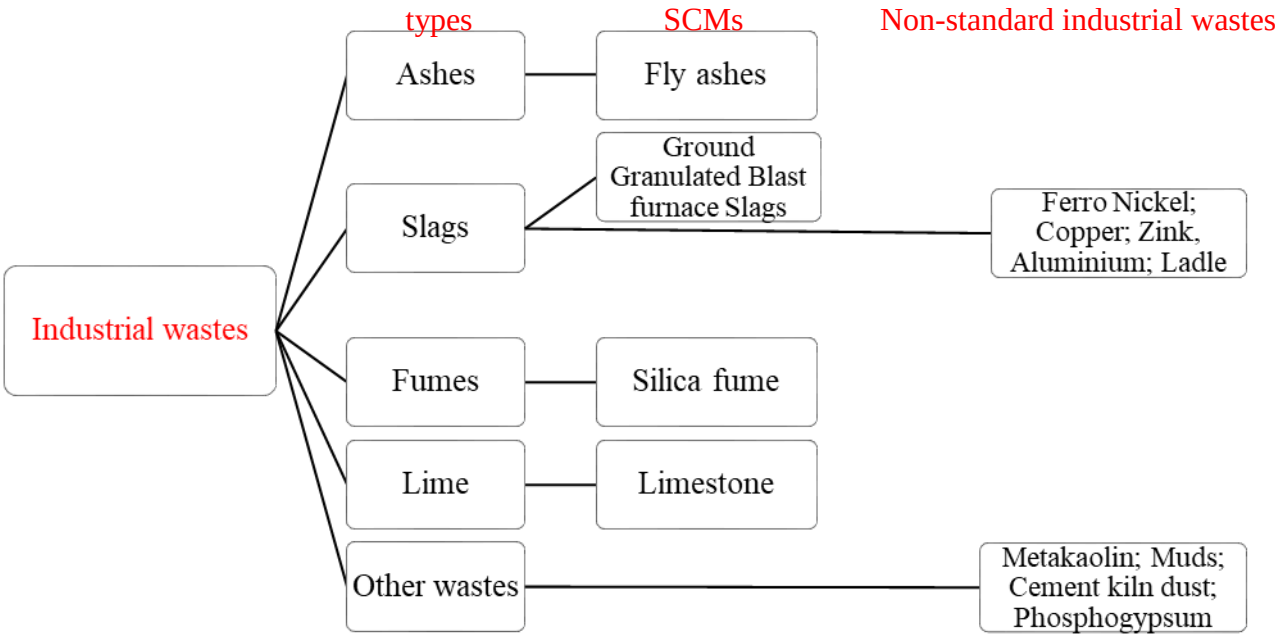


Figure. 1. Industrial wastes, partially classified as Secondary Cementitious Materials and non-classified wastes

Natural SCMs, which have also been researched for the last few decades, can be divided into two groups according to the origin: vegetal and animal. For example, SCMs of vegetal origin are: rice, hemp, bamboo, wood cellulose, flax, banana, sunn, jute, etc. and of animal origin: hair of different animals such as horse, sheep, goat, alpaca, etc. They can also be used as fibers in concrete.

3.3. Alkali-activated cements

Alkali-activated cements (AACs) contain up to 95% industrial wastes (in the solid part) and the rest is the activator - usually NaOH, Na_2SiO_3, KOH, K_2SiO_3, RbOH or C_3OH and some water. The utilization of such high percentage of waste leads to decrease in the comparably high percentage of emitted CO_2, which is released during the clinker production. As a result of the chemical reaction of the waste with the activator a binder is formed, which has better durability and longer lifetime and its mechanical properties correspond to those of OPC. The difference in the new hydration products in AACs is that they contain mostly calcium-aluminate-silicate-hydrates (CASH), unlike ordinary calcium-aluminate-hydrates (CSH) in OPC.

The durability of OPC, which is mostly responsible for the lifetime of the concrete, depends on its chemical composition, reaction with water during the time of hydration and later on different environmental effects on new hydration products and soluble products ($Ca(OH)_2$). Decreasing the level of OPC usually leads to an improvement in cement durability [4] when reactive wastes such as slags or pozzolans are added. AACs can contain cement up to 5% to intensify the reaction and form additional secondary chemical formations.

AACs are a real competitor to OPC from mechanical and durability standpoint, but from an economic perspective, the price of the activators is still high. However, the price is not what hampers the commercialization of these new binders, but legislation. The standards for cement and concrete require a narrow range of variation of the quantity of clinker. Meanwhile BSI wrote the “Principles of the equivalent durability procedure (EDP)” [7], which is based on the traditional method of ensuring durable concrete, without traditional methods for concrete mix

design using the so called “candidate concrete”, and gives a chance to all kinds of alternative materials to prove their characteristics in practice.

3.4. CO_2 cements

Calcium silicate-based cements (CSC) are a new type of cements, produced by Solida Technologies®, which use the waste CO_2, generated by ordinary cement production, for the carbonation of CSC. CSC is a non-hydraulic calcium silicate cement with reduced lime content, which efficiently stores CO_2 during concrete curing [8]. Using CO_2 curing, the lime content in CSC clinker is reduced by about 45%, which is 30% less than the content in OPC. This reflects to 200°C lower temperature for burning OPC and a 30% reduction of the fuel and CO_2 emissions. Moreover, the low-lime chemistry of CSC allows the reaction between lime and silica to occur at the clinker temperature of 1250°C. This also reflects in a reduction of CO_2 emissions – a comparable table is given in table 2.

Table 2. CO_2 emission during production of OPC and CSC [8]

CO_2 emission from:	Per ton of OPC clinker	Per ton of CSC clinker
Limestone decomposition	540kg	375kg
Fossil fuel combustion	270kg	190kg
Total CO_2 emissions	810kg	565kg

The first industrial CSC clinker was produced in North America by LafargeHolcim. The effect of this technology was proven and even some savings in the specific heat consumption were achieved due to the different behavior of CSC in the kiln compared to OPC clinker.
The manufacturing of concrete based on CSC does not require a special mixing and forming process. But the chemical process of setting and hardening differs. The low-lime, calcium silicate and C_3S_2 components of CSC do not hydrate when water is added during concrete mixing and forming. In the presence of water CSC based concrete reacts with CO_2 as in the following equation:

$$CaSiO_3+CO_2 \rightarrow CaCO_3+SiO_2$$

This reaction requires CO_2 gas pressure and a moderate temperature of about 60°C. These parameters turn CSC concrete into precast concrete. The hydration of CSC concrete occurs very fast and it is limited only by the ability of CO_2 to diffuse throughout that stage of the process. Thin elements of up to 1 cm are cured for 6 hours and 25 cm elements for 24 hours, which makes this technology very highly productive for precast elements.

3.5. Mg-oxide based cements

Water-activated-magnesium-oxide based cement is a very old type of cement, similar to those used by the Chinese to build the Great Wall [5]. This type of cement requires about 30% less energy for its production and it has some advantages compared to OPC. There are several companies, which have patented various types of cement based on magnesia and caustic magnesia – Tec-Cements, Eco-Cements, Enviro-Cements, Ceramicrete, Novacem etc. The reactive magnesia hydrates to brucite, $Mg(OH)_2$, and when it is exposed to CO_2 it reacts and forms magnesite [5]. One of the novel researches in magnesium-based cements proved that they can absorb more CO_2 than is released during their production [9], which gave the name of the new type of cement ‘carbon-negative cement’. One of the patented technologies for production of Mg-oxide based cements includes a standard autoclaving process (180°C and 150bar pressure), followed by air heating (700°) for production of MgO and then blending with hydrated magnesium carbonates. One of the benefits of this process is the recycling of CO_2 produced during the manufacturing process (of 1,0t released CO_2, 1,1t CO_2 are recycled).

4. DEVELOPMENTS IN GREEN CONCRETE PRODUCTION

Green concrete technology becomes more and more popular thanks to scientific research due to its significant contribution to the sustainable development in construction. Application of different techniques, mostly related to waste valorization in all states, are noted below.

4.1. Application of different types of recycled materials

Recycled concrete aggregates (RCAs) made from construction and demolition wastes (C&D) are one of the most popular recycling materials used in building construction. However, every year in Europe more than 850 mil tons of C&D are generated [10]. Their application is still limited due to the worse performance of RCAs in respect to the mechanical and physical properties compared to ordinary aggregates. RCAs have high content of impurities, lower density and higher water absorption, but if they are adequately separated and combined with proper quantity of natural aggregates they could be used for many purposes.

According to the standard EN 12620 [11] there are 7 categories based on the constituents of recycled aggregates:

- Rc – concrete, concrete products, mortar, concrete masonry units;
- Ru – unbound aggregates, natural stone, hydraulically bound aggregates;
- Rb – clay masonry units (bricks and tiles), calcium silicate masonry units, aerated non-floating concrete;
- Ra – bituminous materials;
- Rg –glass;
- FL - floating material in volume;
- X – gypsum plaster, cohesive material (clay and soil);

The exact proportions of these materials applied in RCAs are determined in standard EN 933-11 [12] and should also fulfil the requirements of the category specified in EN 12620 and the recommendations of EN 206 [13] for concrete with recycled aggregates.

4.2. Novel concrete composition

There are several directions of development in novel concrete mix design:

- Application of higher percentages of SCM than specified in the standards;
- Minimal utilization of ordinary PC, together with intensification of hydration;
- Optimization of the mix design for making more self-compacting and self-flowing mixtures.
- Application of alternative fillers for optimization of the particle size distribution.

4.3. Curing of concrete using CO_2 technology

CO_2 capture, storage and activation makes this novel technology for curing concrete environmentally friendly. This gives a wide range of applications of CO_2 based on the chemical reaction between CO_2 and the cement particles in the presence of water or water vapor. This technology can replace steam curing with rapid curing and produce concretes with good mechanical properties, volume stability and low energy consumption [14].

4.3.1. Curing of elements

CO_2 curing gives almost the same strength of concrete elements as stream curing does for the same mix design. This technology is appropriate for ordinary concrete with unsaturated capillary pores. The concrete mix should be wet enough and with sufficient workability before CO_2 is applied [15]. Pre-conditioning of concrete elements is very important, as the higher the CO_2 curing degree is, the drier the pre-conditioning environment should be. Compared to stream curing, CO_2 curing gives better dimensional stability of the main hydration products.

4.3.2. Surface treatment

Surface treatment is one of the methods that effectively improves concrete durability and is mostly used for marine structures and bridge decks [16]. When CO_2 reacts with dry cement it forms calcium carbonate which compacts the microstructure by reducing the porosity and changing the pore size distribution. The improved microstructure gives higher strength, lower absorption and aggressive agent migration.

4.3.3. Enhancement of recycled concrete aggregates

Recycled concrete aggregates (RCAs), generated from construction and demolition wastes, need to be improved before being applied in concrete, due to the reduction of their mechanical properties compacted to ordinary aggregates. The application of CO_2 makes RCAs alternative materials with better performance thanks to their reaction with calcium hydroxide and CSH which increases the volume of new formations and reduces the porosity.

5. FINAL REMARKS

In the foreseeable future concrete will keep its key role in construction. In order to fulfil the perpetual changes of the environmental norms, cement and concrete should ensure sustainability. The construction industry is facing three key challenges – the need to reduce CO_2 emissions, to improve energy efficiency and to recycle higher percent of wastes in general.

Nowadays, the focus is on sustainability of cements by proper selection of constituents from waste materials. Constant chemical composition and physical properties of wastes will help their standardization, which are still deposited to a great extent. European legislation must approve the use of new binders for structural purposes as others have already done.

The requirements for concrete are mostly related to standard cement production. Once concrete mix design is released from these restrictions, alternative materials can be included efficiently. New standards should be developed which focus mainly on the final properties of concrete.

REFERENCES

[1] Bobovec B., Banjad Pecur I., Sustainable materials for sustainable construction, CoMS, 2017, 840-845. (paper in proceedings)
[2] ASTM C150/C150M-18, Standard Specification for Portland Cement.
[3] EN 197-1:2011, Cement. Composition, specifications and conformity criteria for common cements.
[4] Bignozzi M., Sustainable cements for green buildings construction, Procedia Engineering 21, 2011, 915-921. (journal paper)
[5] Imbabi M., Carrigan C., McKenna S., Trends and developments in green cement and concrete technology, International Journal of Sustainable Built Environment, 2012, 1, 194-216.
[6] Mineral Products Association Fact sheet 7, Alternative fuels and raw materials in cement kiln, 2012 (http://cement.mineralproducts.org/downloads/fact_sheets.php.
[7] PD CEN/TR 16563:2013, Principles of the equivalent durability procedure.
[8] DeCrisofaro N., Meyer V., Sahu S., Bryant J., Moro F., Environmental impact of carbonated calcium silicate cement-based concrete, CoMS, 2017, 65-70. (paper in proceedings)
[9] Biello D., Cement from CO_2: A concrete cure for global warming, Scientific American, 2008.
[10] Fischer C., Werge M., EU as a recycling society present recycling levels of municipal waste and construction and demolition waste in the EU, April 2009.
[11] EN 12620:2002+A1:2008, Aggregates for concrete.

[12] EN 933-11, Testing for geometrical properties of aggregates – Part 11: Classification test for the constituents of coarse recycled aggregate.
[13] EN 206:2013+A1:2016, Concrete - specification, performance, production and conformity.
[14] Tu Z., Shi C., Pan X., Zheng J., Eco-construction materials through innovative uses of CO_2, CoMS, 2017, 58-64. (paper in proceedings)
[15] He P., The effect of subsequent moist curing on the hydration of cement in concrete after CO_2 curing, Hunan University, Changsha, 2014.
[16] Basheer P., Surface treatment for concrete: assessment methods and reported performance. Construction and building materials, 11, 1997 N7, 413-429.

ПУКНАТИНОУСТОЙЧИВОСТ НА ЕЛЕМЕНТИ ОТ ЛЕКИ БЕТОНИ

Мирона Миронова[1], Петър Господинов[2]

THE CRACK RESISTANCE OF LIGHTWEIGHT CONCRETE ELEMENTS

Mirona Mironova[1], Peter Gospodinov[2]

Abstract:
Lightweight concrete are often used to make wall and partition fences without a constructional function. The properties of the finished elements depend on the structural and mechanical characteristics of the output materials. The appearance of cracks, as well as the development of deformations, have a significant impact on the tense state of the fences.
Temperature-humidity effects are studied over the whole section of the element under consideration. Depending on the changes in the properties of the material over time, the crack resistance (durability) of lightweight concrete elements has been assessed.

Keywords:
Lightweight Concrete, Fences, Stress, Crack, Deformation.

1. INTRODUCTION

The normal maintenance of cellular concrete structures is associated with predicting their crack resistance. This is explained by the fact that the cellular concrete structures are used mainly as fencing and the development of cracks on their surface can lead to deterioration of the operational properties.

The stress state of the enclosing structures is significantly affected by the development of forced deformations due to the uneven distribution of heat and humidity along the cross-section of the structure. It is especially important to take into account the uneven distribution of heat and humidity for the construction of cellular concrete. Firstly, this is due to the fact that, due to the low thermal conductivity of cellular concrete, rapid damping of the temperature of the impacts occurs in the thickness of the structure, and as a result, significant temperature gradients appear along the thickness. Secondly, for cellular concrete structures, a high initial moisture content (20-30% by weight) is characteristic, which causes a long-lasting occurrence in these structures and the existence of a moisture gradient along the cross-section of the structure. The moisture

[1] Мирона Миронова, д-р, доцент, Физико-химична механика, Институт по механика - БАН, 1113 София, ул. Акад. Г. бончев, бл.4, *e-mail*: mirona@imbm.bas.bg;
Mirona Mironova, PhD, Assoc. Professor, Physico-chemical mechanics, Institute of Mechanics – BAS, 1113 Sofia, Acad. G. Bonchev st., bl.4, *e-mail*: mirona@imbm.bas.bg.
[2] Петър Господинов, д-р, доцент, Математическо моделиране и числени симулации, Институт по механика - БАН, 1113 София, ул. Акад. Г. бончев, бл.4, *e-mail*: p_gospodinov@abv.bg;
Peter Gospodinov, PhD Assoc. Professor, Mathematical modeling and numerical simulations, Institute of Mechanics – BAS, 1113 Sofia, acad.G. Bonchev st., bl.4, *e-mail*: p_gospodinov@abv.bg.

content of concrete between the outer surface and the middle of the structures from gas and foam concrete can reach 10-15% of the structure.

In addition to the temperature-humidity effects on the development of forced deformations in cellular structures, carbonization has a significant effect.

2. ASSESSMENT OF THE STRESS STATE STRUCTURES

The stress state of the enclosing structures during the development of forced deformations is determined on the basis of the solution of the plane problem of the theory of elasticity using the hypothesis of plane sections. For the enclosing structures, the state of material Q (temperature, humidity and carbonation degree) varies mainly in thickness, and in the design plane the change in Q is unimportant and it can be ignored in the calculations. Stresses that arise in a structure under the action of forced deformations should be determined taking into account the influence of the rheological properties of cellular concrete.

The time variation of the material state characteristic along the thickness of the structure (coordinate z) can be expressed as:

$$Q(z,t) = T(t)A(z) \tag{1}$$

where T and K are dimensionless functions

T depends on time ***t***

A - from the coordinates of the points of the body ***z***.

When considering the stress state of cellular concrete structures, it is necessary to focus on the regular mode of changing the characteristics of the concrete state of the structure, as characteristic of prolonged drying, the development of carbonization, changes in temperature, for which creep is most important.

With a regular mode of changing the characteristic of the material state, the function t(t), can be written in the form:

$$T(t) = 1 - e^{-\alpha t} \tag{2}$$

where α is the experimental parameter,

t is the time in days.

The total stresses , taking creep into account, are rationally found by the expression:

$$\sigma'(t) = \sigma(t)K(t) \tag{3}$$

where ***σ(t)*** - stress an elastic-instantaneous problem,

K(t) - stress attenuation coefficient.

With the help of the compiled program, the influence of various factors on the value of *K(t)* was analyzed and the values of this coefficient for cellular concrete structures and for actually occurring conditions were calculated (Fig. 1)

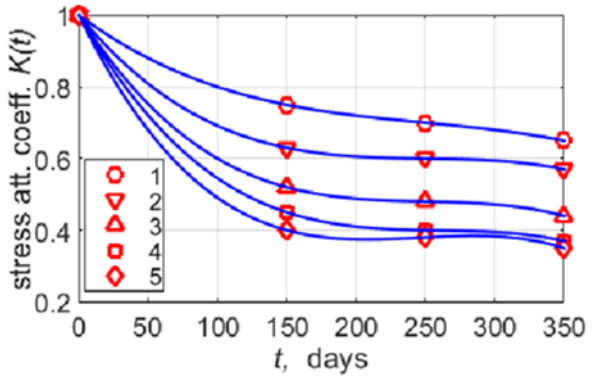


Figure 1. Dependence of stress attenuation coefficient on the creep characteristics of concrete and the duration of development of non-stationary forced deformation
1 - $\varphi_\infty = 1{,}0$; **2** - $\varphi_\infty = 1{,}5$; **3** - $\varphi_\infty = 2{,}0$; **4** - $\varphi_\infty = 2{,}5$; **5** - $\varphi_\infty = 3{,}0$

When assessing the stress state caused by the uneven change in humidity over the thickness of the cellular concrete structure, much attention is paid to the development of stresses by the significant nonlinearity of the dependence of the deformations of cellular concrete on its moisture content. This feature shrinkage strain of cellular concrete, which consists in the fact that when dried, the coefficient of humidity deformation after reaching a certain moisture content of the concrete increases and this increase can be very significant - 10 times or more.

However, in calculations this nonlinearity is not taken into account, but a constant coefficient of shrinkage is used, which depends on the range of humidity change. For cellular concrete, two moisture coefficients, δ_1 and δ_2, are used -

δ_1 for the wetness range Wp <W <Wb, and δ_2 for - Wb≤W <Wf, where:

Wp - primary

Wb – boundary

Wf – finaly

Accepting the nonlinear relationship between shrinkage deformations and humidity complicates the determination of the stresses. Therefore, for practice, can use an approximate methods of finding pre-emption.

Stress Ơ (t) in the process of changing the humidity of the structures is determined with the coefficient of humidity deformations $\delta = \delta_1$. If W < Wb, the σ_1 (t_1) arising in the construction during the humidity change is also determined simultaneously for which the uniform moisture distribution equal to Wb is taken as the initial one. The obtained values of stresses are multiplied by the coefficient of stress attenuation in concrete, corresponding to the duration of the proceeding processes t and t_1. The computed σ (t) and σ_1 (t_1) are summable.

3. EXPERIMENTS AND RESULTS

On the basis of these assumptions, the stress state of cellular concrete structures was nalysed during the development of the forced deformation process. As experimental samples, cellular concrete blocks (thickness 28 cm) and panels (24 cm thick) were used, which dry freely under the conditions of the warehouse of finished products. The physical and mechanical characteristics of the concrete are:

BLOCKS - $\rho_{ob} = 890$ kg/m^3 $R_{cb} = 56$ MPa $E_b = 36{,}5$ GPa -

PANELS - $\rho_{op} = 835$ kg/m^3 $R_{cp} = 42$ MPa $E_p = 27$ GPa –

The average weight moisture of concrete of test products after the end of autoclave treatment was in the range of 20 - 24%. The distribution of concrete moisture over the thickness of the structure and its variation over time was determined by th Samples were taken from the surface layer 1 cm thick and every 2 to 4 cm along the thickness of the structure. In parallel with moisture measurements, measurements were made with the aid of special deformation devices of both surface layers and layers at various depths from the surface of the structure. The deformations were measured in the plane of the structure along two perpendicular directions, indicated by the indicators.

Measurements of the deformations of the layers of structures at different depths from the surface showed that the cross-section of the structure remains flat when using an uneven drying, and thus the use of hypotheses and flat sections in determining the stress state of a structure is fully justified.e sampling method.

The coefficient of moisture shrinkage was determined on 10x10x10 cm prisms, which were prepared together with experimental structures. The average values obtained for the moisture shrinkage coefficients are: δ_b.= 3,1x10^5, δ_p.= 2,3x10^5. In both cases Wb = 11,5%. Analysis of the curves for the development of deformations of full-scale structures, shown in Fig. 2, gives grounds to state that this type of deformation is caused by a change in the value of the moisture strain coefficient when the concrete moisture content changes. Comparison of moisture measurement data of structures and their deformations demonstrates that an increase in the deformation rate marked on 130-140 days is associated with a decrease in the moisture content of the surface layers of structures up to W <Wlim. This circumstance confirms the conclusion that it is necessary to take into account the nonlinearity in the relationship between shrinkage and humidity when determining the stress state of large-sized cellular concrete structures.

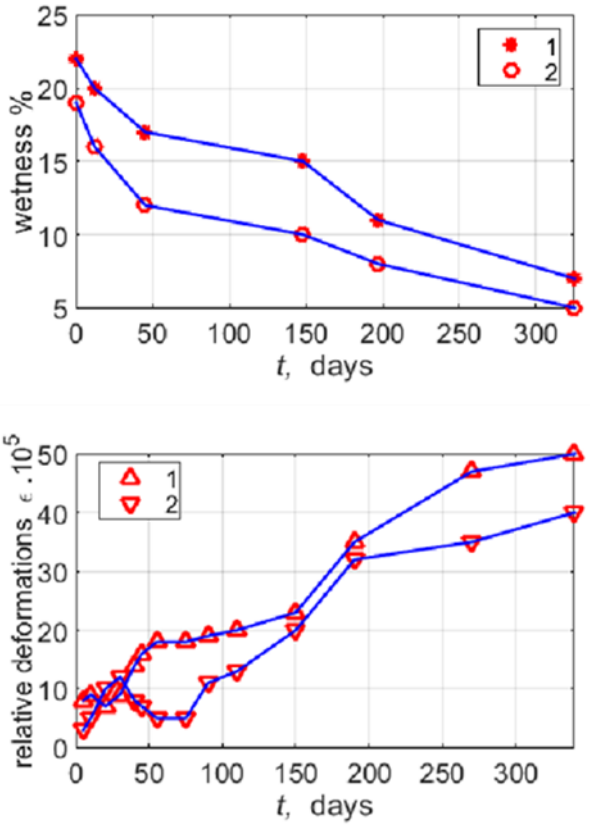
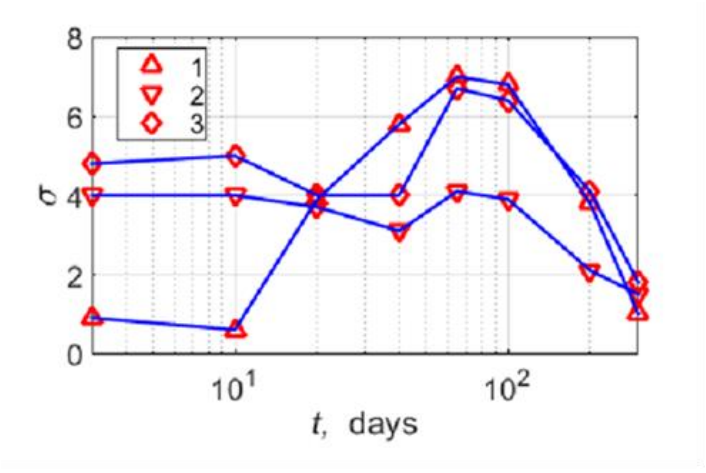


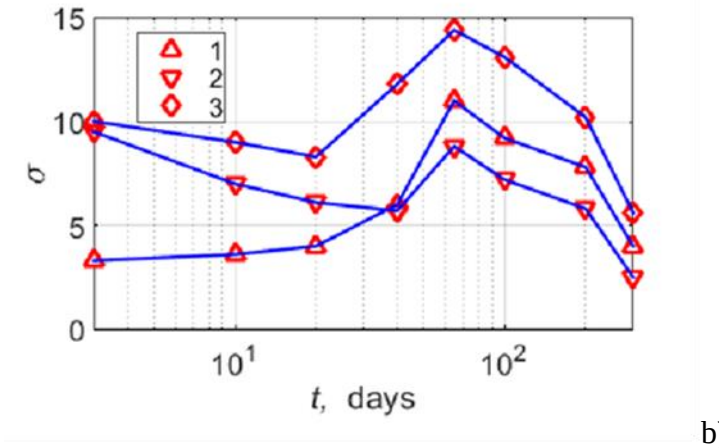
Figure 2. Dependence of deformations on moisture changes – **1** – block, **2** - panel

On the basis of the obtained data on the distribution of moisture in concrete structures, the change in their stress state during the drying process was determined.

Figure 3 shows the development of tensile stresses in the surface layers of experimental structures, since it is the stresses that determine the crack resistance of enclosing structures for evaluation. The data obtained by calculation for the elastic stage at $\delta = \delta av$ were compared and taking into account the effect of creep at constant and changing values of the moisture strain coefficient. This comparison shows that the consideration of creep and non-elongation in the dependence of shrinkage deformation on humidity makes it possible to more accurately determine the stress state of cellular concrete structures and, consequently, to correctly estimate their fracture toughness.



a)



b)

Figure 3. Variation of tensile stresses in the surface layers: a) block, b) panel,
1- elastic stage at $\delta = \delta_{av}$; 2 and 3 - with considering the influence of creep at $\delta = \delta_{av}$

The experiment showed that the tensile strength of concrete R_t does not characterize the fracture toughness of the surface layers of the structure. Based on their analogy with the stressed state of the bent element as a criterion for assessing the fracture toughness of enclosing cellular concrete structures, it is possible to suggest the value R_b- the bending strength of concrete.

4. CONCLUSION

In conclusion, the durability of the enclosing structures of cellular concrete is determined mainly by the appearance and development of cracks that arise and crumble during working. Cracks are the beginning of the destruction processes in concrete structure and create conditions for the intensive development of corrosion in the reinforcement. Therefore, it is necessary to determine the actual crack resistance of cellular concrete in structures, taking into account the rheological properties and the development of forced deformations in this concrete.

REFERENCES

[1] Narayanan N. and Ramamurthy K, Prediction Relations for Compressive Strength of Altered Concrete, Materials Journal, 97(3), 2000, 367-373.

[2] Nehdi M., Ashfaq Khan, and K. Y. Lo, Development of Deformable Protective System for Underground Infrastructure Using Cellular Grouts, Materials Journal, 99(5), 2002, 490-498.

[3] Weimin Nian, Kolluru N., V. L. Subramaniam, and Y. Andreopoulos, Experimental Investigation of Blast-Pressure Attenuation by Cellular Concrete, Materials Journal, 112(1), 2015, 21-28.

СРАВНИТЕЛНИ ИЗПИТВАНИЯ НА ТОРКРЕТБЕТОНИ, ПРЕДНАЗНАЧЕНИ ЗА РЕМОНТНО-ВЪЗСТАНОВИТЕЛНИ РАБОТИ ЧРЕЗ СУХО И МОКРО ПОЛАГАНЕ ЧАСТ I: ФИЗИКО-МЕХАНИЧНИ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Валерий Найденов[1], Иван Ростовски[2]

COMPARATIVE TESTS OF SPRAYED CONCRETE, INTENDED FOR REPAIR AND RESTORATION WORKS BY DRY AND WET SPRAYING PART I: PHYSICAL AND MECHANICAL CHARACTERISTICS

Valeriy Naidenov[1], Ivan Rostovsky[2]

Abstract:
The basic principles of sprayed concrete mix design are reviewed. The technological options for use of the material for repairs and restoration works, executed by “wet” and “dry” spraying methods, are analysed.
Widespread research program is developed and implemented for assessment of the main physical-mechanical and structural characteristics of sprayed concrete for repairs and restoration works. New (author’s) compositions are prepared for this purpose, which are subjected to series of tests, together with factory made products, in form of dry mixes, by leading producers. Two compositions of sprayed concrete are chosen after preliminary selection – conventional for “dry” spraying and specially designed hybrid fiber-reinforced high-tech sprayed concrete for “wet” application method. The numerous additional components are included in the composition of the latter – high range water-reducing admixture based on polycarboxylate ether, polymeric modifier for enhancing of fresh mix compactness and rebound decreasing and new generation deep capillary-crystalline admixture.
Original scientific results are obtained concerning the basic physical-mechanical and stress-strain characteristics of both compositions of sprayed concrete. The critical comparative analysis of the results is presented and the right options for the application of the compositions are suggested.

Keywords:
Sprayed Concrete, Dry Spraying, Wet Spraying, Fiber Reinforcement, Capillary Crystalline Admixture.

[1] Валерий Найденов, доц. д-р инж., направление „Физико-химична механика“, Институт по механика - БАН, 1113 София, ул. Акад. Г. Бончев, бл. 1; *e-mail*: valna53@mail.bg;
Valeriy Naidenov, Assoc. Prof., PhD, Eng., Physico-Chemical Mechanics, Institute of Mechanics – BAS, Acad. G. Bonchev st., bl. 1, 1113 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: valna53@mail.bg.
[2] Иван Ростовски, доц. д-р инж., катедра „Строителни материали и изолации“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: i_rostovsky@abv.bg;
Ivan Rostovsky, Assoc. Prof., PhD, Eng., Department of Building Materials and Insulations, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: i_rostovsky@abv.bg.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Използването на пръскан бетон (торкрет) е ефективен за възстановяването на напречното сечение, респ. коравината и носещата способност, на бетонни и стоманобетонни конструкции [1,2]. При подходящо проектиран състав и спазване на технологичната дисциплина по време на изпълнение, пръсканият бетон се характеризира с висока якост, плътност и непроницаемост, което е от първостепенна значимост при осигуряване на дълготрайността на третираните конструкции или отделни конструктивни елементи.

В съвременната строителна практика се използват два метода на пръскане – сух и мокър (влажен). При сухия метод, съставните материали на пръскания бетон се подават разделно – от една страна сухите компоненти (цимент, добавки, добавъчни материали, влакна и др.), а от друга – водата. Смесването на компонентите става във въздуха, по време на движение – между дюзата за пръскане и повърхността, върху която се напластява бетона. Тази технология дава възможност за постигане на ниско водоциментно отношение, висока якост и оттам – редуцирано количество на цимента, необходимо за гарантиране на свойствата на втвърдения бетон. Обикновено, тази редукция е около 50 kg цимент за кубичен метър бетон – 350 – 450 kg за m^3 при сухия метод, срещу 400 – 500 kg – при мокрия [3]. За съжаление, при сухия метод е необходимо да се използват прецизни дозиращи устройства, което води до намаляване на производителността. Алтернативата е да се работи със сухи смеси, произведени в заводски условия, които се доставят на обектите в торби с различна маса (обикновено 25 kg). В този случай се стига до значително оскъпяване на крайния продукт, като в зависимост от състава може да се стигне до цена 2,00 – 2,50 лв. за kg-суха смес.

2. СЪСТАВ НА БЕТОНА

Зърнометричият състав на добавъчните материали при пръсканите бетони се влияе от два основни фактора – физичен и технологичен.

Фигура 1. Препоръчителна зърнометрична крива на добавъчен материал за пръскан бетон, съгласно [3]

С цел постигане на максимална обемна концентрация на добавъчните материали, минимални обемни изменения, висок модул на еластичност, дълготрайност и пр., е необходимо да се използват добавъчни материали с непрекъснат зърнометричен състав

(виж фиг. 1). Казаното е в сила и за обикновените бетони. За гарантиране на висока адхезия с основата и минимален отскок е необходимо са се осигури минимално количество на фините частици, с размер до 0,25 mm, в диапазона от 11 до 26 %. По-ниската стойност се отнася за пръсканите бетони с по-ниска якост, при които и количеството на цимента е по-малка. Това съдържание на фини частици и значително по-високо, в сравнение с обикновените бетони, дори тези, предназначени за полагане с бетон-помпа. Завишеното съдържание на фини частици води до значително нарастване на специфичната повърхнина на добавъчните материали и до увеличена кохезия на бетонната смес.

Едрият добавъчен материал е в количество от 0 до 25 %, от общото количество на добавъчните материали, като едрината му не бива да надхвърля 16 mm. Най-често, ако се използва едър добавъчен материал, се прилага такъв от фракция 4/8 mm и то в ограничено количество, поради опасност от увеличаване на отскока (рикошета).

В настоящия случай, след предварителна селекция на съставните материали, е изготвен състав за мокро полагане (WS), т.е. във вид на готова бетонна смес. Това е напълно оправдано, тъй като на сравнително малко разстояние до обекта се намира бетонов възел, който е в състояние без проблеми да изготви необходимите количества бетонна смес. При това не се налага до обекта да се транспортират големи количества добавъчни материали и цимент, каквито са необходими за пръскане по сух способ. Спестяват се и дозиращите устройства за цимента и добавъчните материали. Постига се значително по-голяма производителност на труда.

На бетоновия възел лесно може да се гарантира постоянство и повторяемост на състава.

Използван е сулфатоустойчив портландцимент – CEM I 42,5R SR-5, в количество 500 kg за кубичен метър бетон. Количеството на направната вода се редуцира значително чрез използване на силно-водонамаляваща химична добавка на основа поликарбоксилат естер, която в случая действа изключително ефективно, поради високото съдържание на фини фракции в сместа. Допълнително в състава е внесен полимерен модификатор за повишаване компактността на бетонната смес и понижаване на рикошета. Чрез добавяне на капилярен кристализатор от ново поколение се получава абсолютна водонепропускливост на втвърдения бетон. Влагането на влакна позволява да се подобри дуктилността, ударната жилавост, пукнатинната устойчивост и други важни свойства на втвърдения материал. Проведени са паралелни изпитвания и върху пръскан бетон, получен чрез сухо полагане (DS), като е използван търговски продукт, който се предлага във вид на готова смес в торби.

3. ОСНОВА

Условията, които трябва да бъдат спазени при изпълнение на пръскан бетон, за да се гарантира задоволително ниво на качество на пръскания бетон са разписани подробно в EFNARC European Specification For Sprayed Concrete и БДС EN 14487-2:2007 [4]. За конкретния случай, те могат да бъдат обобщени, както следва:

- ако се очаква околната температура да е под 0 °C по време на торкретирането или в периода на отлежаване, трябва да се планират мерки за предпазване на бетона от замръзване. В случая се работи на открито, по съоръжения със значителни габарити и такива мерки практически не могат да се вземат, поради това при отрицателни температури е уместно да се преустанови работа;

- торкрет бетонът трябва се полага върху напълно чиста, грапава и ненарушена повърхност. За почистване и награпавяване на основата се препоръчват вода под високо налягане (хидробластиране) или песъкоструене;

- бетон с микропукнатини и разслоявания, включително такива, причинени от техниките на почистване, награпавяване или отстраняване, който намалява сцеплението или структурната цялост, трябва да се отстрани или поправи след това;

- основата, върху която ще се извършва пръскането трябва да бъде предварително водонапита, но без по повърхността ѝ да има мокри петна или локви, тъй като това може да доведе до влошаване на здравината на връзката между основата и пръскания бетон. Поради това, че работата се извършва на открито, при валеж, работата трябва да се прекъсне до спирането му и оттичането на повърхностните води;

- тъй като обработването на повърхността на пресния торкрет бетон може да навреди на адхезията и на якостта, обикновено торкрет бетонът трябва да се остави, както е положен, освен ако характеристиките на торкретираният материал допускат друго и това е документирано.

Съгласувано между заинтересованите страни бе избрано място и бе подготвен опитен участък на кота 0,00 на силоз за тежка сода за експериментално полагане на двата състава за торкретиране - този на база сух торкрет DS и дефинирания като ново техническо предложение WS - за торкретиране по "мокър" способ.

Апликаторът извършва подготовка на основата за полагане – осигуряване на параметри на повърхността за торкретиране, вкл. предварително позициониране и анкериране на заварена стоманена мрежа, както и нейната антикорозионна защита. По този начин се създават необходимите предпоставки за експерименталното полагане при еднакви за двата метода условия (фиг. 2).

Фигура 2. Подготвена повърхност с анкерирана стоманена мрежа

4. ПРОБНИ ТЕЛА

За целите на стандартизираното пробовземане, съгл. изискванията на БДС EN 14488-1, за доказване техническите характеристики на двата състава, предварително са осигурени необходимите кофражни форми - дървени сандъци за оформяне на т.н. "пити", върху които бе извършено пръскане, като от тях по-късно да бъдат изрязани чрез сондиране на необходимите пробни тела (ядки) за доказване техническите характеристики на двата състава. От получените „пити” са изрязани сондажни ядки с диаметър 100 mm и височина, равна на положения слой торкретбетон – респ. 150 и 200 mm (фиг. 3 и фиг. 4).

От сондажните ядки, чрез нарязване и подравняване са получени цилиндрични пробни тела с диаметър на основата 100 mm и височина 100 mm и 200 mm. Пробните тела се съхраняват при лабораторни условия и се изпитват на две, предварително съгласувани възрасти – 7 денонощия и 28 денонощия.

Определени са показателите на основни механични характеристики на втвърдения бетон – якост на натиск, стабилизиран модул на еластичност при натиск, скорост на

разпространение на ултразвуков импулс и др., които позволяват да се прогнозира поведението и дълготрайността на възстановената конструкция.

Фигура 3. Изрязване на сондажни ядки

Фигура 4. Ядки от състав DS (ляво) и WS (дясно) - визуално сравнение

5. РЕЗУЛТАТИ

Всички изпитвания са проведени в Университетската строителна изпитвателна лаборатория (УСИЛ), която притежава валиден сертификат за акредитация за съответните стандартизирани методи.

5.1. Якост на натиск

Тъй като якостта на натиск се определя чрез изпитването на ядки с различни размери, процедурата предвижда използването на корекционни коефициенти за размера на изваденитe ядки съгласно таблица NA.4 на БДС EN 206/NA:2017 (Табл. 1). Обемната плътност е изчислена, след измерване на точните размери на пробните тела.

Получените резултати са представени в табл. 1.

Таблица 1. Обемна плътност и якост на натиск (на 7- и 28-дневна възраст)

Състав	Обемна плътност (kg/m^3) на възраст на възраст, (дни)		Якост на натиск (MPa) на възраст, (дни)	
	7 дни	28 дни	7 дни	28 дни
DS	2236	2225	36,10	43,80
	2212	2220	32,20	45,90
	2237	2233	33,90	43,00
	Средно: 2230	Средно: 2230	Средно: 34,00	Средно: 44,20
WS	2322	2292	49,50	57,40
	2305	2306	55,30	60,60
	2316	2290	51,10	62,40
	Средно: 2320	Средно: 2300	Средно: 51,90	Средно: 60,10

5.2. Скорост на разпространение на ултразвуков импулс

Определянето се извършва съгл. изискванията на БДС EN 12504-4:2005 – фиг.5. Ултразвуковите трептения са механични трептения на материалната среда с честота от 20

до 200 Hz. Импулсният ултразвуков метод се основава на създаването на кратко механично трептене (импулс) от ултразвуков излъчвател, което се предава на бетона. След преминаването си през бетона ултразвуковите трептения достигат приемника на уреда. Методиката на изпитването е свързана основно с определяне на времето за преминаване на ултразвуковия импулс през бетонното сечение и определяне скоростта на неговото разпространение. Скоростта на разпространение на звука се явява в пряка зависимост от т.нар. динамичен модул на еластичност и плътността на бетона, която е определящ фактор за неговата якост на натиск – (1).

$$v = \sqrt{\frac{K.E_d}{\rho}}, \quad (1)$$

v – скорост на ултразвуковия импулс, km/s;
E_d – динамичен модул на еластичност на бетона, MPa;
ρ – плътност на бетона, kg/m^3;
K –корекционен коефициент

$$K = \frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}, \quad (2)$$

μ - коефициент на Поасон на бетона, равен на 0,2 (съгласно Еврокод 2);

Зависимостта между якостта на натиск на бетона и скоростта на ултразвука може да бъде изразена чрез тарировъчни криви, таблици или аналитични зависимости.

Фигура 5. Прозвучаване с ултразвуков апарат

Получените резултати от прозвучаването са представени в Табл. 2.

Таблица 2. Скорост на разпространение на ултразвук през бетона

Състав	Скорост на разпространение на ултразвук на възраст (дни),km/s	
	7 дни	28 дни
DS	4,184	4,292
	4,237	4,405
	4,184	4,301
	Средно: 4,202	Средно: 4,333
WS	4,619	4,684
	4,484	4,515
	4,246	4,329
	Средно: 4,450	Средно: 4,509

5.3. Стабилизиран статичен модул на еластичност при натиск

Определянето на стабилизирания статичен модул на еластичност при натиск, се извършва съгласно изискванията на БДС EN 12390-13 – метод „B“, който в тази част е практически идентичен с ISO 1920-10 (фиг. 6).

Използвани са цилиндрични пробни тела, изрязани от конструкцията с отношение диаметър на основата към височина, равно на 1:2.

Фигура 6. Опитна постановка за определяне на статичния модул на еластичност при натиск

Резултатите от изпитването са показани в таблица 3.

Таблица 3. Стабилизиран модул на еластичност при натиск

Състав	Стабилизиран модул (GPa) на възраст, дни	
	7 дни	28 дни
DS	24,20	29,60
	23,70	29,10
	24,10	27,60
	Средно: 24,00	Средно: 28,80
WS	36,40	37,60
	35,00	37,30
	35,90	36,80
	Средно: 35,80	Средно: 37,20

5.4. Дълбочина на проникване на вода под налягане

Изпитването е проведено съгласно БДС EN 12390-8.

Фигура 6. Определяне на дълбочина на проникване на вода под налягане

Използваните пробни тела са цилиндри, с диаметър и височина 150 mm. измерените дълбочини на проникване на водата, са показани в таблица 4.

Таблица 4 Дълбочина на проникване на вода под налягане

Състав	Дълбочина на проникване (mm| на вода под налягане на възраст, дни	
	7 дни	28 дни
DS	48	36
	38	32
	46	38
	Средно: 44	Средно: 35
WS	38	22
	38	16
	25	21
	Средно: 34	Средно: 20

5.5. Якост на опън при разцепване

Изпитването е проведено според БДС EN 12390-6 (фиг. 7) , а получените резултати са показани в таблица 5.

Фигура 7. Определяне на якост на опън при разцепване

Таблица 5 Якост на опън при разцепване на пръскания бетон

Състав	Якост на опън при разцепване (MPa) на възраст, дни	
	7 дни	28 дни
DS	2,09	3,51
	1,81	3,20
	2,15	2,83
	Средно: 2,02	Средно: 3,18
WS	2,82	3,43
	2,21	3,40
	2,15	3,34
	Средно: 2,39	Средно: 3,39

5.6. Мразоустойчивост по ускорен метод

Мразоустойчивостта е определяна съгл. изискванията на БДС EN 206:2015/NA:2017 NA.O.2 Ускорен метод за определяне на мразоустойчивостта на втвърден бетон чрез замразяване и размразяване в разтвор на натриев хлорид.

Пробните тела се насищат, замразяват и размразяват в среда от воден разтвор на натриев хлорид в хладилна камера с възможност да поддържа температура по-ниска от минус 35°C (-35°C), за препоръчване до минус 50°C. Масата на пробните тела се измерва с везна с точност ± 0,1g и обхват с не по-малко от 50% повече от масата на пробните тела;

Пробните тела се изсушават до постоянна маса, след което се насищат с 5% разтвор на натриев хлорид. В рамките на едно денонощие се изпълнява най-малко един цикъл замразяване и размразяване. Изпитването се изпълнява непрекъснато. При принудително прекъсване, пробните тела се съхраняват в 5% разтвор на натриев хлорид.

Таблица 6 Резултати от изпитване на мразоустойчивост по ускорен метод

Състав	Загуба на маса след, %	
	4 цикъла (еквивалентни на клас по мразоустойчивост C_{fr} 150)	5 цикъла (еквивалентни на клас по мразоустойчивост C_{fr} 200)
DS	1,00	3,10
	1,70	3,00
	0,80	3,20
	Средно: 1,20<2,00 (издържал изпитването за клас по мразоустойчивост C_{fr} 150)	Средно: 3,10>2,00 (не издържал изпитването за клас по мразоустойчивост C_{fr} 200)
WS	0,00	0,30
	0,00	0,30
	0,00	0,40
	Средно: 0,00<2,00 (издържал изпитването за клас по мразоустойчивост C_{fr} 150	Средно: 0,30<2,00 (издържал изпитването за клас по мразоустойчивост C_{fr} 200)

Фигура 8 WS - общ вид на пробните тела след 5 цикъла – нулева загуба на маса

Фигура 9 DS - общ вид на пробните тела след 5 цикъла

6. КОМЕНТАР

Получените резултати от проведените стандартизирани изпитвания върху двата състава пръскан бетон дават възможност да се направят следните по-важни констатации и коментари:

- сравнен със състава за "сухо" пръскане DS предложеният състав WS притежава по-висока обемна плътност на 7- и 28-дневна възраст, като демонстрира и по-висока якост на натиск и якост на опън при разцепване на изследваните възрасти;
- предложеният състав за "мокро" пръскане WS показва по-висока скорост на разпространение на ултразвук на 7- и 28-дневна възраст, което е в пряка връзка с по-високите му якостни показатели на изследваните възрасти;
- предложеният състав WS показва значително по-високи стойности на изследвания стабилизиран модул на еластични деформации при натоварване на натиск на двете изследвани възрасти;
- предложеният състав за WS показва значително по-ниска проницаемост, за която се очаква да намалее допълнително (до 0) след периодично третиране с вода под налягане, поради наличието на капилярен кристализатор;
- сравнен със състава за "сухо" пръскане DS, предложеният състав WS демонстрира максимално висок клас по мразоустойчивост клас $C_{fr}200$ при доказана незначителна загуба на маса. В същото време съставът DS покрива по-ниските изискванията за клас по мразоустойчивост $C_{fr}150$. Последното не кореспондира със заявените претенции на производителя, описани в техническия лист на материала на български език..

Продължава в част 2.

ЛИТЕРАТУРА

[1] ACI RAP Bulletin 12, Concrete Repair by Shotcrete Application
[2] Austin S., Sprayed Concrete Technology, The Proceedings of the ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete, ISBN 0-203-78536-3, Taylor & Francis e-Library, 2005;
[3] European Specification For Sprayed Concrete – Guidelines for specifiers and contractors, EFNARC, 1999;
[4] БДС EN 14487-2:2007 Торкретбетон. Част 2: Изпълнение;
[5] БДС EN 14488-1:2006 И зпитване на торкретбетон. Част 1: Вземане на проби от бетонна смес и втвърден бетон;

СРАВНИТЕЛНИ ИЗПИТВАНИЯ НА ТОРКРЕТБЕТОНИ, ПРЕДНАЗНАЧЕНИ ЗА РЕМОНТНО-ВЪЗСТАНОВИТЕЛНИ РАБОТИ ЧРЕЗ СУХО И МОКРО ПОЛАГАНЕ ЧАСТ II: СТРУКТУРА И ФАЗОВ СЪСТАВ

Валерий Найденов[1], Иван Ростовски[2]

COMPARATIVE TESTS OF SPRAYED CONCRETE, INTENDED FOR REPAIR AND RESTORATION WORKS BY DRY AND WET SPRAYING PART II: STRUCTURE AND PHASE COMPOSITION

Valeriy Naidenov[1], Ivan Rostovsky[2]

Abstract:
The critical analysis is presented covering the results from purposefully conducted physical tests of two compositions of sprayed concrete - conventional for "dry" spraying and specially designed hybrid fiber-reinforced high-tech sprayed concrete for "wet" application method. The numerous additional components are included in the composition of the latter – high range water-reducing admixture based on polycarboxylate ether, polymeric modifier for enhancing of fresh mix compactness and rebound decreasing and also a new generation deep capillary-crystalline admixture.
The phase composition and the structure of the materials are studied by wide range physical methods – X-ray phase analysis (XRD), differential-thermal analysis (DTA) and thermal-gravimetrical analysis (TGA), mercury porosimetry, low temperature gas adsorption (BET-method) and X-ray computer tomography.
The advantage of the suggested specially designed high-tech composition for wet spraying is obvious from the conducted complex assessment of the obtained physical-mechanical and structural characteristics. It can be successfully used for processing of repairing activities on damaged concrete structures – to restore the cross-section of the concrete and to protect the reinforcement from corrosion.

Keywords:
X-ray diffraction Analysis (XRD), Differential-thermal Analysis (DTA), Mercury Porosimentry, Low Temperature Gas Adsorption (BET Method), X-ray Computer Tomography.

[1] Валерий Найденов, доц. д-р инж., направление „Физико-химична механика“, Институт по механика - БАН, 1113 София, ул. Акад. Г. Бончев, бл. 1; *e-mail*: valna53@mail.bg;
Valeriy Naidenov, Assoc. Prof., PhD, Eng., Physico-Chemical Mechanics, Institute of Mechanics – BAS, Acad. G. Bonchev st., bl. 1, 1113 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: valna53@mail.bg.
[2] Иван Ростовски, доц. д-р инж., катедра „Строителни материали и изолации“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: i_rostovsky@abv.bg;
Ivan Rostovsky, Assoc. Prof., PhD, Eng., Department of Building Materials and Insulations, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: i_rostovsky@abv.bg.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Както вече бе посочено в част 1, използването на пръскан бетон (торкрет) е ефективен за възстановяване на бетонни и стоманобетонни конструкции.

Традиционните пръскани бетони съдържат значително количество цимент – 350 – 450 kg за m^3, при сухия метод на полагане (пръскане) и 400 – 500 kg – при мокрия. Допълнително, в състава на добавъчните материали, трябва да е налично повишено съдържание на фини частици, с което се осигурява кохезия на пресния бетон, повишаване на сцеплението с основата и намаляване на отскока (рикошета)[1].

Въпреки по-високия разход на цимент, при мокрия метод на полагане, са налице допълнителни възможности за модифициране на състава на пресния бетон, които в последствие дават отражение върху свойствата на втвърдения пръскан бетон. Традиционен компонент към състава на пръскания бетон са химичните добавки [2]. Пластифициращите и суперпластифициращите добавки позволяват да се увеличи значително подвижността на бетонната смес, без да е необходимо да се променя количеството на водата. Особено ефективни в това отношение са т. нар. поликарбоксилати, при които може да се постигне редукция на водното съдържание в бетона с повече от 30%. Поради специфичната структура на макромолелекулите, при поликарбоксилатите се постига едновременно адсорбционно-диспергиращ, електростатичен и стеричен ефект [3,4]. При полагане по вертикални повърхности, по сводове и тавани, се използват мощни ускорители, при които свързването на цимента настъпва след 1 - 2 min.

В настоящото изследване, освен суперпластификатор на поликарбоксилатна основа, са използвани модифициращ полимер, влакна за армиране и капилярно-кристализационна химична добавка, с което се цели постигане на синергичен ефект. С помощта на полимера са подобрява реологичното поведение на пресния бетон и се намалява големината на отскока. Влакната допринасят за повишена пукнатинна устойчивост, ударна жилавост, способност за премостване на пукнатини и др. Капилярните кристализатори превръщат обикновения бетон, който е материал с капилярно-порьозна структура, във водонепропусклив такъв. Влиянието на този вид добавки се усилва след въздействие с вода под налягане, при което се инициира кристалообразуване в порите на втвърдения бетон, което ги прави непроницаеми за течности.

Фазовият състав и структурата на високо технологичен пръскан бетон (торкрет) WS, съдържащ цитираните по-горе компоненти и търговски продукт за сухо полагане DS са изследвани с широк набор от физични методи. Получените резултати показват ясно предимството на предложения нов състав за мокро полагане.

2. МЕТОДИ НА ИЗСЛЕДВАНЕ

Физичните методи за изследване позволяват чрез изследване на проби от материала, със сравнително не големи размери да се получи информация за фазов състав, количествено съдържание на отделни компоненти, параметри на порьозната структура и др.

2.1. Рентгено-фазов анализ

Рентгено-фазовият анализ (РФА) е основен пряк физичен метод за изследване на фазовия състав и фазовите изменения в кристалната решетка на втвърдили силикатни композити (циментови бетони и разтвори). Основава се на познатата особеност на различните кристали (дори и когато не са в характерната за всеки от тях подредена форма) строежът им да повтаря през определен промеждутък еднаквите елементи - йони и атоми. От друга страна рентгеновите лъчи са електромагнитни вълни с изключително малка дължина, сравнима с междуатомните разстояния в кристалната решетка на материалите.

На практика кристалната решетка играе роля на дифракционна такава по отношение на рентгеновите лъчи. Всеки химичен елемент и/или химично съединение дава уникална, характерна само за него дифракционна картина. Тази особеност се използва за идентификация на различни фази в състава на по-сложни материали. По интензивността на дифракционните пикове може да се даде оценка и за количественото съдържание за отделните компоненти. Методът е с информационна стойност за установяване полиморфни превръщания, фазови образувания и кристална декомпозиция в резултат на вътрешни и външни фактори. По същество методът осигурява проникване в особеностите на вътрешно-кристалния строеж на силикатните композити степента на хидратация.

2.2. Диференциално-термичен анализ

Повишаването на температурата на материалите води предизвиква различни по характер процеси – хидратация, дехидратация, окисляване, прекристализация, разлагане и пр., които са съпроводени от екзо- или ендотермични ефекти. С помощта на диференциални термодвойки тези ефекти се регистрират и се изобразяват в графичен вид. Диференциално-термичен анализ (ДТА) е метод, който се основава на характерната особеност на хидратните образувания в циментовия камък да се дехидратират или разлагат в точно определен температурен диапазон. Съответният процес се съпътства с характерен термичен ефект, който изменя топлинния баланс на системата. Проследяването на съответните ендо- и екзо-ефекти позволява да се съди за фазовите превръщания, идентифицирани с отделяне на химически свързана вода. Познавайки еталонните за отделните силикатни образувания температури на фазов преход, пряко може да се съди за наличието и ориентировъчното количество на съответното химично съединение.

С помощта на този директен метод може да се съди за фазовия състав на изследваните материали, а по изменението на масата на пробата по време на изпитването – за количественото участие на фазите.

2.3. Нискотемпературна газова адсорбция

Газовата адсорбция е съвременна техника за характеризиране на порести материали. При физическата газова адсорбция инертен газ (най-често азот), се адсорбира по повърхността на твърд материал. Физичната абсорбция е в резултат от електромагнитните сили на привличане между частиците на двете фази, които притежават различни заряди. Това се случва на повърхностния външен слой на телата и по повърхността на порите им (в случай на порести тела). Обратния процес се нарича десорбция. Процесът на адсорбция е съпроводен с увеличаване на масата на пробата и намаляване на налягането на газа. На основата на количеството адсорбиран газ и на отговарящото газово налягане се получава т.н. изотермална крива на адсорбция. Температурата, която се поддържа за протичане на процеса е 77 К, при която азота е в течна форма. Адсорбционно-десорбционните изотерми са измерени при 77,4 К и вариране на относителното налягане p/p_0 от 0.01 до 1 като е използвана автоматизирана статично-обемна адсорбционна апаратура Quantachrome Instruments NOVA 1200e.

Методът Brunauer-Emmett-Teller (BET) има за цел да обясни физичната адсорбция на газовите молекули на твърда повърхност и служи като основа на важна техника за анализ за измерване на специфичната повърхност на материала. Специфичната повърхност на прахове се определя чрез физична адсорбция на газ върху повърхността на твърдото вещество и пресмятане на количеството на адсорбирания газ, съответстващ на мономолекулен слой върху повърхността на адсорбента. Изчисляването на специфичната повърхност се извършва с помощта на уравнението на Brunauer–Emmett–Teller (BET) [5]:

$$p[W(p_0 - p)] = \left(\frac{1}{W_m C}\right) + \left[\frac{(C-1)}{W_m C}\right]\left(\frac{p}{p_0}\right) \quad (1)$$

където:

W_m - теглото на газа, необходим за образуване на мономолекулен слой;

p/p_0 – относително налягане;

W – теглото адсорбиран газ;

C – енергетична константа.

Величината специфична повърхност S_{BET} се изчислява по формулата:

$$S_{BET} = w.W_m N_A, \quad (2)$$

където:

N_A– число на Авогадро,

w – площта заета от една молекула адсорбат в пълен монослой (за азот w е 0,162 nm^2).

2.4. Живачна порозиметрия

Задача на порометричните методи, като аналитично средство е да изследват количествено структурата на порести материали, давайки информация за обем и повърхност на порите, форма и размер на порите и тяхното разпределение по големина. Така се получава обективна информация за степента на тяхната проницаемост, респ. съпротивление срещу проникване и на агресивни агенти в дълбочината на сечението на конструкцията.

Живачната порометрия (порозиметрия) се основава на уравнението на Washburn (3) за капилярните явления, на което се подчинява проникването на течности в малки цилиндрични пори:

$$D = -\frac{4\sigma.\cos\theta}{P} \quad (3)$$

където:

D - диаметър на пората допускайки, че е цилиндрична;

P - приложено външно налягане;

σ - повърхностно напрежение на живака;

θ - контактен ъгъл на живака.

Порите на различните материали рядко са цилиндрични. Това уравнение дава специален модел, който не отразява най-точно структурата на порите в реалните материали, но неговото използване е прието, като практично средство за изясняване на един сложен проблем.

Живакът е течност, неомокряща повърхността на твърдо тяло и прониква в неговите пори само под въздействие на външно налягане. Обемът на течността запълваща порите се явява функция от външното налягане, което позволява да се получи информация за разпределението на порите по размер.

Предварително претеглената проба се дегазира, след което се запълва с живак. Директното измерване обема на проникналия в порите Hg, при приложено външно налягане, дава обема на порите и тяхното разпределение по размер. Порестост, обща повърхност на порите, среден размер на порите и плътност на материала, могат да се изчислят от обема на порите.

2.5. Рентгенова компютърна томография

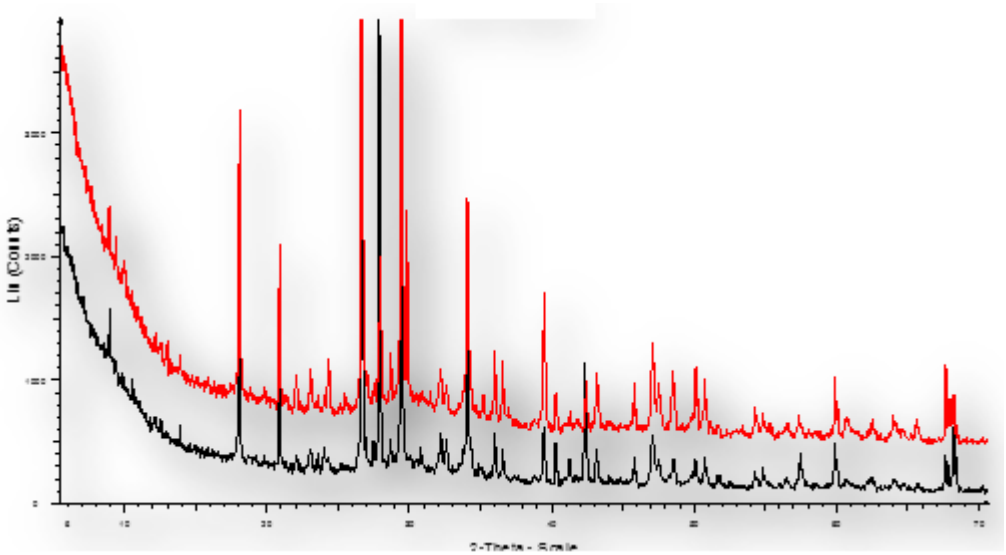
Рентгеновата компютърна томография е нов безразрушителен метод с възможности за разширено приложение в материалознанието. Той позволява да се визуализира

вътрешното пространство на непрозрачни твърди тела, като по този начин се изследва вътрешната им структура на микроскопично ниво. Пробното тяло се сканира, като се създават множество двуизмерни разрезни изображения, отчитащи изменението в плътността и химичния състав на изследвания материал. Методът дава възможност за триизмерно изображение на изследвания обект чрез обединяване на двуизмерни изображения. Заснемането става чрез множество рентгенографии при различни позиции на пробното тяло по време на стъпаловидно ротационно движение около централна ос. След сканиране на 600 до 3600 сечения на пробното тяло, информацията се обработва и визуализира.

3. РЕЗУЛТАТИ

Рентгено-фазовият анализ е проведен с рентгенов апарат “Brucker” D8 Advanced, като получената дифрактограма за възраст 28 денонощия е представена на фиг. 1.

.



Фигура 1. Прахови дифрактограми на WS (горе, в червено) и DS (по-долу, в черно)

На изследваните възрасти се наблюдава отчетлива разлика във фазовите интензитети на основните хидратни новообразувания - носители на основните якостно-деформационни характеристики на изследваните състави. Количественото участие на портландита $Ca(OH)_2$ като основен индикатор за интензитета на протичане на хидратационните процеси е представено в табл. 1.

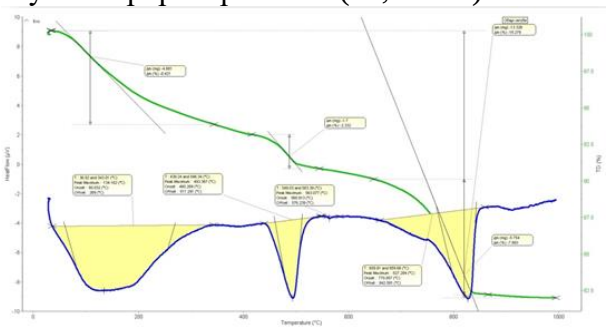
Таблица 1. Изменение на нивото на портландита $Ca(OH)_2$

Състав	Изменение на нивото на портландита (%), на възраст, дни	
	7 дни	28 дни
DS	7	10
WS	18	20

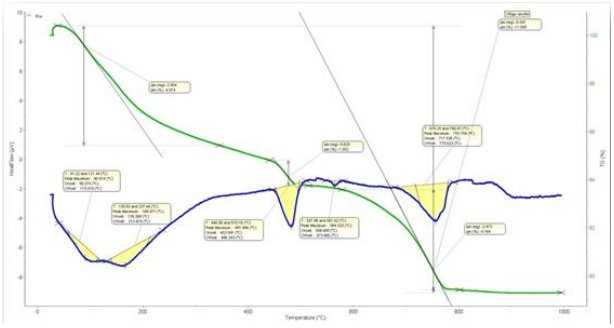
Диференциално-термичният анализ е проведен на апарат SETSYS Evolution TGA-DTA/DSC/MS up to 2400 K Setaram, като получените термограми са представени на фиг. 2а и 2б.

Общата маса на химически свързаната вода на 28-дневна възраст в целия температурен диапазон на проведените изследвания, разглеждана като интегралната характеристика на степента на вътрешно-структурната изграденост на съставите, показва

решително превъзходство на състав за "мокро" торкретиране WS (18,879 %) пред този за "сухо" торкретиране DS (11,025 %).



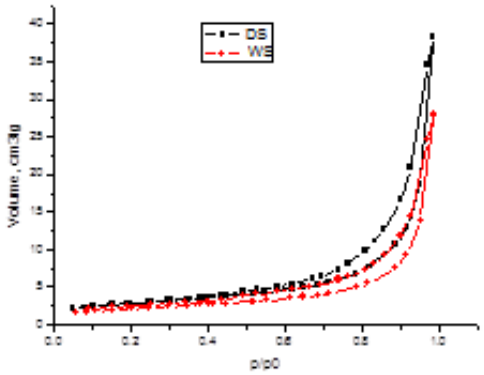
Фигура 2a Термограма на състава за мокро пръскане WS



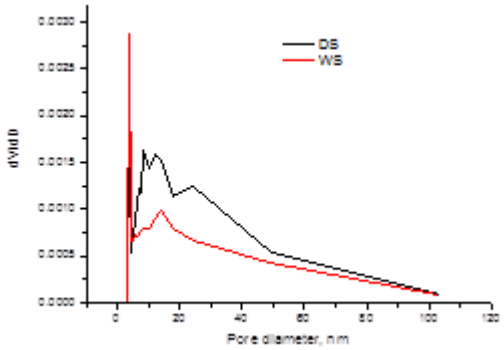
Фигура 2b Термограма на състава за сухо пръскане DS

Общият обем на порите (Vt) е определен в съответствие с правилото на Гурвич [6, 7] при относително налягане $p/p_0 \approx 0.99$.

Оценени са разпределенията на порите по размер по метода на Barrett-Joyner-Halenda (BJH) [8] – фиг. 3 и 4.



Фигура 3 Обща порьозност – 28 дни



Фигура 4 Разпределение на порите по диаметър – 28 дни

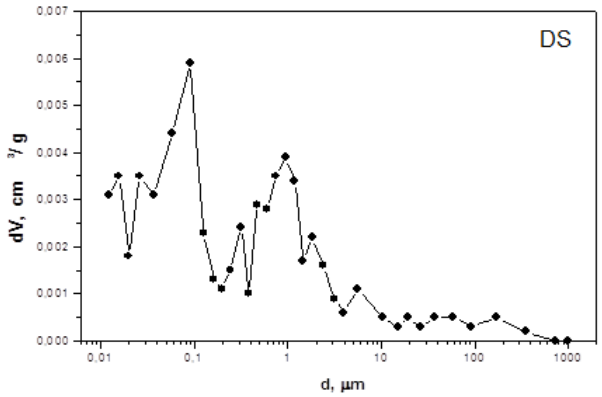
Получените резултати показват, че на двете изследвани възрасти съставът за "мокро" торкретиране WS формира по-фина и плътна структура с по-малък общ обем, специфична повърхност и среден диаметър пори, в сравнение със състава за "сухо" торкретиране DS. Последното предопределя значително по-висока степен на непроницаемост за агресивни агенти в експлоатационни условия на състав WS.

Живачната порозиметрия е проведена с апарат Auto Pore 9200, MICROMERITICS. Диференциалните криви на разпределение на порите по размери на двата състава са показани на фиг.5 и фиг.6, а интегралните криви – на фиг.7.

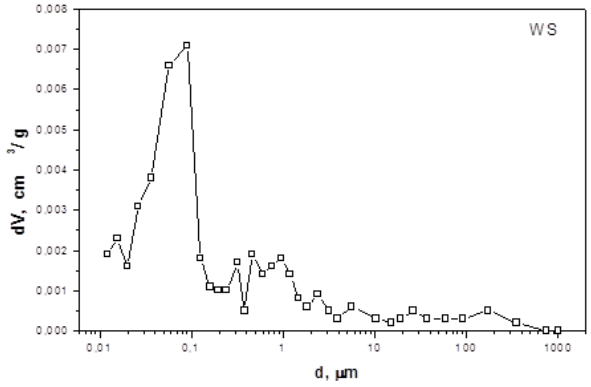
Видно е, че съставът за "мокро" торкретиране WS, сравнен с този за "сухо" торкретиране DS, притежава по-висока плътност, като формира по-ниска структурна порьозност - по-нисък общ обем на порите, като последните са по-фини и с по-малък диаметър. Последното също потвърждава получените с други методи якостно-деформационни характеристики и по-висока степен на непроницаемост за агресивни агенти в експлоатационни условия.

Рентгеновата компютърна томография позволява да се правят количествени измервания, да се определят форма, размери, съотношения, 3D-разпределение на частици, кристални образувания, празнини, пори, дисперсна армировка и пр. В случая методът

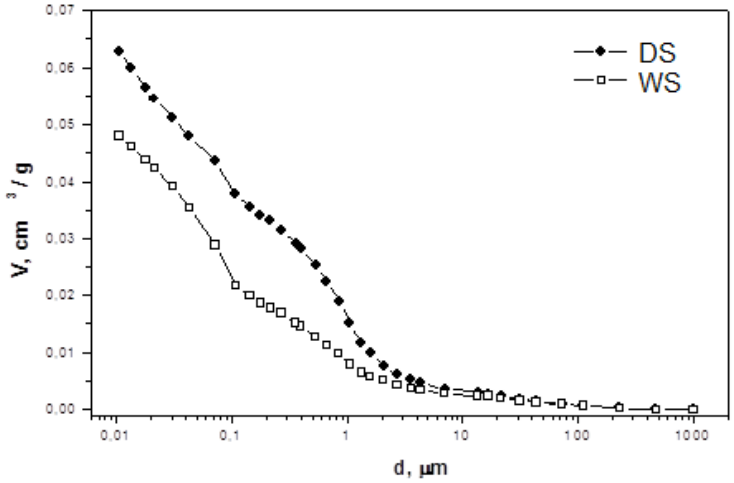
позволява изследване характеристиките на формираното порово пространство. Особено привлекателна е възможността за съпоставяне на получените по този метод структурни характеристики, с такива, придобити от използване на други структурни физико-химични инструментални методи - рентгено-структурен анализ, диференциално-термичен анализ, живачна порозиметирия, сканираща електронна микроскопия, BET-метод и пр.



Фигура 5 Диференциална крива на разпределение на порите по размери за състав за сухо пръскане DS

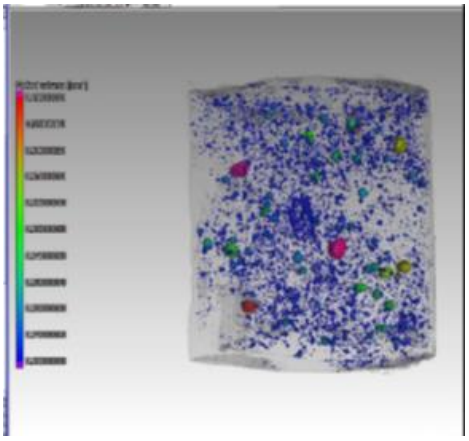


Фигура 6 Диференциална крива на разпределение на порите по размери за състав за мокро пръскане WS

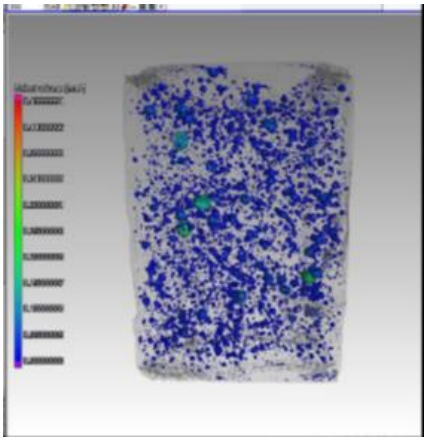


Фигура 7 Интегрални криви на разпределение на порите по размери за двата състава

Резултатите от проведените изследвания с рентгенова компютърна томография са визуализирани на фиг. 8 и фиг. 9.

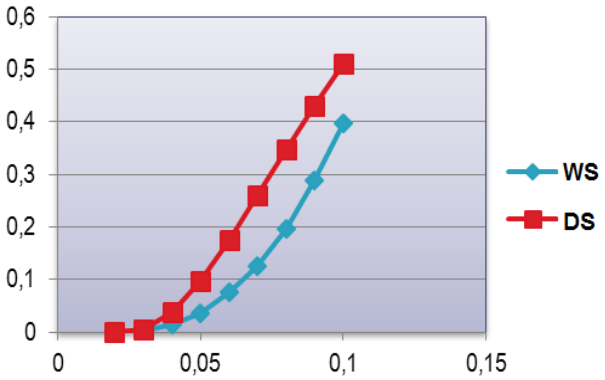


Фигура 8 Състав DS, 28-ден



Фигура 9 Състав WS, 28-ден

Diam., mm	WS	DS
0,02	0,00048563	0,00025248
0,03	0,00287209	0,00547215
0,04	0,0144175	0,03796469
0,05	0,03643477	0,09599506
0,06	0,07559635	0,17529432
0,07	0,12489633	0,26047344
0,08	0,19683492	0,34705549
0,09	0,28779444	0,43054151
0,1	0,39748104	0,50994593



Фигура 10 Разпределени на порите по размери на двата състава, на възраст 28 денонощия

На всички изследвани възрасти съставът за "мокро" пръскане WS формира порьозност с по-малък обем, в изследвания интервал на порен диаметър от 0,02 до 0,10 mm в сравнение със състав за "сухо" пръскане DS. Особено това е подчертано на 28-дневна възраст, което се дължи на ефективното действие на съдържащата се в състав WS вътрешно-кристализационна уплътняваща структурата химична добавка.

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Анализът на експериментално определените физико-механични и структурни характеристики на изследваните състави на пръскан бетон (торкрет) дава основание да се направи следното напълно обосновано заключение:

Физико-механичните и структурни показатели на предложения ремонтно-възстановителен състав за "мокро" полагане (торкретиране) WS превъзхождат чувствително тези на използвания до момента за ремонт на силози за тежка сода състав за "сухо" полагане, който е търговски продукт, с означение DS.

Съставът за "мокро" пръскане WS по отношение на якостно-деформационните си и структурни характеристики демонстрира стойности, присъщи на високотехнологичните торкретбетони от най-ново поколение - високи якостни показатели, модул на еластични деформации, значителна мразоустойчивост и ниска проницаемост.

Казаното по-горе дава основание да се твърди, че предложеният състав е напълно приложим от технико-икономическа гледна точка за изпълнение на ремонтно-възстановителни работи.

ЛИТЕРАТУРА

[1] European Specification For Sprayed Concrete – Guidelines for specifiers and contractors, EFNARC, 1999;
[2] Thomas A., Sprayed concrete lined tunnels, ISBN 0-203-02899-6, Taylor & Francis, 2009;
[3] Aïtcin P.-C. and Flatt R.J. (editors), Science and Technology of Concrete Admixtures, ISBN: 978-0-08-100696-2, Woodhead Publishing, 2016;
[4] Rixom R. and Mailvaganam N., Chemical Admixtures for Concrete 3ed., ISBN 0-203-01724-2, Taylor & Francis e-Library, 2002;
[5] S. Brunauer, P. H. Emmett and E. Teller, J. Am. Chem. Soc., 1938, 60, 309;
[6] F. Rouquerol, J. Rouquerol, K. S. W. Sing, Adsorption by Powders and Porous Solids, Academic Press, London, UK, 1999;
[7] S. Lowell, J. Shields, M. A. Thomas, M. Thommes, Characterization of Porous Solids and Powders: Surface Area, Pore Size and Density, Springer, The Netherlands, 2004.
[8] Barrett, E.P.; L.G. Joyner, P.P. Halenda (1951). "The Determination of Pore Volume and Area Distributions in Porous Substances. I. Computations form Nitrogen Isotherms". J. Am. Chem. Soc. 73 (1): 373–380

ХИДРОИЗОЛАЦИОННИ СИСТЕМИ НА ГРАДСКИ ПЛОЩАДИ, С НАМИРАЩИ СЕ ПОД ТЯХ ИЗПОЛЗВАЕМИ ПЛОЩИ

Димитър Назърски[1]

WATERPROOFING SYSTEMS IN EXISTING CITY SQUARES, HAVING USABLE AREAS UNDER THEM

Dimitar Nazarski[1]

Abstract:
Problems related to the design and construction of waterproofing systems of city squares situated over usable basement areas, have been considered.
Alternate solutions for renovation of waterproofing systems in existing city squares have been analyzed. Such implementations already exist in some cities in Bulgaria.
Special attention has been paid on the structure and materials for execution of waterproofing systems in case of new construction as well as in renovation of city squares having usable areas under them.

Keywords:
Waterproofing Systems, Renovation of Waterproofing Systems, City Squares, Structure of Material.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

В редица големи градове у нас съществуват площади, под които са разположени използваеми площи – търговски обекти, рекламно-информационни центрове, спортни обекти и др. За да е възможна нормална експлоатация на сутеренните помещения, разположени под градски площади, е необходимо да съществува хидроизолационна система, която да ги предпазва от проникването в тях на атмосферни и почвени води.

При ново строителство още в проектната фаза трябва да бъде разработена хидроизолационната система, чрез която да се създаде бариера за навлизане на атмосферните и почвените води в използваемите помещения, намиращи се под съответния площад.

В случаи, в които се предприема ремонт на определен градски площад, с разположени под него използваеми площи, във всеки случай е необходимо при

[1] Димитър Назърски, проф. д-р инж., катедра „Строителни материали и изолации“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: d.nazarski@abv.bg;
Dimitar Nazarski, Prof., PhD, Eng., Department of Building Materials and Insulations, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; e-mail: d.nazarski@abv.bg.

разработването на проекта да се обърне внимание и на обновяването на изпълнената по време на строителството хидроизолационна система. Тази система, която е била в експлоатация десетки години, в повечето случаи има проблеми, които не позволяват нормалната експлоатация на помещенията, разположени под площадното пространство.

По-нататък в изложението ще бъде обърнато внимание на обновяването на хидроизолационните системи на градски площади, с разположени под тях използваеми площи, тъй като в последните години бяха изпълнени, а в следващите няколко години ще се изпълняват сериозни ремонтни работи на подобен вид площадни пространства.

2. ВЪЗМОЖНИ ВАРИАНТИ ЗА ИЗПЪЛНЕНИЕ НА ОБНОВЕНА ХИДРОИЗОЛАЦИОННА СИСТЕМА НА ГРАДСКИ ПЛОЩАДИ С ИЗПОЛЗВАЕМИ ПРОСТРАНСТВА ПОД ТЯХ.

При обновяването на хидроизолационните системи на градски площади, с разположени под тях използваеми помещения, са възможни следните варианти за изпълнението им:

2.1. Демонтиране на всички слоеве от конструкцията

Демонтиране на всички слоеве от конструкцията над хидроизолацията и изпълнение на нова такава върху съществуващата и в повечето случаи с наличие на дефекти стара изолация.

Отвеждането на атмосферните води може да стане по два начина: използване на съществуващата отводнителна система след реновирането й, или чрез изпълнение на нова отводнителна система, която по-ефикасно и ефективно да осъществява водоотвеждането.

2.2. Демонтиране на част от конструктивните слоеве

Демонтиране на част от конструктивните слоеве на площада, без да се достига съществуващата хидроизолация, след което се изпълнява нова стоманобетонна плоча, служеща за основа на новата хидроизолация.

Този вариант е подходящ в случаите, когато носещата стоманобетонна конструкция на използваемото пространство под площада има т.нар. „обратни“ греди и съществуващата хидроизолация е разположена по повърхността на тази сложна конфигурация на конструкцията. Тъй като в повечето случаи за реализиране на вертикалната планировка и водоотвеждането по време на строителството на площада се е стигнало до изпълнението на слоеве, разположени над най-високата точка на хидроизолацията, с дебелина 30÷60 cm, е възможно тези слоеве да бъдат демонтирани. На тяхно място може да се изпълни нова стоманобетонна плоча, с дебелина 15÷20 cm, която да служи за основа на новата хидроизолация. Това решение на новата хидроизолационна система, освен това, позволява да се търсят и други варианти на водоотвеждането на атмосферните води от площада.

По първия вариант през 2018 г. се изпълнява ремонта на хидроизолационната система на използваемите около 16000 m^2, разположени под централния площад на гр. Благоевград. По втория вариант през 2017 г. беше реализирана новата хидроизолационна система на използваемите площи (около 13000 m^2) на площада пред Националния дворец на културата в гр. София.

а)

б)

Фигура 1. Площада гр. Благоевград а) демонтиране на слоевете над хидроизолацията; б) площадът е изграден през 1987 година (фотография: Владислав Симеонов)

а)

б)

Фигура 2. Площада гр. София НДК а) изпълнение на нова основа, върху която е положена нова хидроизолационна система (фотография: http://www.skyscrapercity.com)
б) площадът е изграден през 1987 година

3.СТРУКТУРА НА ХИДРОИЗОЛАЦИОННИТЕ СИСТЕМИ НА ГРАДСКИ ПЛОЩАДИ, С РАЗПОЛОЖЕНИ ПОД ТЯХ ИЗПОЛЗВАЕМИ ПЛОЩИ.

Основни компоненти на хидроизолационната система на градски площади, с разположени под тях използваеми площи, е следната:

- **Основа**, която може да бъде от бетонна плоча или циментo-пясъчна замазка, нанесена върху нея за постигане на необходимата равност и гладкост;
- **Хидроизолация**, която може да бъде изпълнена на база два слоя битумно-полимерна мушама, всеки от които с дебелина 4 mm, или от течни полимерни състави (т. н. „мазана“ хидроизолация), с дебелина 2,0 mm за полимерните състави и 3÷4 mm за битумно-полимерни такива;
- **Защитен слой на хидроизолацията**, който се изпълнява 3÷5 cm от бетон, клас С 30/37, или циментo-пясъчен разтвор с якост на натиск не по-малка от 30 MPa. Този слой трябва да бъде армиран със заварени мрежи ø5 mm и клетка 15/15 cm, за да се предотврати пукнатинообразуването в него, вследствие явлението „съсъхване“.

При ремонт на съществуващи площади, които имат хидроизолация на разположените отдолу използваеми площи най-напред трябва да се направи оценка на състоянието на хидроизолацията и на тази база да се вземе решение как да се процедира.

В случая, когато съществуващата хидроизолация има много дефекти и е на практика компрометирана, е правилно тя да бъде демонтирана и след това да бъде изпълнена нова на база битумно-полимерна мушама, или от полимерни или битумно-полимерни състави.

Ако състоянието на съществуващата хидроизолация е сравнително добро тя може да бъде използвана като основа за изпълнението на нова, при което е правилно тя да се предвиди от листов тип изолация на база битумно-полимерна мушама, ако съществуващата е такава. „Мазана“ на база полимерни или битумно-полимерни течни състави се изпълнява, ако съществуващата изолация е реализирана по такъв начин.

Специално внимание при разработване на проекта на новата хидроизолационна система трябва да се обърне на наклоните на водоприемниците (точкови или линейни), а така също и детайлите на връзка „хидроизолация – водоприемник“. Във всеки случай проектирането, изпълнението и контрола на качеството на реализиране на хидроизолацията трябва да бъде в съответствие с изискванията на Наредба № РД-02-20-2/2016[1]г. на МРРБ, която регламентира тези проблеми.

В заключение може да се отбележи, че при ново строителство или при ремонт на градски площади, с разположени под тях използваеми площи, по време на целия инвестиционен процес трябва да се обръща внимание на качественото изпълнение на хидроизолационната система. С това ще се спомогне за повишаване на нейната експлоатационна надеждност и дълготрайност. Същевременно трябва да се има предвид, че основен момент за постигане на нормална експлоатация на площите под градски площади е навременната и качествена поддръжка на тяхната хидроизолационна система.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Наредба № РД-02-20-2 от 8.6.2016 за проектиране, изпълнение, контрол и приемане на хидроизолационни системи на строежите

РАЗХОДИ ЗА ТРУД И МЕХАНИЗАЦИЯ ПРИ ИЗПЪЛНЕНИЕ НА ТРЪБОПРОВОДИ С УПРАВЛЯЕМО ХОРИЗОНТАЛНО СОНДИРАНЕ

Борис Николов[1]

STUDY OF LABOUR AND EQUIPMENT COSTS FOR HORIZONTAL DIRECTIONAL DRILLING

Boris Nikolov[1]

Abstract:
Horizontal directional drilling is viable option for trenchless installation of pipe conducts. In order to properly plan the technological process, an estimation of expected cost and time is required. This paper presents the results from a study for the costs factor for labour and equipment. The study is related to a PhD research with goal to compare technological methods for construction of pressure sewer systems.

Keywords:
Construction Technology, Horizontal Directional Drilling, Labor Cost, Equipment Cost.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

В доклада се представят резултати от проведено изследване на компонентите разход за труд и за механизация при безтраншеен метод за полагане на тръбопроводи и е свързана с работа по дисертационен труд „Изследване на технологични и методични решения при изграждане на напорни канализационни системи“. Изследването е аналитично, като за източник са използвани литературни източници и проучване на чуждестранен опит. Като такова следва да се разглежда като методическа основа и числени стойности като първо приближение до натрупване на достатъчно данни от практиката в Р.България. Метода на полагане е управляемо хоризонтално сондиране (HDD, horizontal directional drilling) за тръбопроводи от полиетилен с диаметри около 100 mm и е разгледан в контекста на изпълнение на магистрални клонове за напорни канализационни системи. Напорните канализационни системи (НКС) се състоят от помпени станции свързани към напорна канализационна мрежа. Битовите отпадъчни води от един или група от обекти се събират и транспортират до прилежащата помпена станция посредством гравитационна канализационна мрежа. При запълване на предвидения обем в резервоара на станцията помпите се включват и изпомпват отпадъчните води към напорна

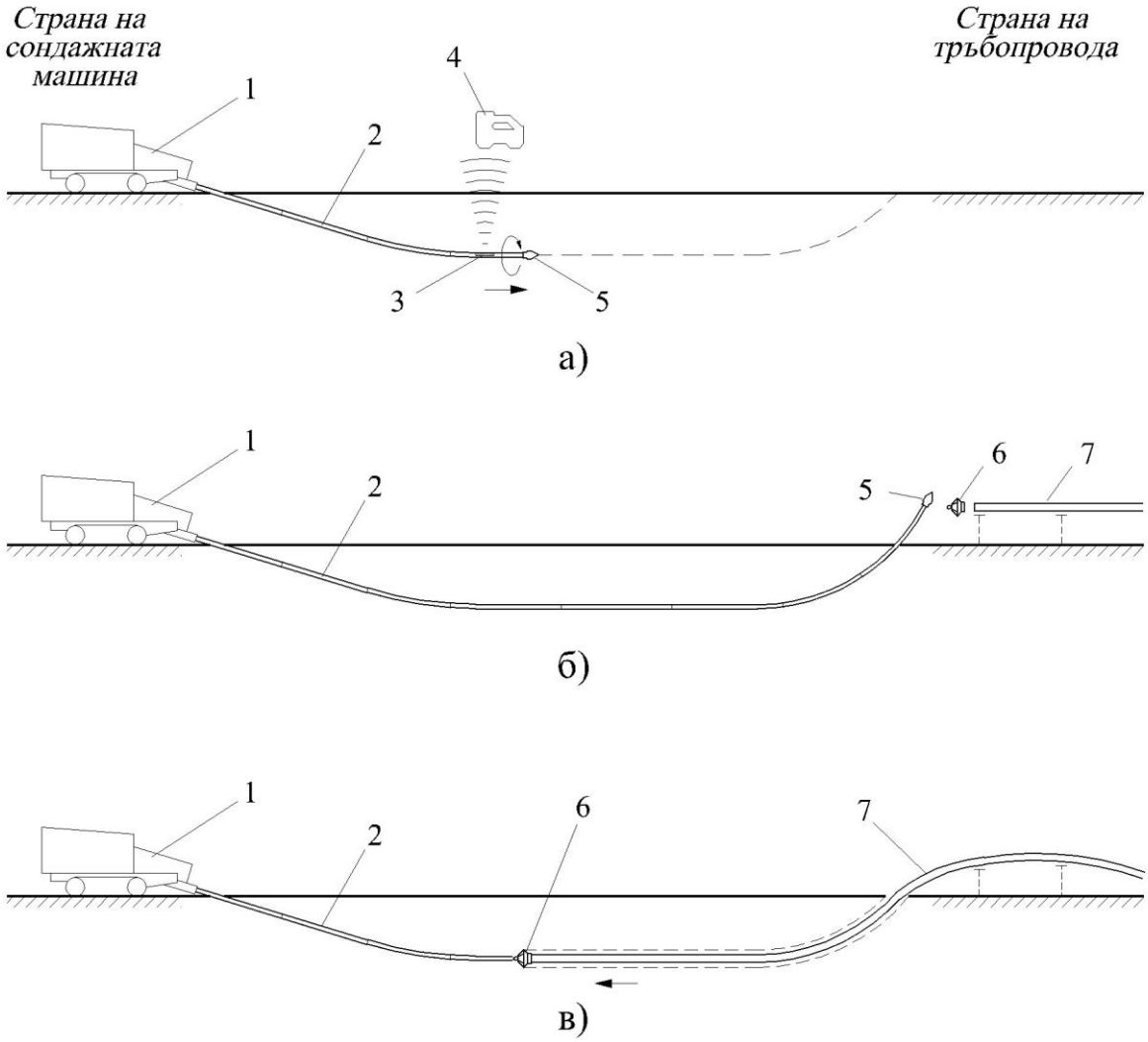
[1] Борис Николов, д-р инж., катедра „Технология и мениджмънт на строителството“, Строителен факултет, Висше строително училище „Любен Каравелов“, ул.“Суходолска“ 175, София 1373, *e-mail*: bnikolov@wss-bg.net;
Boris Nikolov, PhD MEng, Department of Technology and Construction Management, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: bnikolov@wss-bg.net.

канализационна мрежа. Принудителният режим на движение позволява тръбите да се полагат плитко и следвайки конфигурацията на терена.

2. МЕТОД НА УПАВЛЯЕМО ХОРИЗОНТАЛНО СОНДИРАНЕ

2.1. Основни положения на технология на изпълнение

При този метод се изпълняват две основни технологични операции: пилотен сондаж (pilot drill) и изтегляне (pullback) на инсталационният провод (канализационна тръба при НКС).



Фигура 1. Схема на основни технологични операции
при управляемо хоризонтално сондиране
а) пилотен сондаж б) привързване на инфраструктурният провод в) обратно изтегляне
1 – сондажна машина, 2 – сондажна тръба, 3 – предавател, 4 – приемник, 5 – сондажна глава, 6 – разширяваща глава, 7 – инфраструктурен провод

В зависимост от началният диаметър на предварителния сондаж и диаметъра на инсталирания провод могат да се извършат допълнителни междинни операции по последователно разширяване на диаметъра на сондажа (т.нар. backreaming).

Пилотният сондаж (Фиг.1 а) се изпълнява със съчленени една към друга серия от инвентарни сондажни тръби (щанги) 2 и сондажна глава 6. Те се управляват от сондажна машина 1 с прилагане на комбинирано действие на натиск и завъртане. За определяне на местоположението на сондажа спрямо проектното трасе се използва локационна система състояща се от предавател 3 и приемник 4.

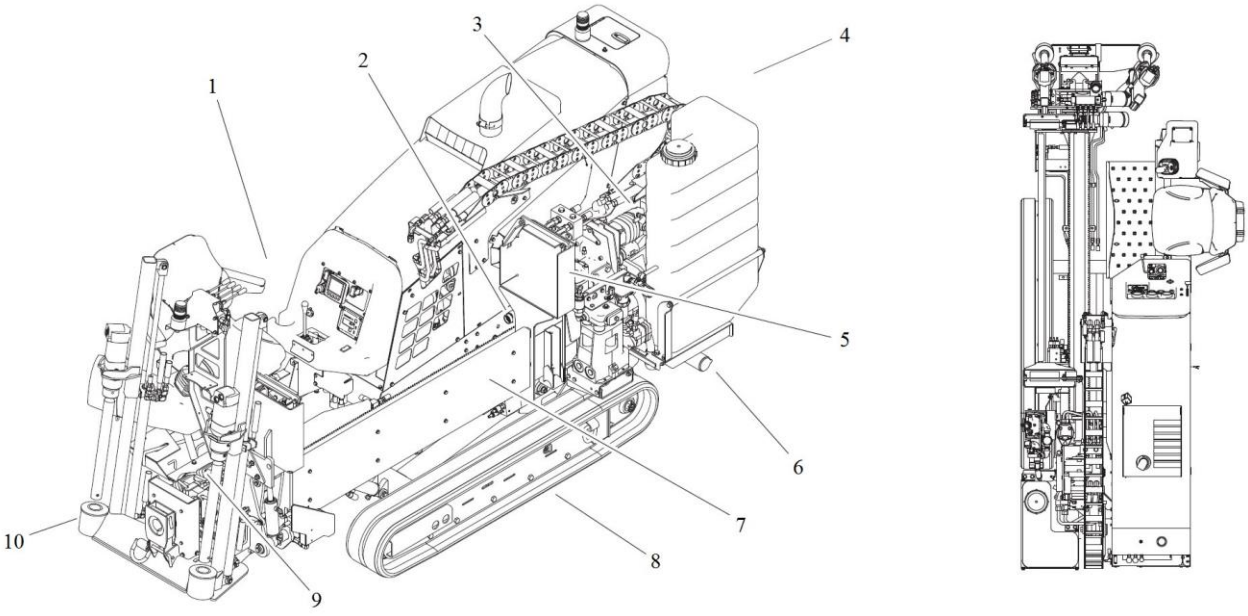
Процеса на изтегляне (Фиг.1 в) се извършва след като по цялото трасе е прокаран пилотния сондаж. В изходната шахта сондажната глава се демонтира и се монтира разширяваща глава 6 оборудвана със система за закачане на канализационните тръби 7. От другата страна сондажната машина прилага опънна сила, с която се изтеглят обратно сондажните тръби и прикрепените към края им канализационни тръби.

През целият период на извършване на операциите по пилотно сондиране и обратно изтегляне през главите 5 и 6 се вкарва под налягане сондажна течност за намаляване на усилията и отстраняване на изкопаният материал. Сондажната течност се подава или с помощта на прикачена към сондажната машина помпа или от отделна установка – система за управление на сондажната течност. Съществуват и варианти със съоръжения за рециклиране на отработената течност.

Проектите за безтраншейно полагане на тръбопроводи с метод на управляемо хоризонтално сондиране се класифицират спрямо обхвата общо на големи (т.нар. Maxi-HDD), средни (Midi-HDD) и малки (Mini-HDD, диаметър 50-300 mm, дълбочина до 9 m, дължина до 180 м). Съгласно посочените в т.3.1.2 на [1] характеристики на напорната мрежа, проектите за НКС попадат основно в обхвата на Mini-HDD.

2.2. Машини и оборудване за хоризонтални сондажи

За приложение на метода съществуват специализирани сондажни машини (Фиг.2), те са водещи за изпълнение на работните операции при управляемото хоризонтално сондиране.



Фигура 2. Основни компоненти на машина за хоризонтален сондаж
(Модел Ditch Witch JT9 [10])
1 – позиция на оператора; 2 – вал; 3 – шейна; 4 – гръб на машината; 5 – склад; 6 – стабилизатор; 7 – платформа; 8 – гъсеничен ход; 9 – менгеме с предни фиксирани челюсти и задни ротационни челюсти; 10 – анкерираща система

Подчинени машини и оборудване са:

- системата за управление на сондажна течност – някои модели сондажни машини, са оборудвани с помпа за приготвяне на разтвора и подаване към сондажа;
- подемно-транспортни средства с общо предназначение за доставка на сухите смеси, тръбопроводи и др. материали на площадката;
- цистерна за вода;
- вакуумна цистерна – за изтегляне на отработената сондажна течност от шахтите;
- потопена помпа за изпомпване на отработената течност от шахтите и система за рециклиране на сондажната течност;
- машина за полидифузно заваряване на тръби.

3. МЕТОДОЛОГИЯ

Установяването на разходите за труд и механизация е извършено в следните стъпки:

- проучване на структурата на работното звено;
- анализ на ролите за нуждите на НКС;
- съставяне на звено за изследването;
- извеждане на стойности за часови ставки за труд;
- събиране и обобщение на цени на строителна механизация;
- събиране и обобщение на разходни стойности за консумативи и горива към машините;
- извеждане на стойности за разходи за механизация.

4. РАЗХОДИ ЗА ТРУД

Състава на звената обслужващи машина за HDD зависи от спецификата на изпълнявания обект и използваната категория машина (Mini, Midi, Maxi). В Табл.1 е дадено обобщение на някои източници относно наблюдаваните състави на бригадите. Оператора на HDD е задължителен и може да бъде включен като ставка в оперативните разходи на методиките за стойност на машиносмяната/часовете от т.5.3, но другите позиции варират. При малките модели машини, в самата машина е включена помпа и контроли за управление на сондажната течност, в този случай функциите на оператора на системата за сондажна течност, водна цистерна, помпиер, механик могат да се поемат от основния оператор и HDD работниците. При малките модели машини към тялото на самата машина има склад за сондажни тръби и механика за свързването/разчленяването им, също при някои модели среден клас машини към машината има подемно средство с кука. При големите машини зареждането на сондажните тръби става със специален захващащ орган прикрепен към стрелата на багер или багер-товарач, а при най-големите проекти се използва подемен кран.

В настоящото изследване е прието към разходите за механизация на трите вида машини описани в т.3 да се включи ставката за съответния оператор. Заплащането на техническия ръководител е по отделно перо и няма да бъде разглеждано в изследването. Приетият състав на звеното е:

- HDD оператор: 1 (към разход за механизация);
- оператор на система за смесване на сондажната течност: 1 (към разход за механизация);
- оператор на вакуум цистерна: 1 (към разход за механизация);
- HDD работник: 2 (към единична калкулативна цена);
- локатор: 1 (към единична калкулативна цена като фракция от времето за работа по предварително приета дължина на участък).

Таблица 1. Състав на звено

Длъжност	Sarireh, 2011 [5]	Laney Corp [12]		Najafi, 2013 [4]
		Малък обект	Голям обект	
HDD оператор	1	1	1	1
HDD работник	2	1 – 2	2 – 3	2
Оператор на система за смесване на сондажна течност	1	0 – 1	1	1
Оператор на багер	1	-	1	-
Механик	1	-	1	-
Оператор на вакуум цистерна/водна цистерна	-	-	1	1
Помпиер	2	-	1 – 2	-
Технически ръководител	1	1	1	1
Локатор	1	-	1	1
ОБЩО	10	4 – 6	10 – 12	7

В Табл.2 е дадена извадка от средните часови ставки за изследваните от Sarireh [5] обекти и приведени стойности за България с приет еквивалент 1 за оператора на багер. За базова ставка е приета пазарната цена от СЕК Строителен обзор 2015/11 [2]. За оператора на HDD машината и локатора е прието завишение до 50% за да се отчете необходимостта от висока квалификация на персонала, като ключов фактор влияещ върху производителността (т.4.3.3.4 [1]).

Таблица 2. Средни часови ставки

Длъжност	Ставка Sarireh, 2011	Екви-валент	Базова ставка, СЕК	Еквивалент, модифициран	Ставка
	USD/h	-	BGN/h	-	BGN/h
HDD оператор	23.00	1.18		*1.50*	7.39
HDD работник	15.00	0.77		0.77	3.79
Оператор на система за сондажна течност	16.20	0.83		0.83	4.09
Оператор на багер	19.50	1.00	4.93	1.00	4.93
Механик	19.00	0.97		0.97	4.80
Оператор на вакуум цистерна/водна цистерна	-	-		0.83	4.09
Помпиер	16.00	0.82		0.82	4.04
Технически ръководител	30.00	1.54		-	-
Локатор	-	-		*1.50*	7.39

5. РАЗХОДИ ЗА МЕХАНИЗАЦИЯ

Механизацията, която се изследва, включва:

- водеща машина – машина за HDD (HDD Rig);
- подчинена машина 1: система за смесване на сондажна течност (Mud Mixing System/Tank);
- подчинена машина 2: вакуум цистерна (Vacuum System).

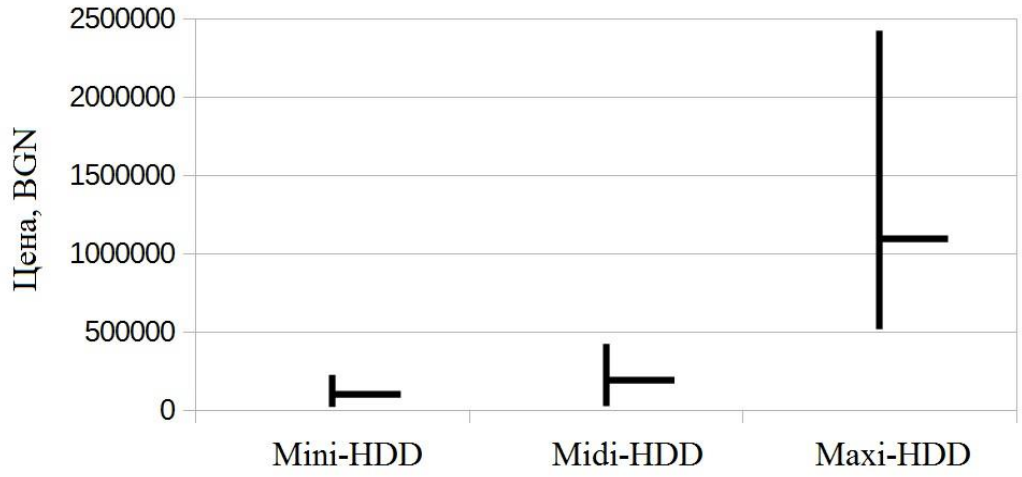
Гранични условия за водеща машина: Mini-HDD, Midi-HDD

5.1. Цени на строителна механизация

Източник: Najafi, M. Trenchless technology: Planning, Equipment, and methods. 2012 [4]; CIMT, DEFY, XCMG (нова техника); http://www.machinerytrader.com/ (употребявани); http://www.hddbroker.com/ (употребявани)

Изходни данни: За цените на нови машини утвърдените производители не обявяват данни, но [4] дава обобщена информация по категории машини за HDD, в изследването са взети данните за категория Mini-HDD и са означени като Mini $HDD_{Najafi,Lo}$ и Mini $HDD_{Najafi,Hi}$, съответно долна и горна ценова граница. В изследването е включена група за нови машини на няколко китайски производителя, на база получени оферти с цени, те са означени с Mini HDD_{Chi}. От описаните източници за техника втора ръка са извлечени данни за 227 HDD машини, 20 Mud Mixing Systems и 30 Vacuum Systems.

Резултат за цените на употребяваните HDD машини е даден на Фиг.3. разпределението по категории: Mini-HDD: 44%, Midi-HDD: 53%, Maxi-HDD: 3%. За целите на изследването се използват машините от първите две групи, означавани по нататък с Mini HDD_{Sec} и Midi HDD_{Sec}. За годината на производство по десетилетия: 1990: 19%, 2000: 48%, 2010: 33%. Средната възраст на Mini-HDD е 11 години, а Midi-HDD – 8 г. Резултантното годишно натоварване при приета референтна година 2016 г. е дадено в Табл. 3.



Фигура 3. Минимална, максимална и средна цена на употребявани HDD машини

Таблица 3. Годишно натоварване на употребявани HDD машини

Клас	Годишно натоварване, ч/г			
	Минимално	Средно	Максимално	σσ
Mini-HDD	51	299	860	195
Midi-HDD	88	469	1050	190
Maxi-HDD	153	398	672	-

При системите за смесване на сондажна течност разпределението по десетилетия е: 1990: 33%, 2000: 54%, 2010: 13%. Средната възраст на машините е 11 години. Цените са от 4777 до 37349 BGN, средната – 16229 BGN.

За вакуум цистерните разпределението по десетилетия е: 1990: 4 %, 2000: 65%, 2010: 31 %. Средната възраст на машините е 9 години. Цените са от 13029 до 99888 BGN, средната – 43736 BGN.

5.2. Обобщение на разходни норми за горива и консумативи към машините

Производителите на разглежданите типове машини използват индустриални дизелови и бензинови (при Mud Mixing Systems) агрегати на Honda, Subaru, Kubota, Yamaha, Perkins.

За групите машини Mini $HDD_{Najafi,Lo}$ и Mini $HDD_{Najafi,Hi}$, консумацията на гориво е изчислена на база обобщени таблични данни за консумацията на дизелови мотори от фирми, занимаващи се с поддръжка на агрегати [3] и данни за мощност на мотор и обем на картер за избрани два модела на фирма Ditch Witch съответно в ниския и високия клас по мощност. За Mini HDD_{Chi} е изчислена средна стойност на показателите. За машините втора ръка (Mini HDD_{Sec} и Midi HDD_{Sec}) са използвани усреднени данни за няколко модела на фирма Vermeer [9] и за които има изрично посочена информация за консумацията в каталозите.

Интервала за смяна на масло и филтри е избран на 250 мч на база проучване от 5 източника с практически опит при експлоатацията на HDD машини (Табл.4).

Таблица 4. Интервал на смяна на масло и горивен филтър за HDD машини

№	Интервал	Забележка
	мч	
1 [6]	100 – 500	
2 [6]	250	или 1 година
3 [6]	200	600 ч. за горивните филтри, 600 – 1200 ч. за въздушните филтри
4 [7]	250	
5 [7]	350	

5.3. Изчисляване на разходи за механизация

Входни параметри: Набавната цена съгласно т.5.1; остатъчна стойност 20%; годишно натоварване 400 часа; амортизационен период 10 години; процентна ставка за застраховка – ориентировъчни стойности > 50 000 BGN: 1,30 %, > 50 000 BGN: 1,30 %, 30 000 – 50 000 BGN: 1,50 %, < 30 000: 1,80 %. Армеец, Тарифна група „4-Строителна техника“, Клауза „Пълно каско“, в сила от 02.04.2012; фиксиран годишен компонент за данъци – прието е прехвърляне на част от пътния данък, винетна такса и такса за ГТП на транспортното средство, което обслужва машините, за системите за смесване на сондажна течност, които обслужват нови HDD машини в ниския ценови клас няма фиксиран компонент, защото системата се побира и превозва заедно с водещата машина в едно ремарке; часовият разход на гориво е изчислен съгласно постановките в т.5.1.3 и т.5.5.2 от [1]; допълнение за филтри 50 % (съгласно указание на [11]), часова ставка оператор съгласно т.4.

5.4. Резултат

Таблица 5. Разход за строителна механизация

№	Категория	A	Инвестиционни разходи		Оперативни разходи				
			B	C	D	E	F	G	H
		BGN	BGN/h	BGN/h	BGN/h	BGN/h	BGN/h	BGN/h	BGN/h
Водеща машина:									
1	Mini $HDD_{Najafi,Lo}$	138 974	34.74	3.86	7.87	0.63	8.69	0.00	7.39
2	Mini $HDD_{Najafi,Hi}$	208 461	52.12	5.67	35.74	1.61	13.03	0.00	7.39
3	Mini HDD_{Chi}	86 858	21.71	2.50	21.81	1.12	8.14	0.00	7.39
4	Mini HDD_{Sec}	82 234	20.56	2.38	14.05	0.81	7.71	5.14	7.39
5	Midi HDD_{Sec}	155 102	38.78	4.35	32.88	1.99	14.54	9.69	7.39
Подчинена машина 1:									
6	MMS_{Sec} (Mini HDD)	12 983	3.25	0.47	2.60	0.34	0.81	0.81	4.09
7	MMS_{Sec} (Midi HDD)	12 983	3.25	0.71	2.60	0.34	0.81	0.81	4.09
Подчинена машина 2:									
8	VS_{Sec}	34 989	8.75	1.30	12.83	0.98	0.00	0.00	4.09

Легенда: A – нетна стойност, B – амортизация, C – лихви, застраховки, данъци, D – разход за гориво, E – разход за смазочни материали и филтри, F – разход за текуща поддръжка, G – разход за основен ремонт, H – часова ставка на оператор

Таблица 6. Разход за строителна механизация (Обобщение)

№	Категория	Общо инвестиционни разходи	Общо оперативни разходи	ОБЩО
		BGN/h	BGN/h	BGN/h
1	Mini $HDD_{Najafi,Lo}$	38.60	24.58	63.18
2	Mini $HDD_{Najafi,Hi}$	57.78	57.77	115.55
3	Mini HDD_{Chi}	24.22	38.46	62.68
4	Mini HDD_{Sec}	22.94	35.10	58.04
5	Midi HDD_{Sec}	43.12	66.49	109.62
6	MMS_{Sec} (към Mini HDD)	3.71	8.65	12.37
7	MMS_{Sec} (към Midi HDD)	3.96	8.65	12.61
8	VS_{Sec}	10.04	17.91	27.95

Изведените числени стойности са приложени във компоненти LC и EC на формула за изчисляване на себестойността на единица продукция (единична цена):

$$UP = LC + EC + AC + MC + P + VAT \ , \qquad (1)$$

където: *UP* (Unit price) е единичната цена; *LC* (Labour costs) са разходите за работна ръка; *EC* (Equipment costs) са разходите за механизация; *AC* (Additional costs) са допълнителни разходи; *MC* (Material costs) са разходите за материали; *P* (Premium) са начисления; *VAT* – ДДС.

6. ИЗВОДИ

Проведеното изследване позволи да се съставят разходни норми и единични калкулативни цени за изпълнение с безтраншеен метод с управляемо хоризонтално сондиране за тръбопроводи DN32 – DN100 с Mini- и Midi-HDD машини в глинести почви за работни участъци: 20 m.

Тъй като разходните норми и единични цени са изведени теоретично с определени предпоставки и на база насоки от чуждестранният опит, те следва да се приемат като първо приближение и база. Преди разпространяване за публична употреба, параметрите следва да се калибрират с изследвания върху реални обекти в страната. Също така обхвата на разходните норми би следвало да се разшири към допълнителни видове почви, напр. песъчливи (към момента са разгледани глинести почви).

Числените данни за разходите за механизация при управляемо хоризонтално сондиране в частта си инвестиционни разходи са изведени при определени предпоставки – приет амортизационен период, годишно натоварване и проучване за набавните цени в световен мащаб. При оперативните разходи разходите за ГСМ също са изчислени с определени предпоставки и указания от чуждестранен опит. Тук също би могло да се търси повишаване на точността с наблюдения за страната.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Николов, Б. Дисертация. Изследване на технологични и методични решения при изграждане на напорни канализационни системи. С., ВСУ, 2017
[2] Строителен обзор. С., СЕК, 2015/11
[3] ABLE Diesel Generator Fuel Consumption Chart; Approximate Fuel Consumption Chart, https://www.ablesales.com.au/source/Diesel Generator Fuel Consumption Chart in Litres.pdf [отварян на 10.05.2018]
[4] Najafi, M. Trenchless technology: Planning, Equipment, and methods. САЩ, McGraw-Hill Professional, 2012
[5] Sarireh, M. Development of a model for productivity of Horizontal Directional Drilling (HDD). САЩ, University of Texas at Arlington, 2011
[6] Онлайн ресурс: http://www.smokstak.com/forum/showthread.php?t=58718 [отварян на 10.05.2018]
[7] Онлайн ресурс: https://www.wyomingcat.com/BusinessSolutions/FluidAnalysisLab/Documents/OptimizingOilChangeIntervals.pdf [отварян на 10.05.2018] (10)
[8] Онлайн ресурс: http://www.constructionequipment.com/350-hour-oil-change-intervals-save-more-12000-year [отварян на 10.05.2018]
[9] Продуктови каталози Vermeer - Horizontal Directional Drilling System D6x6, D9x13, D20x22S3, D23x30S3 и др. Айова, САЩ, Vermeer Corporation, https://www.vermeer.com [изтеглени на 03.06.2016]
[10] Ръководство за експлоатация DitchWitch - JT9 Operator’s Manual. Оклахома, САЩ, Charles Machine Works, 2014, 053-2747
[11] Ръководство Komatsu Specifications & Application Handbook. Япония, Komatsu, 2009
[12] Фирмен профил Laney Directional Drilling. http://laneydrilling.com/ 17.04.2016

МЕТОДИ ЗА УСТАНОВЯВАНЕ НА МЕСТОПОЛОЖЕНИЕТО И ОРИЕНТАЦИЯТА НА СОНДАЖНАТА ГЛАВА

Борис Николов [1]

HORIZONTAL DIRECTIONAL DRILLING HEAD LOCATING METHODS

Boris Nikolov[1]

Abstract:
This paper attempts to present a systematic approach to technological procedures of locating the drilling head in horizontal directional drilling method of laying pipe conducts. Ability to locate the position and the orientation of drilling head is a core feature of HDD method and high competence of operating staff is key factor for successful job. Studies on topic in Bulgaria are sparse so the objective is to present the working professionals with methodological guidance.

Keywords:
Construction Technology, Horizontal Directional Drilling, Location Technology.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Технологията на безтраншейно полагане на тръбопроводи с метод на управляемо хоризонтално сондиране дава възможност на оператора на сондажната машина да задава команди за управление на направлението на главата на база информация в реално време за текущото и местоположение. Методите за установяване на местоположението и ориентацията на сондажната глава (локация) се категоризират в три групи: системи за локация с проходка по повърхността; системи за локация с магнитен сензор в главата и смесени системи. Системите за локация с проходка по повърхността са относително по-евтини и прости за употреба, поради което намират широко приложение в проектите за управляемо сондиране. Работният им обхват е до 25 m, което покрива необходимите дълбочини за НКС. Поради тези причини те се разглеждат в следващото изложение.

2. ЕЛЕМЕНТИ НА СИСТЕМАТА

Системата се състои от следните елементи (Фиг.1):

- предавател (сонда) – цилиндричен уред с размери от 20xØ2.5 cm до 45xØ8.3 cm (напр. Ditch Witch серия 86B, 850) , които се поставя в първия сегмент на пилотния сондаж след главата. Предавателя генерира магнитно поле, с чиято помощ се

[1] Борис Николов, д-р инж., катедра „Технология и мениджмънт на строителството“, Строителен факултет, Висше строително училище „Любен Каравелов“, ул.“Суходолска“ 175, София 1373, *e-mail*: bnikolov@wss-bg.net;
Boris Nikolov, PhD MEng, Department of Technology and Construction Management, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: bnikolov@wss-bg.net.

извършва локацията и дигитален сигнал, с който се предава параметрична информация към приемника (ъгъл на завъртане, наклон, температура, статус на батерията). Ъгълът на завъртане обикновено е дискретизиран в 12 или 24 деления, наклона в резолюция стандартно от 1° / 1% или 0.1° / 0.1% за гравитационна канализация. Показанията на температурата служат за предупреждение на оператора и предпазване на електронните компоненти от повреда. Съществуват предаватели с допълнителен сензор за измерване на налягането на сондажната течност. Носещата честота на предавателите варира спрямо модела и системата в граници от 1.3 до 40 kHz. Съществуват предаватели с двоен радио модул за излъчване в два честотни диапазона в случай на работа в зона с големи електромагнитни смущения;

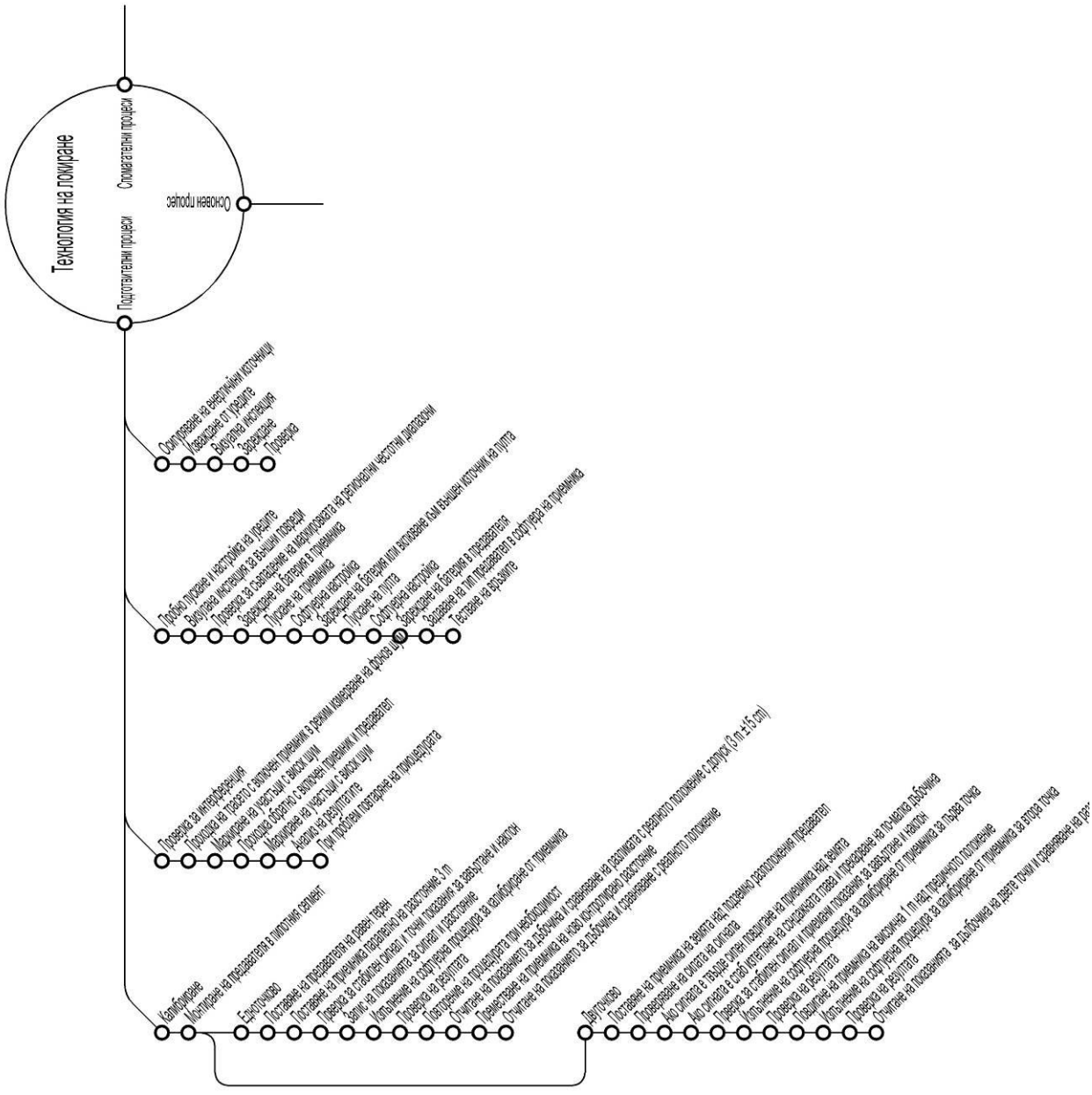
Фигура 1. Елементи на система за локация с проходка по повърхността (Източник: DCI, Модел: DigiTrak 5 [3])
1 – предавател; 2 – приемник; 3 – пулт; 4 – акумулаторни батерии, 5 – зарядно устройство

- приемник – ръчен инструмент, опериран от един мобилен отговорник по локацията. Уреда приема сигналите на предавателя и ги трансформира в информационен поток представян на дисплея и опционално записвани за последващ анализ. От приемника с телеметрична връзка информацията се предава и на дистанционния пулт разположен при сондажната машина;
- дистанционен пулт;
- енергийни източници за приемника и пулта – обикновено комплект акумулаторни батерии и зарядно устройство;
- енергиен източник за предавателя – алкални батерии за еднократна употреба, зареждащи се литиево йонни или литиево полимерни. Фирмите производители на оборудване дават инструкции за точния тип, като общо правило приемниците с дълъг обхват за големи дълбочини и дължини на сондажа следва да са оборудвани с литиеви батерии с голям капацитет.

3. ОБЩА ХАРАКТЕРИСТИКА НА ТЕХНОЛОГИЯ НА ЛОКИРАНЕ

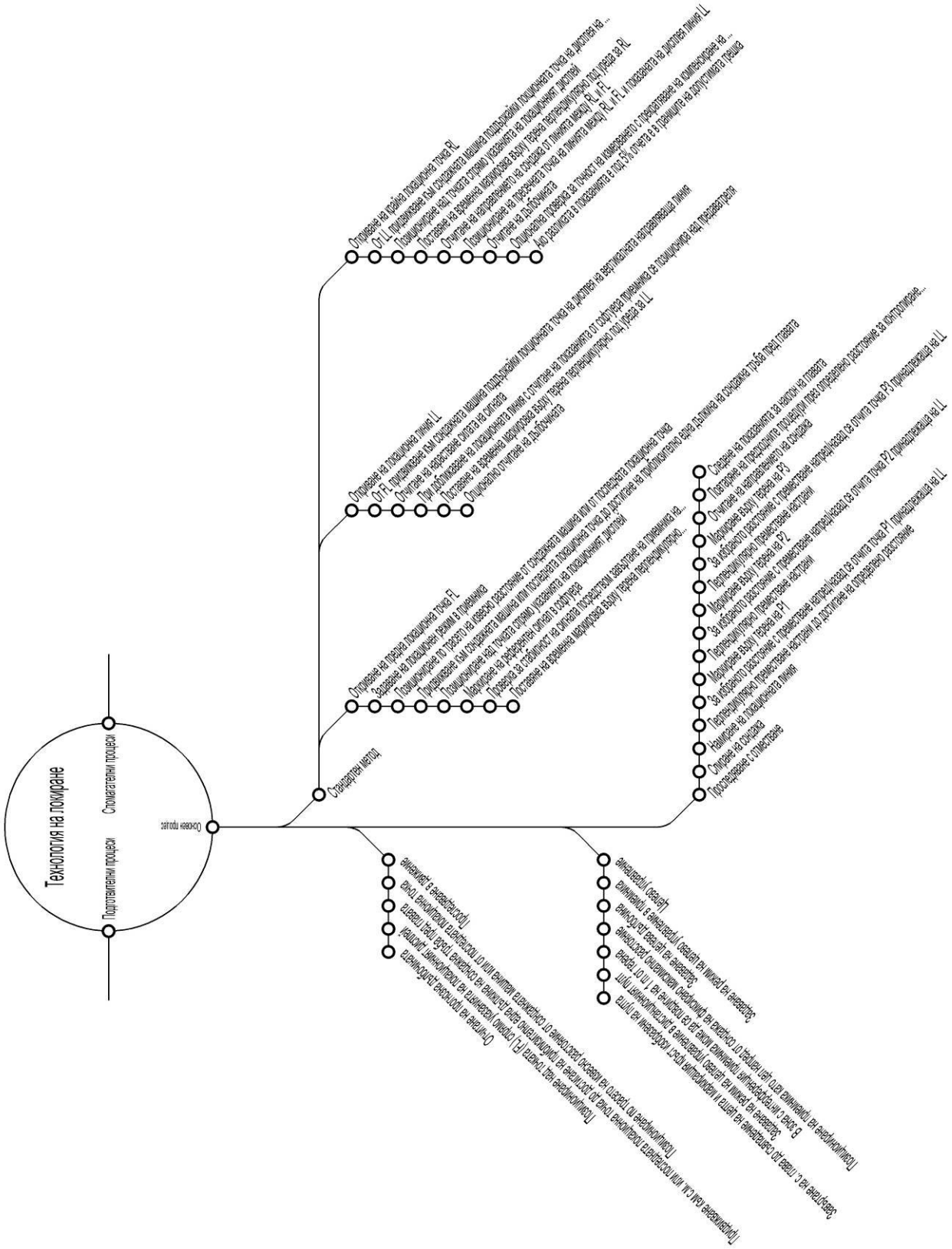
Работните компоненти на системата са предавател, работещ в автономен режим, мобилен приемник и фиксиран телеметричен пулт в сондажната машина. За извършване на технологичните операции са необходими:

- подготовка на системата: един отговорник по локацията (локатор);
- за проверка на интерференцията: един локатор; един общ работник.
- основен процес: един локатор; един оператор на сондажната машина.

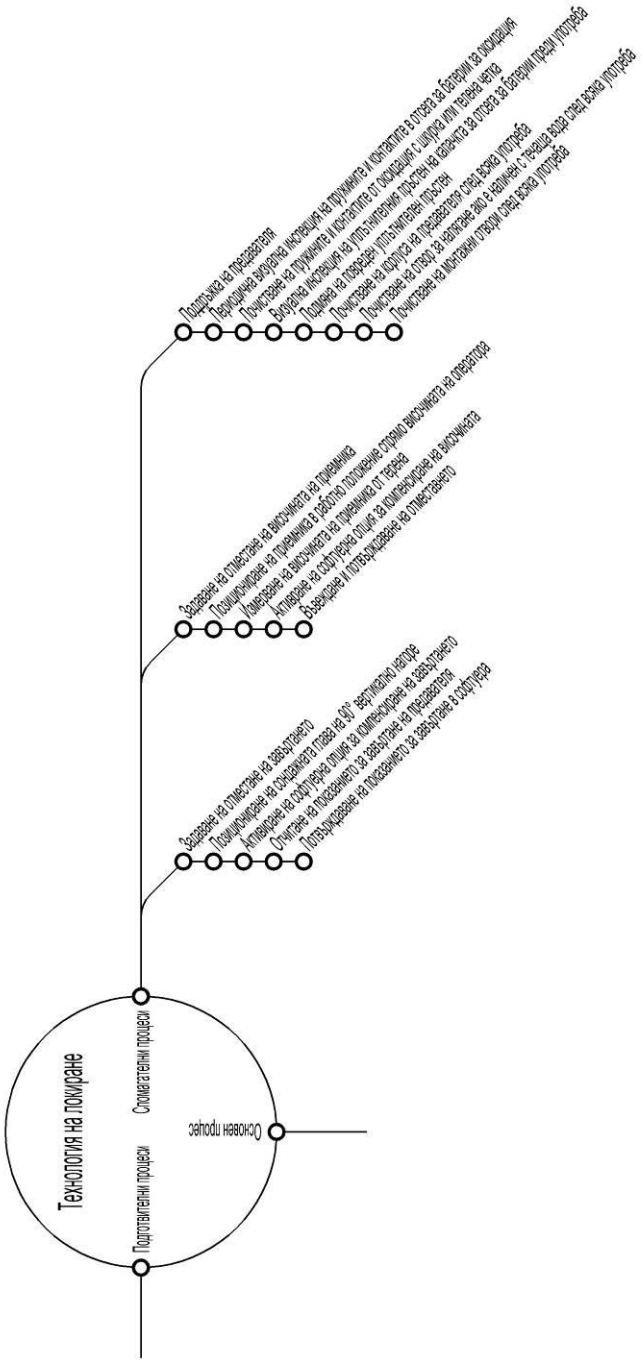


Фигура 2. Структура на технология на локиране

Технологичните процеси са групирани в подготвителни, спомагателни и основни. За тях са разработени схеми (Фиг.2) към дисертационен труд [1] с оглед принос към систематизиране на методологията на строителните процеси и подготовката и обучението на специалисти за практиката. Поради ограничения размер представените тук схеми са с илюстративен характер.



Фигура 2. (продължение)



Фигура 2. (продължение)

4. ПОДГОТВИТЕЛНИ ОПЕРАЦИИ

Преди всяко сондиране се извършва тестване на системата с предавател монтиран в пилотния сегмент на сондажа. Теста се състои в проверка за ниво на батерията на предавателя, ниво на сигнала и проверка за правилно предавана телеметрична информация за местоположението и ориентацията. Точността при изпълнение на процеса на локализиране ще бъде влошена, ако не са спазени следните условия:

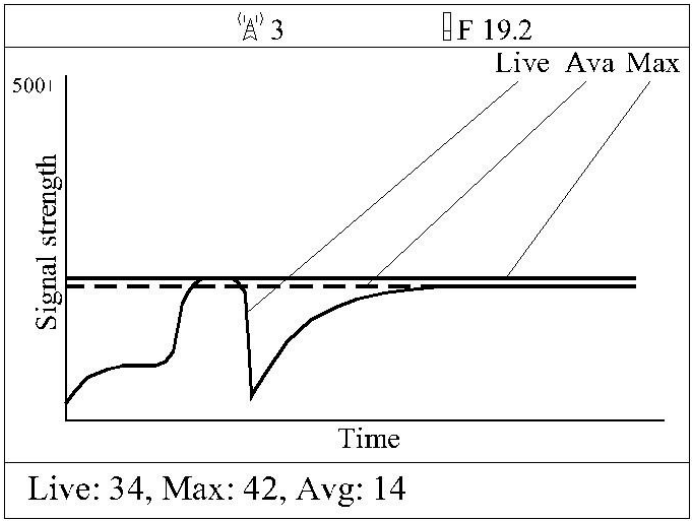
- приемника е калибриран спрямо използвания предавател и сондажна глава и системата е проверена преди непосредствено започване на работа за отклонения;

- предавателя е правилно локализиран и приемника се намира точно над предната локационна точка или самият предавател;
- приемника е поставен на земята или на коректно специфицирана в софтуера височина.

4.1. Интерференция на магнитните полета

Интерференция в приемания сигнал може да предизвика грешки в изчислението на дълбочината и загуба в ориентацията, наклона и завъртането на сондажната глава. Поради тази причина преди извършване на работни операции, а и при самата заявка за работата се извършва проверка на фоновия 'шум'. Проверката спомага и за правилно избиране на предаватели с подходящ честотен работен диапазон. Интерференцията бива активна и пасивна:

- активна интерференция: източник са недобре екранирани електрически апарати и проводници, като електроразпределителни и комуникационни линии, линии за идентифициране на оптични трасета, трансформаторни станции, инфраструктура за мобилна комуникация;
- пасивна интерференция: представлява редукция на силата на сигнала или екраниране. Може да се предизвика от наличието на плътни метални обекти, метални тръби, шлицови стени, армировка, оградна мрежа, транспортни средства, почва със високо съдържание на соли, желязна руда.

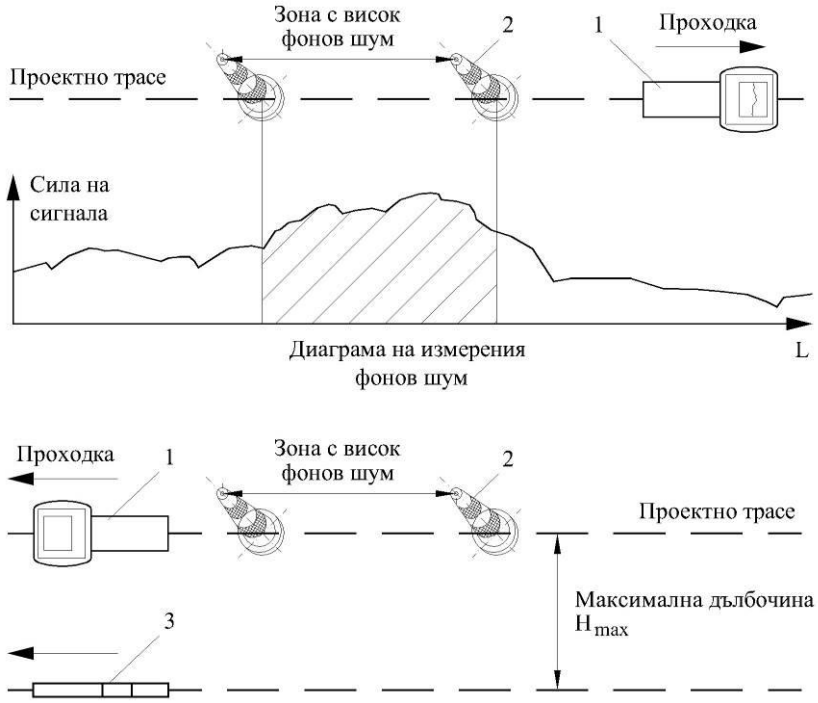


Фигура 3. Илюстрационен екран от интерфейс за запис на фоновия шум
(Източник: DCI, Модел: DigiTrak 5 [4])

Проверката на интерференцията се състои в запис на фоновия шум по трасето и проверка за скоростта и точността на предаване на телеметричната информация за завъртане и наклон. Производителите на оборудване дават предписания за допустимата граница между полезния сигнал и фона. При някои модели приемници съществува софтуерна функция за запис на фоновия шум (Фиг. 3).

Записа на фоновия шум се реализира с прохождане на проектното трасе с включен приемник (Фиг. 4). На участъците с висок шум се поставя временна маркировка.

Проверката на телеметричния канал се извършва при връщането по трасето с включен предавател и приемник. Операторите се движат един до друг на разстояние приблизително равно на максималната сондажна дълбочина. Приемника е по оста на трасето. Оператора, който държи предавателя периодично спира и го завърта и накланя, като параметрите се сравняват с показанията на дисплея на приемника.



Фигура 4. Схема на прохождане на проектното трасе за регистриране на фоновия шум

Ако потока на телеметричната информация се накъсва или губи предавателя се отмества още настрани, което се компенсира от настройките за „Височина над терена“ на предавателя. Друго решение включва замяната на предавателя с друг модел работещ в различен честотен диапазон или с по-голяма мощност.

4.2. Монтиране на предавателя в пилотния сегмент на сондажа

Предавателя се монтира в корпуса на пилотния сегмент на сондажа след сондажната глава. За да се реализира връзката с приемника в металния корпус трябва да се предвидят надлъжни жлебове през които да се разпространят електромагнитните вълни. Производителите на системи дават предписания за минималните физически размери на жлебовете и позиционирането на конкретните модели предаватели. Например DCI изисква широчина на жлеба от поне 1,6 mm и размерите дадени в Табл.1.

Таблица 1. Изисквания за монтиране на предаватели DCI [4]

Модел	Обща дължина на предавателя	Минимална дължина на жлеба	Отстояние на жлеба предния капак на предавателя
	cm	cm	cm
Long Range HDT	38.1	21.6	5.1
Extended Long Range HDT	48.3	33.0	5.1
Short Range FS	20.3	9.5	3.2

4.3. Калибриране на приемника към предавателя

Приемника се калибрира при: смяна на предавателя, промяна на работната честота, смяна на сондажната глава или пилотния сегмент, при неточна информация за дълбочина.

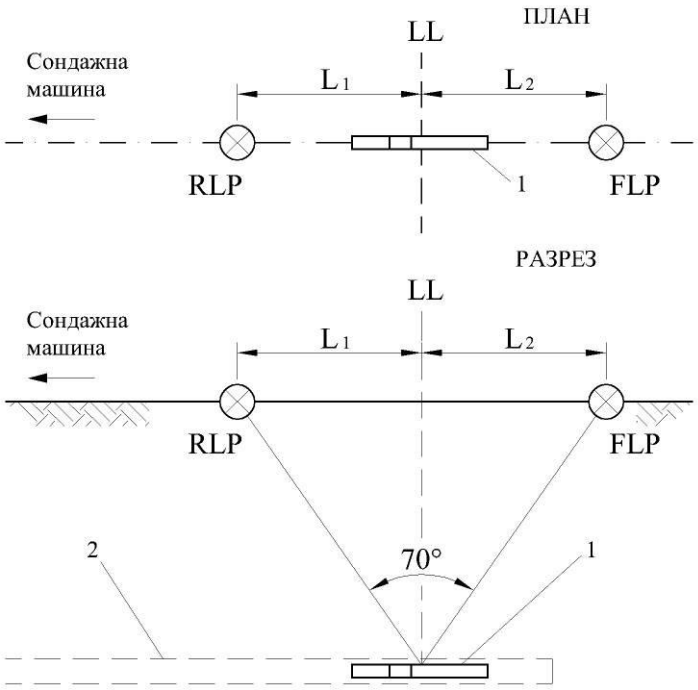
Предавателя трябва да бъде монтиран в пилотния сегмент на сондажа по време на процедурата. В района не трябва да има силна активна интерференция, приемника не трябва да е над елементи с армировка или подземни проводи и на разстояние по-малко от 3 m от метални структури. [2] докладва, че при обичайната практика в САЩ локаторите извършват процедура по калибриране всеки ден преди започване на работните операции без това да е технически необходимо. Задължително обаче трябва да се провери калибровката, посредством тестово измерване на контролирани с рулетка разстояния.

Съществуват два метода за калибриране:

- едноточково: препоръчан метод, извършва се на повърхността. Предавателя (в пилотния сегмент) и приемника се поставят на равна повърхност на разстояние 3 m;
- двуточково: извършва се с предавател под земята.

5. СТАНДАРТЕН МЕТОД ЗА ЛОКАЦИЯ

Както вече беше споменато при разглеждане на теоретичния модел, приемника регистрира три специфични характеристики в магнитното поле генерирано от предавателя – точките FLP, RLP и линията LL (Фиг.5). Приемника не прави разлика между двете локационни точки, поради което отговорност на локатора е правилно да ги идентифицира. Стандартния метод за локация дава най-висока точност и използва и трите характеристики.



Фигура 5. Геометрично множество на специфични характеристики на магнитното поле при паралелен предавател

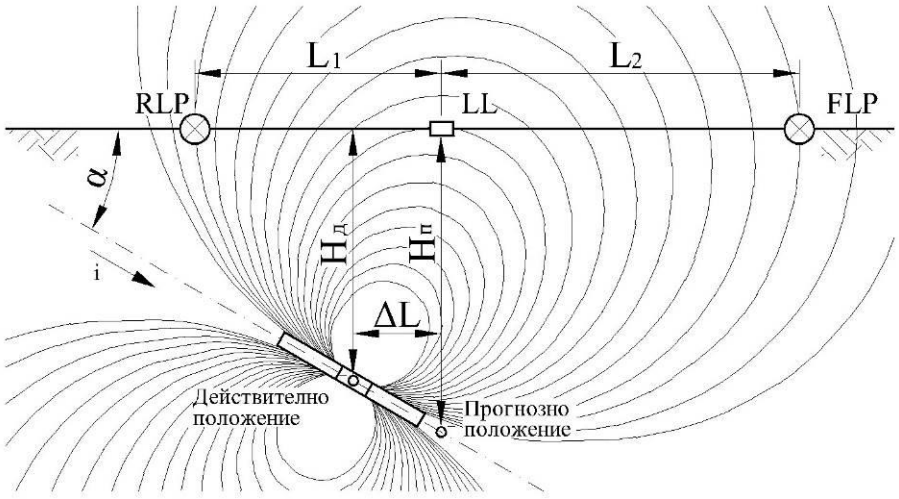
Геометричната схема на Фиг.5 се отнася за паралелно разположен на повърхността предавател. В този случай L1 = L2, ъгълът 70° се отнася за предаватели от системата на DCI. Ако предавателя е под наклон, локационните точки не са симетрично разположени спрямо LL (L1 ≠ L2, Фиг.6). Поради формата на магнитното поле за наклони над ±17° (±30%) и/или дълбочини над 4.6 m локационната линия отчетена от уреда ще бъде отместена спрямо реалното местоположение на разстояние ΔL. Съответно показаната на екрана дълбочина Нп ще бъде различна от действителната.

Зависимостите между действителна и прогнозирана дълбочини се дефинират от преводни коефициенти:

$$\begin{aligned} k_{Д\to П} &= 3.064\cdot 10^{-6}\alpha^3 + 5.868\cdot 10^{-5}\alpha^2 + 5.373\cdot 10^{-4}\alpha + 0.992, \\ k_{Д\to П} &= -1.619\cdot 10^{-7} i^3 + 6.208\cdot 10^{-5} i^2 + 5.373\cdot 10^{-4} i + 0.992, \\ k_{П\to Д} &= 8.526\cdot 10^{-7}\alpha^3 - 1.868\cdot 10^{-4}\alpha^2 - 9.384\cdot 10^{-4}\alpha + 1.006, \\ k_{П\to Д} &= 2.884\cdot 10^{-7} i^3 - 5.446\cdot 10^{-5} i^2 + 8.624\cdot 10^{-4}\alpha + 1.009, \end{aligned} \quad (1)$$

където: α е ъгъл на наклона в °; i е наклон в %.

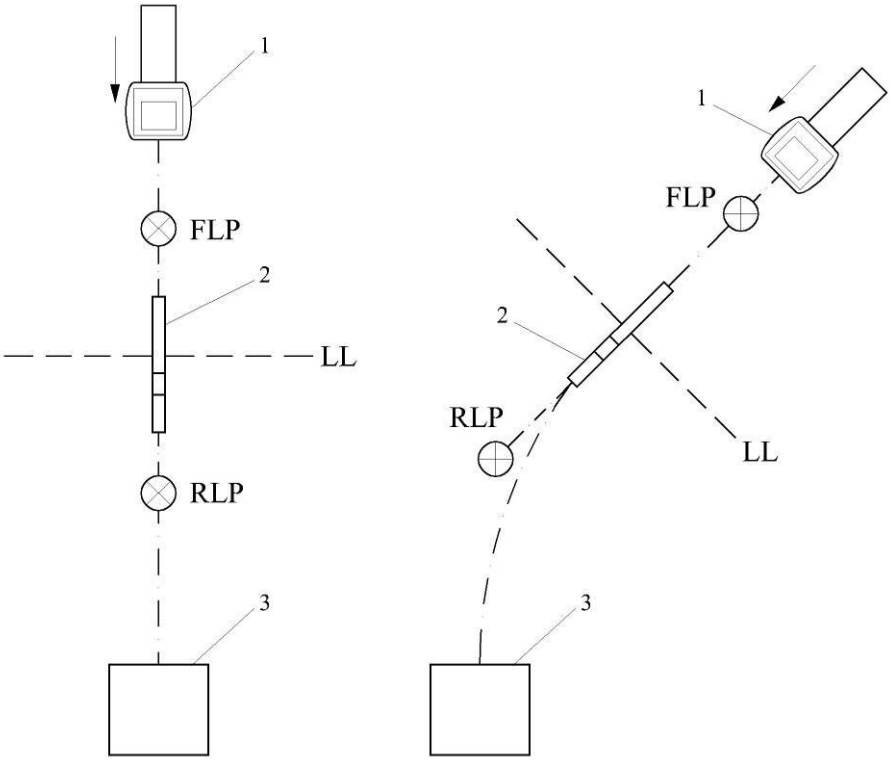
Процедурата се извършва в три главни стъпки: намиране на FLP, намиране на LL, намиране на RLP. Локатора е ориентиран към сондажната машина или последната локационна точка, предавателя е под земята между машината и локатора (Фиг.7). Приемника работи в режим на локиране. Локатора се придвижва към машината, като на разстояние около една сондажна тръба следейки показанията на дисплея на приемника бавно се доближава над позицията на FLP. При позициониране точно над предавателя локатора записва референтен сигнал (заключва позицията на FLP). От тук може да се отчете прогнозна дълбочина и отстояние на сондажа. За проверка на сигнала предавателя може да се завърти бавно по оста на 360°, като целта трябва да остане в центъра на кръста. Позицията на FLP се маркира.



Фигура 6. Геометрично множество на специфични характеристики на магнитното поле при предавател под наклон

Следваща стъпка е намиране на локационната линия LL с придвижване в направление от FLP към последната маркирана локационна точка. Силата на сигнала трябва да нараства, ако се регистрира намаляване е възможно да е намерена RLP.

Когато маркера, фиксиращ FLP достигне дъното на екрана се появява хоризонтална линия маркираща доближаването до LL и индикатор за завъртането на предавателя спрямо приемника (маркира O°). Индикатора за завъртането не трябва да се ползва за определяне на направлението на сондажа. С бавно придвижване хоризонталната линия за LL трябва да се изравни с хоризонта на кръста. Позицията на LL се маркира.



Фигура 7. Схема на локиране по стандартен метод
а) прав участък б) участък в крива
1 – локатор с приемник; 2 – предавател в пилотния сегмент на сондажа под земята;
3 – сондажна машина

Последна стъпка е намирането на RLP с придвижване от LL в посока машината или последната локационна точка. Позицията на RLP се маркира на земята. Линията между маркираните точки FLP и RLP показва направлението на сондажа, пресечната точка на тази линия с LL дава местоположението на предавателя (с отчитане на разгледаните условия за наклони над ±17° (±30%) и/или дълбочини над 4.6 m). С позициониране над тази точка се прави отчет за дълбочината на сондажа. Като проверка може да се деактивира софтуерната компенсация на височината над терена и да се снеме втори отчет с приемник разположен директно на повърхността. Разликата между двете отчетени дълбочини не трябва да надвишава 5%.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Николов, Б. Дисертация. Изследване на технологични и методични решения при изграждане на напорни канализационни системи. С., ВСУ, 2017.
[2] Najafi, M. Trenchless technology: Planning, Equipment, and methods. САЩ, McGraw-Hill Professional, 2012.
[3] Продуктов каталог DCI - DigiTalk F5 system. Кент, Вашингтон, САЩ, Digital Control Inc., 2013.
[4] Ръководство за експлоатация DCI - DigiTrak F5 Operator’s Manual. Кент, Вашингтон, САЩ, Digital Control Inc., 2013.

МАРКЕТИНГОВИ ПОДХОДИ ПРИЛОЖИМИ В СТРОИТЕЛНОТО ПРЕДПРИЯТИЕ ЗА ПОДОБРЯВАНЕ НА НЕГОВАТА КОНКУРЕНТОСПОСОБНОСТ

Ива Николова[1]

MARKETING STEPS APPLICABLE IN CONSTRUCTION COMPANY FOR IMPROVING THEIR COMPETITIVENESS

Iva Nikolova[1]

Abstract:
Many construction enterprises still often fail to realize that marketing entails more than just playing with few isolated promotional tools, such as distributing brochures, advertising, promotional videos, which they often employ without following a structured marketing plan formulated in line with the organization's aims and objectives.
It is necessary to identify and position the role and place of the marketing in the management functions of the construction company as a way to adapt themselves not only to the continuous changes in the industry, but also to satisfy their clients' demands, while being competitive and improving their business strategy. It is difficult to generalize how to apply marketing in construction companies, due to the special features of this sector.
Nevertheless, there is a range of possible strategies and that could be used by construction companies, and once they know their clients' needs they will be able to choose what strategies to apply. The report examines marketing approaches according to the strategy and the objectives of the construction company.

Keywords:
Construction Industry, Construction Enterprises, Marketing Steps, Business Strategy, Competitive.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Строителната индустрия в повечето страни по света се характеризира с голяма конкуренция, висок риск и обикновено нисък марж на печалба в сравнение с много други индустрии [1].

[1] Ива Николова, докторант, катедра „Технология и мениджмънт на строителството“, Строителен факултет, Висше строително училище „Любен Каравелов“, ул.“Суходолска“ 175, София 1373, *e-mail*: kosovic_iva@yahoo.com;
Iva Nikolova, PhD Student, Department of Technology and Construction Management, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: kosovic_iva@yahoo.com.

Основната причина за голямата конкуренция е относителната лекота на влизане в строителната индустрия в сравнение с други отрасли, дори за хора или фирми с малки капиталови инвестиции [2]. Освен това, за да се намери нов проект, строителните фирми трябва да участват в конкурентен процес на наддаване, тъй като по принцип не е възможно да предизвикат търсенето на техните услуги [3, 4]. Тези условия водят до значително по-висок процент на бизнес неуспех в строителната индустрия, отколкото в много други предприятия през последните десетилетия [5, 6]. При такива тежки обстоятелства строителните фирми търсят начини да спечелят проекти и да участват в най-различни строителни дейности, които могат да генерират по-голяма печалба [7]. В този контекст маркетингът като наука и маркетинговите стъпки биха могли да създадат устойчиво конкурентно предимство за строителните компании и да им помогнат да се разграничат от конкурентите си.

Според Arditi и Davis [8], маркетингът в строителството трябва да включва дейности като: търсене на нови клиенти, търсене на нови видове строителство, търсене на нови пазари, задоволяване на нуждите на настоящите клиенти и създаване на лоялна клиентела, извършване на пазарни проучвания и анализи, предлагане на допълнителни услуги, оценка на разходите за проекти и ценообразуване, договаряне и сключване на договори, както и промоционални дейности, включващи реклами, публичност, брошури и програми за изграждане и затвърдяване на корпоративна идентичност.

2. АНАЛИЗ НА МАРКЕТИНГОВИТЕ ПОДХОДИ ПРИЛОЖИМИ В СТРОИТЕЛНОТО ПРЕДПРИЯТИЕ

За целите на настоящата разработка авторът е анализирал детайлно следните маркетингови подходи: международни маркетингови стратегии за излизане на външни пазари, използване на маркетинга чрез социални инициативи, маркетинга на взаимоотношенията (RM), изграждане на доверие между участниците в строителния процес и човешкият фактор свързан с предизвикателствата на маркетинга.

2.1. Международни маркетингови стратегии приложими в строителните предприятия за излизане на външни пазари

Таблица 1 Бизнес стратегии за навлизане на международни строителни пазари [10]

Времени Стратегии	Съвместни проекти („Джойнт венчър“ проекти, ДЗЗД)	Съвместна инвестиция на проектна основа, наричана още договорно съвместно предприятие. Печалбата и другите задължения се определят по договор за всяка от страните и продължават само за срока на проекта.
	Самостоятелни проекти	Собствена инвестиция на проектна основа, фирмата самостоятелно представя оферта или самостоятелно поема проекта в чужда страна.
	СРТ (Строителство-Работа-Трансфер)	СРТ е система за финансиране на изграждането на инфраструктурни съоръжения (Проектно финансиране). Частните спонсори поемат отговорност за финансирането и изграждането, поддържането и управлението на инфраструктурното съоръжение за определен период от време. Те покриват инвестициите си, чрез таксуване на потребителски услуги на концесия.

Дългосрочни Стратегии	Представителен офис	Официално дружество, което извършва стопанска дейност в чужбина от името на мениджмънта.
	Клон	Част от местна компания, която осъществява бизнес дейност в чужда страна, но няма правен статут.
	Съвместно предприятие („Джойт венчър“ предприятие, Консорциум)	Създадена от съвместната инвестиция на две или повече компании, поне една от които е извън приемащата страна на съвместното предприятие.
	Самостоятелно предприятие	Самостоятелна инвестиция на компания в изцяло нова компания в чужда страна. Най-сложната и най-скъпа стратегия за навлизане на чужди пазари.

В процеса на работа на всяка компания идва момент когато тя започва да проучва възможността за излизане на нови пазари. Мотивите за интернационализация на бизнес операциите могат да бъдат различни. Според Kotler [9] те включват: възможност за увеличаване на продажбите, по-голяма достъпност до ресурси, осигуряване на няколко пазара за продажба на продукта и придобиване на ресурси.

Интернационализацията просто означава разпространение на икономическите дейности извън границите на местната икономика, което води до количествени промени, които на свой ред водят до по-широка географска организация на икономическите дейности. Изследванията в областта на интернационализацията на строителните фирми стават все по-важни, както в академичната общност, така и в строителната практика.

2.2. Използването на маркетинга чрез социални инициативи

Все по-популярен инструмент за влияние върху общественото съзнание е формата на социалният маркетинг, той включва използването на методите на търговския маркетинг като: анализ, планиране, изпълнение и оценка на програмите, които засягат умишлено поведението на избрани групи потребители, с цел да се подобри човешкото благосъстояние и състоянието на обществото. Социалният маркетинг използва процеса на планиране и прилага принципите и методите на традиционният маркетинг. Той се фокусира върху промяната на поведението и има за цел да облагодетелства обществото.

Концепцията за социалният маркетинг освен рекламните методи на влияние, включва и съобщения за обществени услуги и други социални методи на влияние. Мисията на социалната реклама е да убеди или да обезкуражи публиката с определена идея или поведение. Другите дейности на социалния маркетинг са свързани с разчитането на сигналите и поведението на рецепиента на маркетинговата кампания. Публичната кампания е точно определена операция, използваща маркетинговите инструменти, по-специално рекламата и връзките с обществеността, за да повлияе на поведението и начина на мислене. Това на свой ред води до решаване на социалните проблеми, които блокират постигането на общото благо, определено като маркетингови цели [11].

2.3. Прилагане на маркетинга на взаимоотношенията (RM) в строителната индустрия

Маркетингът на взаимоотношенията се фокусира върху развитието на дълготрайни взаимоотношения с клиентите, за да се осигурят добри продажби и в бъдеще. Той има по-широки, по-дългосрочни цели от транзакционния маркетинг.

Главният фокус на маркетингът на взаимоотношенията (RM) е насочен към клиентската услуга, с цел засилване на транзакционният маркетинг и придвижване на строителните организации към иновации и интеграция в сферата на обществените поръчки, по предложенията на Latham и Egan [12] [13]. От друга страна транзакционният маркетинг е насочен към една единствена цел - продажбата. Транзакционните маркетингови тактики включват рекламиране и промоции, насочени изключително към незабавни продажби, като продажбата се разглежда като еднократно събитие.

В основата на RM има предразположение да се изграждат и поддържат дългосрочни взаимоотношения, между заинтересованите страни на проекта. В RM партньорите имат съвместна перспектива и работят за общи цели. RM обаче се занимава с взаимозависимостите на всички отдели и лица в рамките на една строителна организация и техния вътрешен и външен обмен.

Целта е всички служители в компанията да се възползват от добрите взаимоотношения. RM се характеризира с фрази, които включват; "Win-win outlook" (изход при които всички печелят), "постигане на обща цел" и "търсене на синергия". Прилагайки RM, строителните организации се развиват заедно с техните клиенти, предоставят на клиентите си допълнителни услуги от които да се възползват, което е по-важно, клиентите са по-малко склонни да преминат при конкурентите. Крайният резултат от използването на RM е сътрудничеството в строителните проекти и дългосрочната (продуктова) взаимозависимост [14] [15].

2.4. Изграждане на доверие между участниците в строителния процес

Взаимоотношенията между различните участници в строителният процес много често са противоречиви. Това твърдение е вярно както по отношение на управляваните от традиционните договорни взаимоотношения, така и за по-модерните договорни форми. Развитието на взаимоотношенията на база на доверие между клиента и изпълнителя изглежда трудно. При взаимоотношенията базирани на проектното сътрудничество в строителната индустрия, бизнес партньорите нямат време да се ангажират с продължителни процеси на взаимодействие, което да допринесе за развитието на доверие в по-трайни организационни форми [16].

В резултат на това независими организации, които са относително непознати помежду си, трябва да участват в строителни проекти, които често се характеризират с висока сложност, несигурност и риск. В тази светлина може би не е изненадващо, че процесите на взаимодействие между клиента и изпълнителите често са конфликтни, което води до незадоволителни резултати в строителни проекти [17]. Много автори посочват, че повече сътрудничество между клиента и изпълнителя би подобрило изпълнението на строителните проекти [16] [18]. В тази връзка употребата на партниращи подходи се препоръчва - особено при високорискови и сложни строителни проекти - тъй като няколко проучвания са показали, че тези видове споразумения за партньорство могат да създадат по-кооперативни, доверителни отношения. Други учени обаче подчертават, че не всички партньорски проекти се представят добре и че няма бързи и сигурни решения, които да гарантират успех.

Тези наблюдения показват, че механизмите, свързани с установяването и поддържането на надеждни, кооперативни взаимоотношения между клиенти и изпълнители в строителната индустрия, са сложни и трудни за целенасочено управление [19]. В тази индустрия, базирана на проекти, се създават временни взаимоотношения между организациите с ясна цел: реализацията на проект в рамките на добре определен период от време. За реализирането на проекта се събират разнообразни умения и функции от редица организации. Като успехът на проекта зависи най-силно от тясното и координирано обвързване на дейностите на всички участници в процеса.

2.5. Човешкия фактор, свързан с предизвикателствата на маркетинга

Маркетингът като управленска функция изисква човешки усилия за да се приложи. Компонентът на човешкия фактор е от решаващо значение за успехът или с други думи казано, прилагането на маркетингът изцяло зависи от ефективността на прилагащият човешкия фактор що се касае до неговите умения и познания.

Потенциалните ефекти свързани с човешкия фактор при маркетинга на строителното предприятие влияещи ефективно върху управлението на успешната маркетингова кампания са следните:

- Нежеланието на ръководството на строителния бизнес да приеме маркетинга като функция за управление на бизнеса;
- Липсата на интеграция на маркетинга в бизнес веригата на строителството;
- Липсата на разбиране или погрешни възприятия и погрешни схващания за истинското значение на маркетинга;
- Вярвания в индустрията, като " докато вършим добра работа, винаги ще имаме много работа ", парадигмата на инженерите;
- Липса на вътрешни за предприятието маркетингови познания, както и ограничения в маркетинговите ресурси по отношение на маркетинговите умения на работната ръка необходими за извършването на маркетингови дейности.

Всички тези фактори са свързани с хора на различни нива на управление в строителната индустрия. Човешките фактори изискват повече умствена отдаденост на членовете на управленския екип участващи в процеса на строителството, отколкото от въвеждането на някои конкретни мерки, без значение колко прагматични са тези мерки.

Това изисква известно обучение по маркетинг на членовете на управленския екип на строителната фирма. Липсата на разбиране, погрешното схващане и неразбиране на факторите на маркетинга могат да бъдат преодолени с обучението на членовете на управленския екип на строителната компания. След като се преборят с тези предизвикателства, препятствията като нежеланието за прилагане и интегриране на маркетинга в строителството, схващанията за целите на индустрията, парадигмата на инженерите, ресурсните ограничения, липсата на вътрешен маркетинг и други биха били индиректно преодолени. Всички тези фактори в основата си са резултат от липсата на разбиране за истинския смисъл на маркетинга [20].

3. ИЗВОДИ И ПРЕПОРЪКИ

В резултат на направеното проучване, можем да изведем следните препоръки:

- За подобряване на конкурентоспособността на строителна компания, от голямо значение е нейното излизане на чуждестранни пазари с добре дефинирани бизнес и маркетингови стратегии.
- С използването на маркетинга чрез социалните инициативи, голям брой компании доказват, че е възможно да се сътвори един по-добър свят и едновременно с това да се увеличат печалбите. Създаването на успешни маркетингови и корпоративни социални инициативи изисква интелигентност, всеотдайност и финес. Компаниите, които работят целенасочено, за да постигнат успех в маркетинговите и корпоративните социални инициативи, не само съществуват по-дълго, но и просперират повече от конкурентите си.
- Много са факторите, които правят RM подходящ за разчупване на статуквото във взаимоотношенията между участниците в строителния сектор, някои от които са: значително участие от страна на клиента в подготовката и изпълнението на строителният проект, цялостна интеграция между участниците в проекта заради

необходимостта от тясно сътрудничество и непрекъсната комуникация поради сложността на проектите. RM предлага нов подход в управлението на строителният бизнес чрез използването на бизнес маркетинг. Благодарение на неговата същност, а именно фокусът да е върху клиента, много индустрии като финансовата, автомобилната и промишлеността са постигнали статус на най-добри практики. RM подходът е насочен към сърцето на бизнес взаимоотношенията и позволява на участниците в строителните инициативи да развиват в дългосрочен план, своите взаимоотношения в несигурността на конкурентната строителна среда.

- Изграждането на доверие между участниците в строителният проект е от голямо значение за успешната реализация на целите. Установяването и поддържането на надеждни бизнес взаимоотношения са сложни и трудни за целенасочено управление, поради факта че индустрията е базирана на проекти, изграждащи временни взаимоотношения между организациите за определен период от време.
- Членовете на управленския екип в строителното предприятие, могат да преодолеят пречките като: липса на разбиране, погрешно схващане, погрешно интерпретиране и неразбиране на маркетинга чрез обучение и натрупване на опит. След което другите предизвикателства като нежеланието за внедряване и интеграцията на маркетинга в строителството, разбиранията за индустрията, парадигмата на инженерите, ресурсните ограничения, липсата на вътрешен маркетинг и други биха били непряко превъзмогнати. Всички тези фактори са резултат на основната причина, а именно липсата на разбиране за истинския смисъл на маркетинга. По-специално, причината за това може да бъде търсена в съдържанието и структурата на учебните програми за обучение в строителните факултети, уместността на приетите методи за преподаване и придобиване на полезни знания и умения от студентите, компетентността на преподавателите по маркетинг в строителните програми и подготовката на академичния състав за преподаване на маркетинг в строителството.

4. ЗАКЛЮЧЕНИЯ

Взимайки всичко казано до тук и след внимателно преглеждане на настоящите практики бихме заключили, че в строителния сектор е необходимо и препоръчително да се използват определени маркетингови подходи с цел подобряване на конкурентоспособността на строителните компании и за получаване в бъдеще на много други ползи и облаги. Това би било по лесно достижимо чрез внедряване на съвременните разбирания и добри практики за маркетинг. Пречка пред използването на тези предимства би било недостатъчната и бедна академична литература по въпроса, както и слабата подготовка на кадрите.

БЛАГОДАРНОСТИ

Настоящата публикация е в резултат на изпълнение на проект с тема: „Изследване на маркетинга в строителството: разработване на референтна рамка“ с ръководител доц. д-р инж. В. Стоянов по приоритетно направление: „Материали, технологии и мениджмънт в строителството“. (сигн. 04-2018 към ВСУ „Любен Каравелов“- София).

ЛИТЕРАТУРА

[1] K. Mochtar And D. Arditi, (2001) “Pricing Strategy In The Us Construction Industry,” Construction Management & Economics, Vol. 19, No. 4, pp. 405–415.

[2] D. Langford And S. Male, (2001) Strategic management In Construction, John Wiley & Sons.

[3] G. Polat, (2010) “Using ANP Priorities With Goal Programming In Optimally Allocating marketing Resources,” Construction Innovation, Vol. 10, No. 3, pp. 346–365.
[4] O. S. Al-Sobiei, D. Arditi, And G. Polat, (2005) “Managing Owner’s Risk Of Contractor Default,” Journal Of Construction Engineering And Management, Vol. 131, No. 9, Pp. 973–978.
[5] D. Arditi, (2009) “The Risk Of Contractor Default,” In Proceedings Of The Proceedings Of Fifth International Conference On Construction In The 21st Century (Citc-V), Pp. 20–22, Greenwood Press, Istanbul, Turkey.
[6] I. M. Horta And A. S. Camanho, (2013) “Company Failure Prediction In The Construction Industry,” Expert Systems With Applications, Vol. 40, No. 16, pp. 6253–6257.
[7] G. Polat And U. Donmez, (2010) “ANP-Based Marketing Activity Selection Model For Construction Companies,” Construction Innovation, Vol. 10, No. 1, pp. 89–111.
[8] D. Arditi And L. Davis, (1988) “Marketing Of Construction Services,” Journal Of management In Engineering, Vol. 4, No. 4, pp. 297–315.
[9] Kotler, P. (1984). Marketing management: analysis, planning and control. Englewood Cliffs: Prentice-hall, Inc.
[10] Butkovic L.L., Boškovic D., Katavic M. (2014). International Marketing Strategies for Croatian Construction Companies. Procedia - Social and Behavioral Sciences 119, 503-509. doi:doi: 10.1016
[11] Izabella Sowier-Kasprzyk, Adam Ujma (2016). The use of social marketing to the promotion of energy-efficient construction. Czestochowa University of Technology, Poland, Faculty of Management, Faculty of Civil Engineering pp. 316-324.
[12] Latham, M (1994) Constructing the team: Joint Review of Procurement and Contractual Arrangements in the United Kingdom Construction Industry : Final report. [London]: H.M.S.O.
[13] Egan, J. 1999. Rethinking Construction: The report of the Construction Task Force to the Deputy Prime Minister, John Prescott, on the scope for improving the quality and efficiency of UK construction. Department of the Environment, Transport and the Regions, 1998. Available from http://constructingexcellence.org.uk/wp-content/uploads/2014/10/rethinking_construction_report.pdf.
[14] Nickels, W and Wood, M (1997) Marketing Relationships, Quality, Value. New York: Worth Publishers.
[15] Donaldson, B and O'Toole, T (2001) Strategic market relationships : from strategy to implementation. Sussex: Wiley.
[16] Dainty, R.J., Briscoe, G.H., Millet, S.J., (2001). Subcontractor perspectives on supply chain alliances. Construction Management and Economics 19 (8), 841–848.
[17] Chan, A.P.C., Chan, D.W.M., Chiang, Y.H., Tang, B.T., Chan, E.H.W., Ho, K.S.K., (2004). Exploring critical success factors for partnering in construction projects. Journal of Construction Engineering and Management 130 (2), 188–198.
[18] Li, H., Cheng, E.W.L., Love, P.E.D., 2000. Partnering research in construction. Engineering Construction and Architectural Management 7 (1), 76–82.
[19] Kadefors, A., 2004. Trust in project relationships—inside the black box. International Journal of Project Management 22 (3), 175–182.
[20] Yanka, Jonas, Clinton A., Wellington T.,. (n.d.). Human Factor Related Challenges of Marketing Construction Business Enterprise. Department of Construction Management & Quantity Surveying, University of Johanessburg, South Africa.

КОЕФИЦИЕНТ НА ИНТЕНЗИВНОСТ НА НАПРЕЖЕНИЯТА И СКОРОСТ НА ОСВОБОДЕНАТА ЕНЕРГИЯ ПРИ КОМПОЗИТИ ОТ РЕЦИКЛИРАНИ МАТЕРИАЛИ

Гергана Николова[1], Ана Янакиева[2]

STRESS INTENSITY FACTORS AND ENERGY RELEASE RATE IN COMPOSITES FROM RECYCLED MATERIALS

Gergana Nikolova[1], Ana Yanakieva[2]

Abstract:
Recycled composites such as polyester and polymer concretes, prepared from recycled concrete wastes as well as non-saturated polymer or polyester resins prepared from recycled plastics are new energy saving and high strength structural materials. Besides their use as conventional structural materials, they also meet ecology and environmental requirements.
The present study focuses on cracked structural elements fabricated from recycled polyester/polymer and concrete and in particular- on the determination of the stress intensity factors (SIF) and the energy release rate (ERR). Stress and strain distribution is found in specific structural elements using two methods- analytical and numerical ones. The technique is based on the energy approach of fracture mechanics and on the assumptions of the linear mechanics of elasto-brittle fracture, involving also FEM. The values of SIF and ERR are calculated for different initial crack lengths and external loads applied. Crack critical length is found and crack growth is followed applying critical loads.
Comparison of the FEM results to the analytical ones and to those found adopting the energy approach is made showing good agreement.

Keywords:
SIF, ERR, J-integral, FEM, Cracked Structural Elements.

[1] Гергана Николова, доц., д-р, Институт по механика - БАН, 1113 София, ул. Акад. Г. Бончев, бл. 4;
e-mail: gery@imbm.bas.bg;
Gergana Nikolova, Assoc. Prof., PhD, Institute of Mechanics – BAS, Acad. G. Bonchev st., bl. 4, 1113 Sofia, Bulgaria;
e-mail: gery@imbm.bas.bg.
[2] Ана Янакиева, доц., д-р, Институт по механика - БАН, 1113 София, ул. Акад. Г. Бончев, бл. 4;
e-mail: aniyanakieva@imbm.bas.bg;
Ana Yanakieva, Assoc. Prof., PhD, Institute of Mechanics – BAS, Acad. G. Bonchev st., bl. 4, 1113 Sofia, Bulgaria;
e-mail: aniyanakieva@imbm.bas.bg.

ЕФЕКТ ОТ ПРИЛАГАНЕ НА СМЕС ОТ МАТЕРИАЛИ ЗА ПОКРИТАНЕ НА АРМИРОВКАТА ВЪРХУ ЕФЕКТИВНОСТТА НА НЕЙНОТО СЦЕПЛЕНИЕ

Кехинде Б. Осифала[1], Тимъти А. И. Акею[2]

EFFECT OF COATING MATERIALS MIXTURE ON BOND EFFICIENCY OF EPOXY COATED LAPPED SPLICES

Kehinde B. Osifala[1], Timothy A. I. Akeju[2]

Abstract:
This paper gives a report of research investigation carried out in an attempt to improve the bond resistance of epoxy coated bars. Eighteen full size beams of varying lengths and sectional dimensions with lap spliced bars in constant moment region were cast and tested in a third point loading system. Two varying bar diameters (T16mm and T20mm) were coated independently with epoxy and with a mixture of epoxy and tyrolin, and a mixture of epoxy, cement and sand. The ultimate moment from the tests were used to determine the stress developed in the steel rods. The bond efficiency, τt / τcal, of the coating materials applied independently, and as mixtures was compared. Application of mixture of epoxy and tyrolin, gave an improved bond efficiency than epoxy alone and a mixture of epoxy, cement and sand by 17.58 %, 0.92 % respectively for 16 mm diameter bars. While the application of mixture of epoxy, cement and sand gave a higher bond efficiency than epoxy alone and a mixture of epoxy and tyrolin by 4.62 % and 3.66 % respectively for 20 mm diameter high yield bars.

Keywords:
Bond Resistance Lapped Splice, Independent, Mixture, Epoxy, Tyrolin.

1. INTRODUCTION

Corrosion is known to cause early deterioration of reinforcing bars. High humidity, especially in the southern part of Nigeria also results in early corrosion and deterioration of reinforced concrete structures. Water, in molecular or gaseous form, penetrates the concrete and attack the reinforcement corroding, expanding and scaling of the steel rods. This phenomenon leads to cracking and spalling of the concrete cover, reduction in diameter of reinforcement and subsequent reduction in the strength of structural elements, thus necessitating in many cases extensive repairs of structural elements. Coating of reinforcing bars is an accepted way of

[1] Kehinde B. Osifala, Ph.D, Chief Lecturer, Department of Civil Engineering, School of Engineering, Yaba College of Technology, Yaba, Lagos, Nigeria; *e-mail*: kosifala@yahoo.com
[2] Timothy A. I. Akeju, Ph.D, Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, University of Lagos, Lagos, Nigeria.

preventing corrosion of reinforcing bars. Of all the coating materials analyzed and investigated so far, only epoxy showed a good promise, Clifton and Mathey [1].

Epoxy coating has its own shortcomings, besides being expensive, the bond between concrete and epoxy coated steel rods is reduced Treece and Jirsa [2], Choi et al. [3], Osifala [4]. There is therefore an urgent need to find ways of improving the bond resistance of coated bars. In the quest to increase the bond performance of coated bars, it may not be out of place to investigate bars coated with a mixture of two or three materials: (tyrolin + epoxy); (epoxy + cement + sand). It is possible that one or all these combinations may give the much desired improvement in bond performance of coated bars.

The mode of application of organic coating materials, e.g. epoxy, polyvinyl chloride has been found not to significantly affect the bond strength of coated bars Mathey and Clifton [5]. There is no information yet on the effect of mode of application of non-organic coating materials such as tyrolin, and/or a mixture of organic and non-organic materials. Attempt to obtain this information should prove worthwhile. Hence the aim of this investigation is to generate data on bond between concrete and coated steel as well as find a way by which the bond resistance of coated bars could be improved.

1.1. Research significance

The research investigation was carried out with full size beams; which is rare due to cost. Full sized beam tests gave more realistic results as expected in practice, thus providing solutions to practical problems on bond in reinforced concrete.

A new way of improving bond resistance and efficiency of coated reinforcing steel is identified: *Coating with a mixture of epoxy and tyrolin gave a higher bond resistance than bars coated with epoxy alone*.

2. TEST PROGRAMME

The test programme was in two phases, preliminary and confirmatory. One beam was cast with each bar diameter in the preliminary investigation, while two beams were cast for each bar diameter in the confirmatory tests.

2.1. Design of test beams

Eighteen full size beams were cast; six beams were cast for the preliminary investigation and twelve beams for the confirmatory tests. The beams were of three sizes, 300 mm x 200 mm and 300 mm x 18 0mm. The main bars were 20 mm and 16 diameter high yield bars. The lengths varied with the bar diameters as 2.90 m and 2.75 m respectively. The design of the beams is shown in Fig. 1 and the beam data are shown in Table 1. The beams contain tensile lap splices without transverse reinforcement over the lap. In all the beams 10 mm diameter high yield stirrup at 100 mm centres were provided in the shear span to prevent shear failure.

The ultimate anchorage bond length recommended in BS 8110:1985 was used in this investigation.

$$l_s = \frac{0.87 f_y \phi}{4\beta\sqrt{f_{cu}}}. \tag{1}$$

Lapped bars in contact, and lapped bars spaced apart have been reported to give satisfactory bond performance by Ferguson and Breen [6]. The contact arrangement was adopted because this is the most probable on construction sites. The loading points were 150 mm from the lap ends thereby making the distance between the point loads to be l_s + 300 mm.

The length of beams varied with the lap lengths and the shear spans. Failure mode in flexure is strongly dependent on the shear-span / effective depth ratio (a_v/d). Based on reported

experimental studies in Kong and Evans [7] the failure pattern to ensure flexural failure was used. a_v/d was taken as 3, hence $a_v = 3d$.

The side and bottom covers to the lapped bars were made equal, $c_s = c_b = c$ as failure will occur at the side with the minimum cover; hence the covers (c_s and c_b) to the beams were both 25 mm. The depth of all beams was 300 mm while the length is a function of lap length and shear span thus length $L = l_s + 300$ mm $+ 2a_v + 200$ mm.

Table 1. Beam Data

Beam Name	b (mm)	Tensile Reinft.	A_s (mm^2)	Lap Lgth.+ 300 mm	Shear Span a_v (mm)	Beam Length (m)
A-ECB-1A	180	2T16	402	940	801	2.75
A-ECB-1B	180	2T16	402	940	801	2.75
A-ECB-1C	180	2T16	402	940	801	2.75
A-ECB-2A	200	2T20	628	1100	795	2.90
A-ECB-2B	200	2T20	628	1100	795	2.90
A-ECB-2C	200	2T20	628	1100	795	2.90
C-METCB-13A	180	2T16	402	940	801	2.75
C-METCB-13B	180	2T16	402	940	801	2.75
C-METCB-13C	180	2T16	402	940	801	2.75
C-METCB-14A	200	2T20	628	1100	795	2.90
C-METCB-14B	200	2T20	628	1100	795	2.90
C-METCB-14C	200	2T20	628	1100	795	2.90
C-MECSCB-16A	180	2T16	402	940	801	2.75
C-MECSCB-16B	180	2T16	402	940	801	2.75
C-MECSCB-16C	180	2T16	402	940	801	2.75
C-MECSCB-17A	200	2T20	628	1100	795	2.90
C-MECSCB-17B	200	2T20	628	1100	795	2.90
C-MECSCB-17C	200	2T20	628	1100	795	2.90

h = 300 mm;
c_b = c_3 = 25 mm;
WS = All beams are without stirrup over lap;
ECB – Epoxy Coated Bars;
METCB – Mixture Epoxy Tyrolin Coated Bars;
MECSCB – Mixture Epoxy Cement Sand Coated Bars.

2.2. Preparation and application of coating materials

After cutting to size the reinforcements were sand blasted to remove the rusts. The mode of application of organic coating materials e.g. Epoxy, Polyvinyl Chloride has been found not to significantly affect the bond strength of coated bars, Mathey and Clifton [5]. Coating could be applied by brushing, spraying, dipping (impregnation) and by fusion. Coating materials were sprayed round the steel rods in this investigation.

2.3. Epoxy Zinc Rich

Epoxy Zinc Rich used for this test is in two parts, Part A, the base and Part B, the hardener. The parts were measured out by volume in ratio 3:1, as recommended in the manufacturer’s

manual and the two parts were thoroughly mixed together in a container. Thinner was added until the mixture was light enough to pass through the nozzle of a conventional spraying gun. The mixture was then sprayed, in one coat, on the portions marked out on the reinforcements and allowed to dry in the shade with no direct exposure to sunshine.

2.4. Tyrolin

Equal measure by weight of sand and cement was carried out, precisely, 2.902 kg of Grade 14 sand, 0.725 kg of Grade 25 sand totalling 3.627 kg of sharp sand and 3.627 kg of cement were thoroughly mixed to achieve a uniform consistency; 2.00k g of water was added and further uniformly mixed. The mix ratio by weight was 1.81:1.81:1.0 (sand : cement : water). The mixture was sprayed on the rods with the tyrolin spraying machine. The tyrolin sprayed rods were allowed to dry in the shade for three days before the reinforcement cages were made.

2.5. Preparation and application of mixed coating materials (Tyrolin + Epoxy)

Epoxy resin in its two parts (A and B), the components were mixed in ratio 3:1 (i.e. 750 ml of epoxy part A was mixed with 250 ml of Part B). 450 ml of thinner was added and thoroughly mixed as recommended by the manufacturer. The two materials (tyrolin and epoxy) were poured into a container and mixed thoroughly. Tyrolin spraying machine was used to apply the mixture on the reinforcing bars.

In the confirmatory tests, the constituents of tyrolin were measured by weight and thoroughly mixed as described earlier. Epoxy in ratio 3:1 (Part A and Part B) was weighed, Part A 750 ml, Part B 250 ml and 450 ml of Thinner were thoroughly mixed in another container until a uniform mix was achieved. The two materials (Tyrolin and Epoxy) were poured into a container and thoroughly mixed. The mix ratio of tyrolin + epoxy was 4:1. Tyrolin spraying machine was used to apply the mixture on the reinforcing bars.

2.6. Preparation and application of mixture of Epoxy, Cement and Sand

Dry sand and cement in the same measurements for tyrolin above were thoroughly mixed without water. Epoxy parts were also mixed in ratios 3:1. 1800 ml of epoxy part A was mixed with 600 ml of epoxy part B. 2.40 litres of thinner was mixed with the measured epoxy parts A and B. The two mixtures were added together i.e. cement - sand and Epoxy parts A and B and the thinner. The mixture was stirred thoroughly until a uniform colour was achieved. Tyrolin spraying machine was used to spray the mixture on the reinforcing rods.

In the confirmatory tests, 2.902 kg of Grade 14 sand, 0.725 kg of Grade 25 sand totaling 3.627 kg of sharp sand and 3.627 kg of Cement were thoroughly mixed to achieve a uniform consistency. Epoxy parts A and B in ratio 3:1 i.e. 1050 ml Part A with 350ml Part B and 1000 ml of thinner were first thoroughly mixed. Mixture of cement and sand were mixed with epoxy till a uniform consistency was achieved. The mix ratio of Sand : Cement : Epoxy was 1:1:1.01 by weight. Tyrolin spraying machine was used to spray the mixture on the rods and allowed to dry for seven days in the shade.

3. MANUFACTURE OF CUBES AND BEAMS

The concrete used for the investigation was concrete class U5000 ready mix with targeted cube strength of 35 N/mm^2. The strengths achieved at test are in Table 2.

The wooden beam moulds were oiled. The reinforcement cages were put in the mould and concrete spacers were placed at intervals at various locations bottoms and sides. The ready mixed concrete was poured from a rotating mixer, and vibrated with poker vibrator. The concrete beams were covered with nylon to prevent a rapid evaporation of the mixing water, and were demoulded after 24 hours. The beams were then placed on wooden joists in the storage area, and cured by wetting at intervals for over seven (7) days.

Table 2. Beam and strength achieved

Beam Name	Cube Strength, f_{cu} (N/mm^2)
A-ECB-1A A-ECB-2A	31.09
B2-METCB-14A B2-METCB-13A	27.53
B2-MECSCB-16	30.67
A-ECB-2B A-ECB-1C	37.90
A-ECB-2C A-ECB-1B	36.98
C-METCB-14B C-METCB-14C	32.30
C-METCB-13B C-METCB-13C	31.68
C-MECSCB-16B C-MECSCB-16C	33.65

Table 3. Characteristics of Hognestad Et-Al's Stress Block

S/N	f_{cu} (N/mm^2)	k_1	k_2	ε_{cu}
1.	31.09	0.611	0.457	0.0034
2.	27.53	0.632	0.461	0.0035
3.	30.67	0.613	0.458	0.0034
4.	37.90	0.575	0.450	0.0033
5.	36.98	0.578	0.449	0.0033
6.	30.19	0.616	0.460	0.0035
7.	32.30	0.605	0.455	0.0034
8.	31.68	0.610	0.456	0.0034
9.	33.65	0.596	0.451	0.0034

4. ANALYSIS AND DISCUSSION OF TEST RESULTS

Experimental investigation reported in Ferguson and Thompson [9], Orr [10] have shown that it is not essential to take strain measurement to establish steel stress. The steel stress developed in each beam was therefore determined by analyzing the section using the general theory for ultimate flexural strength. The ultimate moment for each beam was obtained by applying the principles of statics. The lapped splice is in the constant moment region. The ultimate moment at the point load is

$$M_u = \frac{Q}{2}(a_v). \tag{2}$$

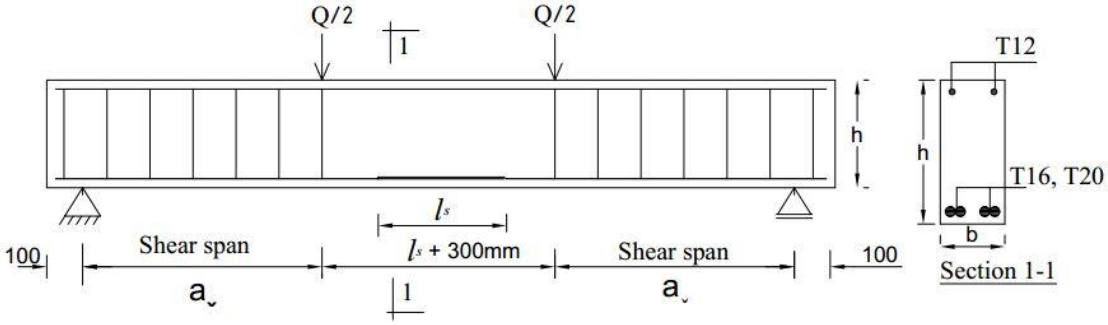


Figure 1. Typical beam without stirrup over lap.

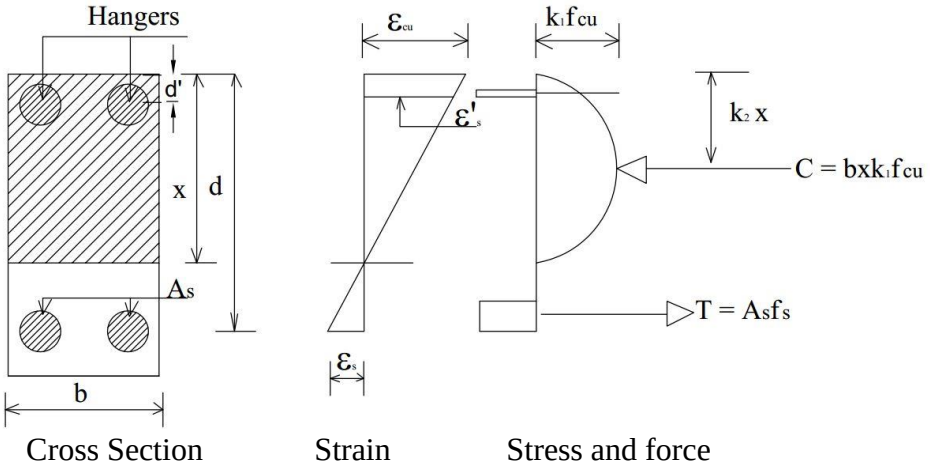


Figure 2. Strain and stress distribution at failure.

From the equilibrium condition, Figure 2.

$$k_1 f_{cu} b x = A_s f_s . \tag{3}$$

Taking moment about the compressive force, the ultimate moment of resistance is

$$M_u = A_s f_s (d - k_2 x) \tag{4}$$

from where

$$\frac{M_u}{bd^2} = l f_s - \frac{k_2}{k_1}\frac{(l f_s)^2}{f_{cu}} . \tag{5}$$

The properties of the concrete stress block are expressed in terms of the characteristic ratio k_1 and k_2. Stress block proposed by Hognestad et-al in Kong and Evans [7] and universally accepted was used. Depending on the cube strength, various values of k_1 and k_2 and ε_{cu} are tabulated in Table 4. The quadratic equation in (5) was solved yielding two values of f_s, one of which was always unreasonable because it is not practicable. The reasonable value was the stress developed in the steel.

4.1. Test bond stress, τ_t

The bond strength is the average stress along the length of the splice. It was calculated as the force developed in the bar divided by the product of the splice length and the nominal perimeter of the bar. From equilibrium

$$\begin{aligned} A_s f_s &= \tau_t \pi \phi_e l_s \\ \tau_t &= \frac{f_s \pi \phi_e^2}{4 l_s \pi Ø_e} \\ \tau_t &= \frac{f_s \phi_e}{4 l_s} \end{aligned} \tag{6}$$

The steel stress developed in each beam obtained from equation (5) was substituted in (6) to obtain the τ_t.

Table 4. Beam Test Results

Beam Name	f_{cu}	M_u	f_s	τ_t	τ_{cal}	τ_{BS}	$\frac{\tau_t}{\tau_{cal}}$	$\frac{\tau_t}{\tau_{BS}}$	$\frac{\tau_t}{\tau_{cal}}$	$\frac{\tau_t}{\tau_{BS}}$
	N/mm²	kN.m	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²				
A-ECB-1A	31.09	62.64	370.98	2.32	3.14	2.79	0.74	0.93		
A-ECB-1B	36.98	72.25	471.98	2.94	3.42	3.04	0.86	0.97	0.91	1.03
A-ECB-1C	37.90	85.07	589.58	3.86	3.46	3.08	1.12	1.25		
A-ECB-2A	31.09	88.40	430.13	2.69	2.72	2.79	0.99	0.96		
A-ECB-2B	37.90	113.45	539.32	3.89	3.37	3.08	1.12	1.13	1.08	1.05
A-ECB-2C	36.98	92.38	452.16	2.83	2.96	3.04	0.95	0.93		
C-METCB-13A	27.53	44.86	466.05	2.91	2.95	2.62	0.99	1.11		
C-METCB-13B	31.68	55.27	581.72	3.64	3.17	2.81	1.15	1.29	1.07	1.21
C-METCB-13C	31.68	52.47	548.10	3.43	3.17	2.81	1.08	1.22		
C-METCB-14A	27.53	62.01	430.91	2.69	2.56	2.62	1.05	1.03		
C-METCB-14B	32.30	72.35	505.10	3.16	2.77	2.84	1.14	1.11	1.09	1.07
C-METCB-14C	32.30	69.96	485.38	3.03	2.77	2.84	1.09	1.07		
C-MECSCB-16A	27.53	37.65	383.31	2.40	2.95	2.62	0.81	0.91		
C-MECSCB-16B	31.68	52.87	552.87	3.46	3.17	2.81	1.09	1.23	0.98	1.11
C-MECSCB-16C	33.65	52.87	549.29	3.43	3.26	2.90	1.05	1.18		
C-MECSCB-17A	30.67	66.78	463.21	2.90	2.70	2.77	1.07	1.05		
C-MECSCB-17B	33.65	73.54	511.63	3.20	2.83	2.90	1.13	1.10	1.13	1.10
C-MECSCB-17C	33.65	75.92	531.48	3.32	2.83	2.90	1.17	1.15		

4.2. Theoretical bond stress, τ_{cal}

The theoretical bond stress, τ_{cal}, was determined from a semi-empirical statistical regression equation developed by Orangun *et al.* [11]. For bars with no transverse reinforcement

$$\tau_{cal} = \left[1.2 + 3\left(\frac{c}{d_b}\right) + 50\left(\frac{d_b}{l_s}\right)\right] f_c^{0.5}. \quad (7)$$

Equations 7 is in imperial unit and concrete cylinder strength. The expression was converted to SI units and modified for use with concrete cube strength by Cairns and Abdullah [12] to give:

$$\tau_{cal} = \left[0.09 + 0.24\frac{c}{d_b} + 3.9\frac{d_b}{l_s}\right]\sqrt{f_{cu}}. \quad (8)$$

The bond strength equation in (8) proposed by Orangun et al. [11] have been widely discussed, Benedict, Vanashie, Chin et al. [13] accepted and used as reference by various researchers since it was published. Thus the bond strength equation proposed by Orangun et al. [11] was adopted as the formula for theoretical bond stress. Orangun et al. [11] adopted theoretical bond stress equation formed the basis of the bond strength equation in the 1995 and 2002 American Concrete Institute (ACI) codes. Leet, Kenneth [14].

4.3. Bond stress using BS 8110's recommendation, $\tau_{BS\,8110}$

The British Standard**,** BS 8110's [8] recommended bond stress was also used to calculate the bond efficiency.

$$\tau_{\mathrm{BS\ 8110}} = \beta\sqrt{f_{cu}}. \quad (9)$$

with the factor β, taken as 0.5 because deformed bars were used in tension. (BS 8110: Clause 3.12.8.4)

5. DISCUSSION OF TEST RESULTS

Effect of Application of a Mixture of Coating Materials on Bond Resistance

Preliminary tests were run in an attempt to improve the bond performance of epoxy coated bars by the application of a mixture of two or more materials. Beams were cast with two coated bars of 16 mm and 20 mm diameter. The beam data and the test results are shown in Tables 1, 4 and Fig. 3.

In order to reduce the cost and time of application of coating materials and its improvement agent (tyrolin) attempt was made at mixing the materials before using the mixture to coat. The beam data and the test results of the mixture of epoxy and tyrolin and a mixture of epoxy + cement + sand are in tables and figure listed above.

Mixture of epoxy and tyrolin gave higher bond efficiency, in the bar diameters tested than in those of epoxy alone and a mixture of epoxy + cement + sand for 16 mm diameter bars. The water necessary for the chemical reaction of cement to take place, which is missing in the mixture of epoxy, cement and sand, may have contributed to the weak bond resistance observed with this coating.

Mixture of epoxy + cement + sand gave the highest bond resistance when compared with mixture of epoxy and tyrolin and epoxy alone for 20 mm diameter bars. Ordinarily, bond efficiency of 20 mm diameter bars is expected to be lower than that of 16mm diameter bars, the effect of coating which is thick may have caused the improved performance recorded for 20 mm diameter bars. Moreover, the surface area is larger; the groove created by the mixture is more. This may have caused the improvement recorded in specimen with 20 mm diameter bars.

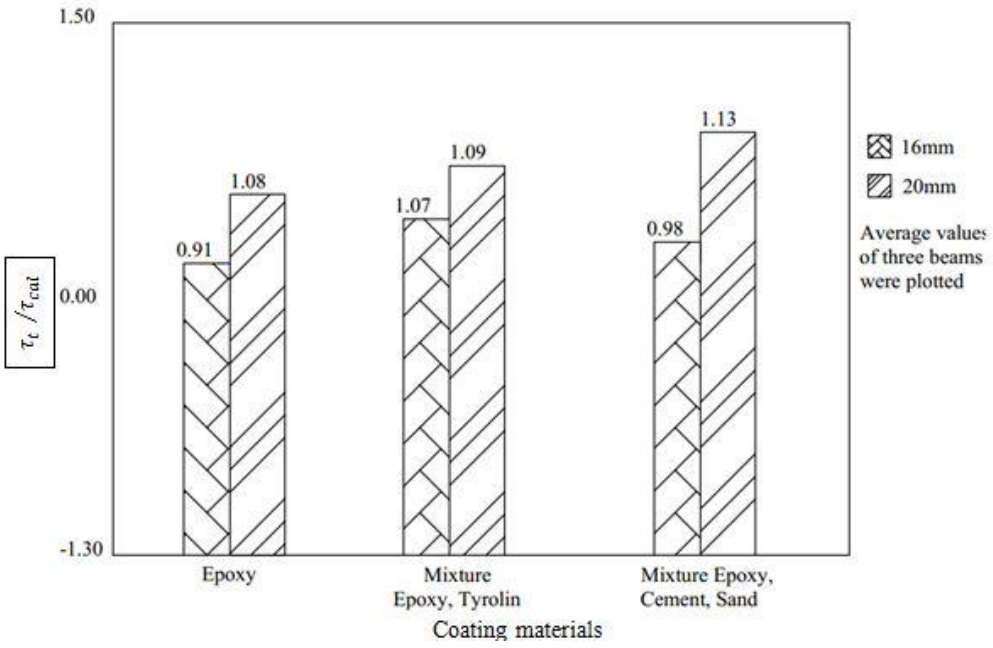


Figure 3. Coating materials applied as a mixture.

6. CONCLUSION

Based on the test results and analysis of the test data the following conclusions are drawn:

i. Bond efficiency of bars coated with a mixture of epoxy and tyrolin is higher than bars coated with epoxy alone and a mixture of epoxy, cement and sand by 17.58 and 0.92 percent for 16 mm diameter bars respectively.

ii. Bond efficiency of bars coated with a mixture of epoxy, cement and sand is higher than bars coated with epoxy alone and mixture of epoxy and tyrolin by 4.62 and 3.66 percent for 20 mm diameter bars respectively.

iii. Both mixtures improved the bond resistance and efficiency of epoxy coated bars.

ACKNOWLEDGEMENTS

Late Emeritus Prof. C. O. Orangun’s interest, criticism and useful suggestions are gratefully acknowledged.

Julius Berger Nig. Plc provided the materials, labour used in the construction of the formworks, reinforcement cages, casting, curing and transportation to the Concrete Laboratory, University of Lagos. The assistance is thankfully acknowledged.

Berger Paints Nig. Ltd. supplied the Epoxy coating used for the investigation. Sand blasting and coating of the steel rods were carried out free of charge by Messrs John Alapo Nig. Ltd. The assistance is thankfully acknowledged. The technical staff of the Concrete Laboratory, University of Lagos assisted in testing the beams, cubes and reinforcements, the assistance is also acknowledged.

NOTATIONS

A_s area of tension reinforcement;
A_s^l area of compression reinforcement;
a_v shear span;
b width of beam;
BS British Standard;
c minimum cover;
c_b thickness of bottom concrete cover;
c_s thickness of side concrete cover;
d effective depth of beam;
d_b diameter of bar;
f_s^l cylinder strength of concrete;
f_{cu} characteristics cube strength;
f_y characteristics strength of reinforcement;
k_1 ratio of the average compressive stress to the characteristic cube strength f_{cu};
k_2 ratio of the depth of the centroid of the stress block to the neutral axis depth;
l_s lap length;
L length of beam;
M_u ultimate test bending moment;
Q applied load;
$\tau_{BS\ 8211}$ ultimate bond stress recommended in BS 8110: 1997
τ_{cal} theoretical bond stress;
τ_t test bond stress;
x depth of neutral axis;
WS without stirrup over lap;
ℓ steel ratio, (A_s/bd);
ϕ_e effective bar size;
ε_{cu} strain in concrete in compression;
ε_s strain in tension reinforcement;
β bond coefficient;

REFERENCES

[1] Clifton, J. R., and Mathey, R. G. Bond and Creep Characteristics of Coated Reinforcing Bars in Concrete. ACI Materials Journal, 1983,Vol. 80, No. 4, pp. 288 - 293.
[2] Treece, R. A., and Jirsa, J. O. Bond Strength of Epoxy Coated Reinforcing Bars. ACI Materials Journal, 1989, Vol. 86, No. 2, pp. 167 -174.

[3] Choi, O. C., Hadje - Ghaffari, H; Darwin, D.; and Mccabe, S. Bond of Epoxy Coated Reinforcement: Bar Parameters. ACI Materials Journal, 1991, Vol. 88, No. 2, pp.207 -217.
[4] Osifala, K. B. Studies in Improvement of Bond Between Concrete and Coated Steel Reinforcement in Humid Environment. Doctorate Thesis, University of Lagos, 2005, 235pp.
[5] Mathey, Robert G., and Clifton, James R. Bond of Coated Reinforcing bars in Concrete. Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Engineers, 1976, Vol. 102, No. 511, pp. 215 - 229.
[6] Ferguson, Phil. M., and Breen, John E. Lapped Splices for High Strength Reinforcing Bars. ACI Journal, 1965, Vol.62, No. 9, pp. 1063 - 1077.
[7] Kong, F. K., and Evans, R. H. Reinforced and Prestressed Concrete. 3rd Edit. Van Nostrand Reinhold, 1987, 508pp.
[8] British Standards Institution, BS 8110: Part I: 1997, Structural Use of Concrete. Code of Practice for Design and Construction.
[9] Ferguson, Phil M., and Thompson, J. Neils. Development Length for Large High Strength Reinforcing Bars,” ACI Journal, 1965, Vol. 62, No. 1, pp 71 - 94.
[10] Orr, David M. F. Lap Splicing of Deformed Reinforcing Bars. ACI Journal, 1976, Vol. 73, No. 11, pp.622 - 627.
[11] Orangun, C. O., Jirsa, J.O, and Breen, J. E. A Re-evaluation of Test Data on Development Length and Splices. ACI Journal, 1977, Proceeding V. 74 No.3 pp.114-122.
[12] Cairns, J., and Abdullah R. Ultimate Strength of Lapped Joints of Epoxy Coated Reinforcement. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1994, Vol. 104, pp. 391-400.
[13] Benedict, E. W., and Vanaskie f. W., Chinn J., Dastidar n. R. C., Tobin R. E. and Authors. Discussion A re-evaluation of Test Data on Development Length and Splices. ACI Journal, 1977, Vol. 74, pp. 470-475.
[14] Leet, M. Kenneth. Reinforced Concrete Design. 3rd Edition McGraw Hill 1997, Chp. 6, pp 202 - 247.
[15] Thangavel, K., Rengaswamy, N. S., and Balakrishnan, K. Influence of Protective Coatings on Steel - Concrete Bond. The Indian Concrete Journal, 1995, pp. 289 – 293.

СЦЕПЛЕНИЕ МЕЖДУ АРМИРОВКА И БЕТОН, В КОЙТО Е ВЛОЖЕН ЛАТЕРИТ

Кехинде Б. Осифала[1], Обафеми О. Омокунгбе[2], Олудайо С. Кутелу[3]

BOND CHARACTERISTICS OF LATERIZED CONCRETE

Kehinde B. Osifala[1], Obafemi O. Omokungbe[2], Oludayo S. Kutelu[3]

Abstract:
The research investigation was carried out to determine the bond characteristics of Laterized Concrete. Sixty RILEM test specimens with 16 mm and 20 mm diameter high yield bars were cast, cured and tested. Thirty specimens were cast with each bar diameter, with ten samples each with 0 %, 15 % and 25 % of sand substituted with laterite. Eighteen 150 mm cubes were also cast to monitor the strength of concrete with six samples for each percentage, 0 %, 15 % and 25 % of sharp sand replaced with laterite. The samples were cured for 28 days and tested for compressive strength and bond by push-in respectively. The cube strength was found to reduce by 6.94 % and increased by 14.36 % at 15 % and 25 % of sand replacement with laterite respectively. Bond resistance of laterized concrete was found to decrease by 4.76 %, 0.43 % and 33.52 %, 14.71 % at 15 % and 25 % of sand replacement with laterite for 16 mm and 20 mm diameter bars respectively.

Keywords:
RILEM, High Yield Bars, Sand, Cube Strength.

1. INTRODUCTION

A major factor affecting the construction industry in developing countries is the cost of building materials. As prices increase sharply, there is a growing need to relate research to local materials as alternatives for the construction of functional but low-cost dwellings in the urban and rural areas of Nigeria. One of such local material that is being researched into is laterized concrete. Burnt brick made with lateritic soil has been one of the major building materials in villages and rural areas of Nigeria for a long time. The main reason is because it is readily available and the cost of production is low.

Lateritic soil has other advantages which make it a very good and appropriate material for construction, especially for the construction of rural structures. These advantages include the non- requirement of specialised or skilled labour to produce laterized concrete and its use in the construction of structures.

This study is part of the continuing effort to investigate the properties of laterized concrete with a view to generating data, improving kNowledge and engineering practice on bond strength

[1] Kehinde B. Osifala, Ph.D, Chief Lecturer, Department of Civil Engineering, School of Engineering, Yaba College of Technology, Yaba, Lagos, Nigeria; *e-mail*: kosifala@yahoo.com.
[2] Obafemi O. Omokungbe, M.Sc., Chief Lecturer, Department of Civil Engineering, School of Engineering, Yaba College of Technology, Lagos, Nigeria.
[3] Oludayo S. Kutelu, HND, Research Assistant, Department of Civil Engineering, School of Engineering, Yaba College of Technology, Lagos, Nigeria.

of laterized concrete. A lot of research investigations had been carried out on the properties of laterized concrete but the bond properties are yet to be comprehensively investigated. Attempt to do so is desirable and worthwhile.

1.1. Significance

Bond behaviour and resistance of laterized concrete with varying percentage substitution of sharp sand with laterite were identified.

1.2. Brief Review of Previous work on Laterized Concrete

The shear resistance of laterized concrete beams without shear reinforcement was investigated in [1]. The results show that the ultimate shearing stress of laterized concrete increased with the increase in the amount of longitudinal reinforcement. The presence of laterite in concrete improved its post cracking ability, stiffness and superior crack control and serviceability condition due to high ductility.

The effect of mix proportion and reinforcement size on the anchorage bond stress of larerized concrete was investigated in [2]. The result showed that both the mix proportion and the size of reinforcement have a significant effect on the anchorage bond stress of laterized concrete specimen. The richer in terms of cement content of the mix proportion, the higher the anchorage bond stress of laterized concrete.

A result on comparative study of long term deformation of laterized and normal concrete short columns under sustained loading was reported in [3]. The results showed there was not much variation between the creep deformation of laterized and normal concrete short columns. However, the laterized concrete specimen, either sealed or unsealed show more creep and shrinkage deformation when compared to corresponding normal concrete.

Some characteristics of concrete as partial or full replacement of sand aggregate were investigated in [4]. It was opined that concrete with up to 40 % replacement level of sand with laterite could attain design strength of 20 N/mm^2. Hence it was concluded that it is possible to use laterite as a replacement for sand in concrete up to 40 % replacement level.

A comparative study of the strength properties of unreinforced and fibre reinforced normal and laterized concretes was reported in [5]. The results showed a consistent trend of increase in values of strength with age in the specimens. A proportion of 45 % laterite content as replacement of sharp sand in concrete produced the highest compressive strength.

Influence of weather on the performance of laterized concrete was studied in [6]. The weathering characteristics of laterized concrete with the laterite – granite fine ratio as a factor. The simulation of weathering condition (wet and dry) was carried out by conditioning laterized concrete cubes to varying temperature and alternate wetting and drying. The results of the investigation showed that the compressive strength of laterized concrete with laterite-granite fine ratio variation decreases when subjected to alternate wetting and drying. It was concluded that laterized concrete with a laterite-granite fine ratio of between 40 % and 60 % conditioned to a temperature range of 75-125°C attained a compressive strength up to 22.52 N/mm^2.

The residual compressive strength of laterized concrete subjected elevated temperature was investigated in [7]. The investigation analysis of variance test showed that exposure to temperature, cooling regime and their interaction have a significant influence on the compressive strength of laterized concrete samples. When subjected to the investigated temperature specimens experienced strength losses that increased with the temperature. The study further revealed that air cooled concrete specimens maintained higher residual strength values than water-cooled specimens.

The effect of short steel fibre reinforcement on laterized concrete was studied in [8]. It was found that the density and cube strength of fibre reinforced laterized concrete increases as the fibre content of the concrete is increased. 1.5 % fibre content by volume was considered as optimum value of fibre in laterized concrete. For non-critical construction, the inclusion of 1 %

fibre by volume of concrete can effectively be used as replacement for normal shear reinforcement in laterized concrete columns. The ductility of fibre reinforced laterized concrete increases as the percentage of fibre content was increased and the ductility reaches its maximum at about 1 % fibre content. Samples with 0.0 % fibre showed little or no deflection capacity.

A lot of research investigations have been carried out on laterized concrete but the bond characteristics of laterized concrete are yet to be comprehensively investigated. Attempt to investigate the bond resistance of laterized concrete is worthwhile and desirable.

2. MATERIALS AND EXPERIMENTAL PROCEDURES

The concrete used for this investigation was mixed in ratio 1:2:4 (cement, sand and granite). In the fine aggregate (sand), there was 0 %, 15 % and 25 % content of laterite for each of the percentages while the water - cement ratio was 0.45, all the constituents were batched by weight. The mixing machine was powered on while the constituents were poured in the order of water, sand and granite. After thorough mixing of the constituents, the concrete was poured into the RILEM moulds.

2.1. Reinforcement

The reinforcements were wire brushed and cut into lengths determined by the diameter of each steel reinforcing bar. For 16 mm diameter bars, the total length of reinforcement was meant to be 480 mm (i.e.160 mm within the cube, 50 mm for the shorter end that resist push and 270 mm for the longer end where push was applied) while for 20 mm diameter bars, the total length was meant to be 600 mm but due to the type of available machine “Technotest Compressive Machine”, for 16 mm diameter bars, the total length of reinforcement was 380 mm long, while for 20 mm diameter bars the total length of reinforcement was 500 mm long. The encased region of the reinforcement as reco mmended by RILEM is 10D where D is the diameter of the bar. Half of this length (5D) was wrapped up with polythene while the other half was left bare (unwrapped) in order to provide adhension between the concrete and the reinforcement.

2.2. Aggregates

Three types of aggregates were used in the work, crush granite, fine and laterite aggregates with the nominal granite size of 10 mm. The fine aggregate (sand) was air dry to ensure the water -cement ratio was not affected. The sieve analysis was carried out to determine the aggregate passing 600 mm sieve. The coarse aggregate was air dried to ensure that the water – cement ratio was not affected. The crushed granite is grey in colour, irregular shape with sharp edges and rough surface while the laterite is dark red in colour, irregular shape but with round edges and relatively smooth surface. The lateritic soil was brought from Ikenne in Ogun State, Nigeria. The lateritic soil was added in various percentages (15 % and 25 %) to the fine aggregate (sharp sand) to determine the compressive strength and bond resistance of laterized concrete. Table 1, 2 and 3.

Table 1. Sharp sand size distribution test

Aperture size (mm)	Weight retained (W_1 in gram)	Percentage (%) retained (W_2 in gram)	Percentage (%) passing (W_3 in gram)
2.360	11.0	5.50	94.75
1.180	20.2	10.10	84.4
0.600	40.3	20.15	64.25
0.425	30.5	15.25	49.00
0.300	20.5	10.25	38.75
0.120	21.5	10.75	28.00
0.150	16.0	8.00	20.00
0.750µm	10.0	5.00	15.00
Dust	-	15.00	0.00

Table 2. Lateritic sand size distribution test

Aperture size (mm)	Weight retained (W_1 in gram)	Percentage (%) retained (W_2 in gram)	Percentage (%) passing (W_3 in gram)
2.360	3.0	1.50	98.5
1.180	8.0	4.00	94.5
0.600	27.80	13.50	81.0
0.425	20.00	10.00	71.0
0.300	14.00	7.00	64.0
0.120	16.00	8.00	56.0
0.150	21.00	10.50	45.5
0.750µm	20.00	10.00	35.5
Dust	-	35.5	0.00

Table 3. Granite size distribution test

Aperture size (mm)	Weight retained (W_1 in gram)	Percentage (%) retained (W_2 in gram)	Percentage (%) passing (W_3 in gram)
25.40	0.00	0.00	100.00
19.05	100.00	10.00	90.00
9.52	400.00	40.00	50.00
6.35	350.00	35.00	15.00
4.76	150.00	15.00	0.00

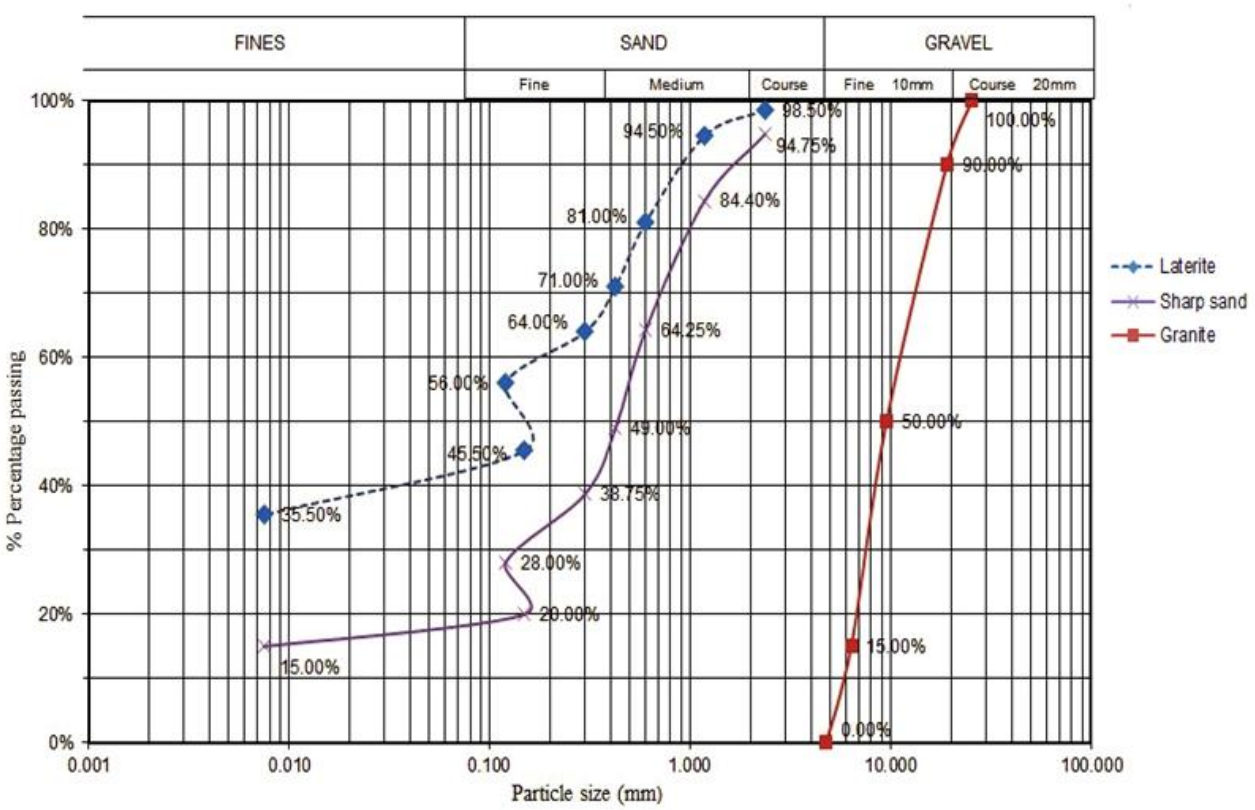


Figure 1. Grain size analysis for fine (lateritic and sharp sand) and coarse aggregate.

2.3. Tensile Strength Test of Reinforcement

Tensile test was carried out on steel reinforcement used in the investigation. The aim was to determine the physical properties of the steel rods used. The high yield steel bars were procured in the open market. Three (3) samples of each diameter from different lengths were cut to 600 mm length. Each of the samples was carefully centred and clamped in the Amsler Testing machine and gradually loaded first to the yield and later to failure. The loads were noted and analysed, the results are in Table 4. The average yield stress for the 16 mm and 20 mm diameter bars were 571.48 N/mm^2 and 549.64 N/mm^2 respectively.

Table 4. Tensile test results

Bar	Yield		Ultimate		Elongation (%)
Size (mm)	Load (Tons)	Stress (N/mm^2)	Load (Tons)	Stress (N/mm^2)	
Y16	11.4	564.87	13.4	663.97	13.0
Y16	11.5	569.83	13.6	673.88	12.5
Y16	11.7	579.74	13.5	668.93	12.0
Average	11.53	571.48	13.5	668.93	12.5
Y20	17.6	558.1	22.4	710.3	12.5
Y20	17.3	548.58	22.3	707.13	13.0
Y20	17.1	542.24	21.3	675.42	15.0
Average	17.33	549.64	22.00	697.62	13.5

2.4. Preparation of the moulds

The sizes of the moulds used were a function of the bar diameters. The moulds for 16 mm and 20 mm diameter bars were 160×160×160 mm and 200×200×200 mm the mould to allow the passage of the reinforcement bars along the axis of the mould. The inner part of the formwork was made smooth, lubricated with oil to prevent adhesion of concrete to the mould and for easy de-moulding and smooth surface finish.

2.5. Compressive strength of concrete cubes

Eighteen (18) cubes of 150×150×150 mm concrete were cast to monitor the strength of the concrete used in casting the RILEM specimens. The bond resistance/behaviour of laterized concrete were established with varying percentages of laterite to sharp sand which showed different modes of failure after testing for compressive strength. Table 5.

2.6. Test procedure on the RILEM samples

Push in test was carried out on all samples to determine the force required to push in the reinforcement in the concrete. The samples were carefully placed centrally between the upper and lower plates. The lower cylinder gradually moved until the bar in the sample touched the fixed upper plate. At this point, the computer attached to the Technotest machine began to record the applied load. The push-in force was applied to the longer side of the reinforcement in the specimen in order to push in the reinforcement until it fails (in adhesion). The failure load was recorded and the bond stress was calculated from the value of the failure load.

3. ANALYSIS

With the failure load, the bond stress was determined using the following relationship in [11].

$$\tau_P = \left(0.00637\, F \times 25\right)10^3 / \phi^2 \times f_{cu}\,. \tag{1}$$

where: τ_P – bond strength, (N⁄mm²); F – failure load, (kN); ϕ^2 – bar diameter, (mm^2); f_{cu} – compressive strength of concrete, (N⁄mm²).

Table 5. Compressive strength of various percentages of laterized concrete

S/N	Cube Name	Dimension (mm)	Maximum Load (kN)	Strength f_{cu} (N/mm^2)
0 %				
1	A01	150×150×150	427.4	19.00
2	A02		694.3	30.86
3	A03		576.5	25.62
4	A04		451.6	20.07
5	A05		651.3	28.95
6	A06		655.3	29.12
	Average		576.1	25.60
15 %				
1	A15.1	150×150×150	653.3	29.04
2	A15.2		569.6	25.32
3	A15.3		538.9	23.95
4	A15.4		574.2	25.52
5	A15.5		428.5	19.04
6	A15.6		450.6	20.03
	Average		535.9	23.82
25 %				
1	A25.1	150×150×150	617.1	27.43
2	A25.2		694.4	30.86
3	A25.3		656.2	29.16
4	A25.4		658.0	29.24
5	A25.5		693.5	30.82
6	A25.6		685.0	30.44
	Average		667.4	29.66

4. RESULTS AND DISCUSSION

For this investigation, some tests were carried out on the cement, aggregates (fine and coarse) including laterite and concrete to determine their physical properties. The tests are the Sieve Analysis, Slump Test on fresh concrete and the Compressive Strength of Concrete Cubes. The results are given in Tables 1, 2, 3, 4, 5.

Bond resistance of laterized concrete was investigated with 16 mm and 20 mm diameter high -yield reinforcing bars, sixty samples of RILEM (push-in) cubes made up of thirty cubes each of 160 mm and 200 mm cubes were cast with varying percentages (0 %, 15 % and 25 %) of sharp sand replacement with laterite.

Eighteen cubes of 150×150×150 mm compressive cubes were cast to monitor the strength of concrete used in casting the RILEM specimen. The laterized concrete, which was made with varying percentages of laterite to sharp sand, shows different modes of failure after testing for compressive strength.

The result obtained from the tests carried out to determine the bond strength of laterized concrete with steel reinforcement bars 16 mm diameter and 160×160×160 mm cube moulds gave the value of average failure load 96.08 kN and bond stress of 2.34 N/mm^2 at 0 % with a few specimen failing by slipping while majority of them have diagonal cracks and average failure load of 91.52 kN and bond stress of 2.30 N/mm^2 at 15 % laterite inclusion, with a few samples failing by slipping and majority of them with diagonal cracks, the average failure load 95.77 kN and bond stress of 2.01 N/mm^2 at 25 % laterite inclusion.

The results of samples cast with 20 mm diameter bars gave the value of average failure load as 106.0 kN and bond stress of 1.65 N/mm^2 at 0 % with diagonal, lateral and right angle cracks. The value of average failure load was 70.73 kN and bond stress of 1.23 N/mm^2 at 15 % laterite inclusion with diagonal crack and majority slipped and the average failure load was 90.33 kN and bond stress of 1.21 N/mm^2 at 25 % laterite substitution with majority of the samples in this category slipped. The test results are shown in Table 7.

It is also seen from the test results that the bigger the size of the specimen, the lesser the bond strength. Samples with 20 mm diameter bars have bond resistance lesser by 14.8 %, 87 % and 66.1 % at 0 %, 15 % and 25 % respectively for samples with 16 mm diameter bars. This effect may be due to air pockets below the steel bar. The graph of the bond stress for different percentages (0 %, 15 % and 25 %) of laterite substitution is shown in Figure 2.

In the push in test, there was no possibility of measuring the slip of reinforcement from the specimens (cubes), because the compression machine used to test samples was adapted; it was not possible to measure the slip as the other short end of the bar was enclosed.

The bond strength of laterized concrete reduces as the percentage of laterite substitution of sand increases. This may be due the level of impurity in the laterite.

Different crack patterns occur with different sizes of reinforcement, and percentages of laterite substitution of laterized concrete. The laterized concrete with 16 mm diameter steel reinforcing bars and 160×160×160 mm cube moulds gave the values of few specimens failing by slipping while majority of the specimen have diagonal cracks and at 15 % laterite inclusion with few samples failing by slipping and majority of them with diagonal cracks but at 25 % laterite substitution, it gives diagonal crack, right angle cracks and wider crack width. This is due to higher percentage of laterite substitution in laterized concrete which increases bond resistance, which the size of the cover “72” (for 160 mm cubes) could not restrict from the wider crack of the cover.

While 20 mm diameter bars gave the values of diagonal, lateral and right angle cracking at 0 % but at 15 % laterite inclusion, it gives few diagonal cracks and majority of them slipped, while at 25 % laterite substitution, all the samples in this category slipped with no cracks. This is due to higher concrete cover “90 mm” (for 200 mm cubes) which could withstand the increases in resistance of higher percentage of laterite substitution in laterized concrete. Hence, increase in percentage of laterite substitution in laterized concrete, changes the crack pattern and crack size but increase in concrete cover reduces the crack width.

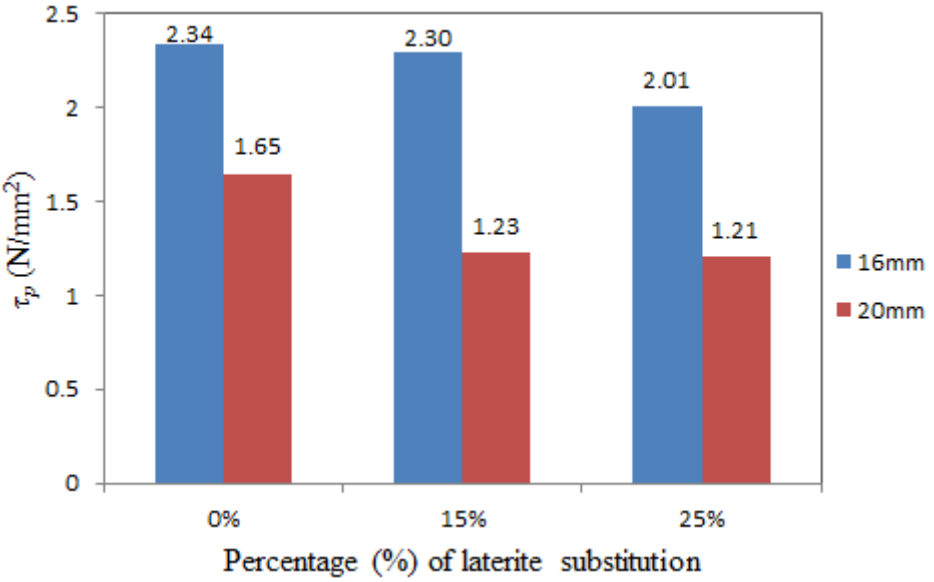


Figure 2. Bond Resistance of Laterite-Concrete.

Table 6a. RILEM Test Results for 0 %, 15 %, 25 % laterite substitution - 160 mm cube.

0 % Laterite Substitution				
S/N	Specimen Name	Maximum Load F (kN)	Bond Resistance $\tau_P = 6.37 \times F \times 25/\Theta^2 \times f_{cu}$	Type of failure
	160×160×160			
1	C01	92.7	2.25	Diagonal cracking
2	C02	80.2	1.95	Diagonal cracking
3	C03	108.1	2.63	Diagonal cracking
4	C04	81.9	1.99	Slip
5	C05	103.7	2.52	Diagonal cracking
6	C06	131.8	3.20	Diagonal cracking
7	C07	101.5	2.47	Diagonal cracking
8	C08	62.6	1.52	Slip
9	C09	95.5	2.32	Diagonal cracking
10	C010	102.8	2.50	Diagonal cracking
	Average	96.08	2.34 N/mm^2	Majority cracked
15 % Laterite Substitution				
	160×160×160			
1	C15.1	104.3	2.72	Right angle cracking
2	C15.2	99.8	2.60	Right angle cracking
3	C15.3	95.5	2.49	Diagonal cracking
4	C15.4	93.0	2.43	Diagonal cracking
5	C15.5	93.5	2.44	Diagonal cracking
6	C15.6	87.5	2.29	Diagonal cracking
7	C15.7	84.1	2.20	Diagonal cracking
8	C15.8	95.9	2.50	Right angle cracking
9	C15.9	79.7	2.08	Slip
10	C15.10	81.9	2.14	Slip
	Average	91.52	2.30 N/mm^2	Majority cracked
25 % Laterite Substitution				
	160×160×160			
1	C25.1	99.6	2.09	Diagonal cracking
2	C25.2	99.6	2.09	Diagonal cracking
3	C25.3	95.9	2.01	Diagonal cracking
4	C25.4	98.8	2.07	Diagonal cracking
5	C25.5	104.5	2.19	Diagonal cracking
6	C25.6	83.8	1.76	Right angle cracking
7	C25.7	104.5	2.19	Right angle cracking
8	C25.8	94.5	1.98	Diagonal cracking
9	C25.9	82.3	1.73	Right angle cracking
10	C25.10	94.2	1.98	Right angle cracking
	Average	95.77	2.01 N/mm^2	Majority cracked

Table 6b: RILEM Test Results for 0 %, 15 %, 25 % laterite substitution - 200 mm cube.

0 % Laterite Substitution				
S/N	Specimen Name	Maximum Load F (kN)	Bond Resistance $\tau_P = 6.37 \times F \times 25/\Theta^2 \times f_{cu}$	Type of failure
	200×200×200			
1	B01	104.6	1.63	Diagonal cracking
2	B02	100.8	1.57	Lateral cracking
3	B03	107.9	1.68	Lateral cracking
4	B04	114.0	1.77	Diagonal cracking
5	B05	99.4	1.55	Diagonal cracking
6	B06	109.1	1.70	Diagonal and right angle cracking
	Average	106.0	1.65 N/mm^2	Majority cracked
15 % Laterite Substitution				
	200×200×200			
1	B15.1	81.0	1.35	Slip
2	B15.2	74.9	1.25	Slip
3	B15.3	70.4	1.18	Slip
4	B15.4	70.4	1.18	Diagonal cracking
5	B15.5	71.9	1.20	Slip
6	B15.6	72.6	1.21	Slip
	Average	70.73	1.23 N/mm^2	Majority slipped
25 % Laterite Substitution				
	200×200×200			
1	B25.1	97.1	1.30	Slip
2	B25.2	90.3	1.21	Slip
3	B25.3	91.4	1.23	Slip
4	B25.4	83.7	1.12	Slip
5	B25.5	87.2	1.17	Slip
6	B25.6	91.3	1.23	Slip
	Average	90.33	1.21 N/mm^2	Majority slipped

5. CONCLUSIONS

Based on the Sixty RILEM push in test samples and the analysis of the test results, the following conclusions can be drawn:

i. Bond resistance of laterized concrete reduces with percentage increase in laterite substitution of sharp sand. The bond resistance at 25 % replacement of sharp sand with laterite is lower than the bond resistance at 0 % sharp sand replacement for 16 mm and 20 mm diameter bars by 16.4 % and 36.4 % respectively.

ii. The bond resistance of 16 mm diameter bars is higher than that of 20 mm diameter high yield bars. Figure 2. The air bubbles that settled under the 20 mm bars are more because of the larger surface area of 20 mm diameter bars, hence the lower bond resistance values.

iii. The mode of failure of the 160×160×160 mm cubes are majorly by diagonal cracks while majority of 200×200×200 mm cubes failed by slip failure. Table 7. The cover is more in 200 mm specimen.

6. RECOMMENDATION

Further work is recommended on bond resistance of higher percentages of laterite substitution in concrete to confirm the bond strength of laterized concrete especially at 25 % of laterite substitution and the optimum percentage substitution of laterite in concrete.

REFERENCES

[1] Salau M.A. and Balogun L.A. (1990), Shear resistance of Laterized Concrete Beams without Shear Reinforcement. Building and Environment, Vol.25, Issue1, pp.71-76.
[2] Osunade J.A and Babalola J.I. (2003), Effect of Mix Proportion and Reinforcement Size on the Anchorage Bond Stress of Laterized Concrete and Laterite. Building and Environment, Vol.26 (4), pp.447-452.
[3] Salau M.A. (2003), Long-term Deformations of Laterized Concretes Short Columns under Sustained Loading. Building and Environment, Vol.38, Issue3, pp.469-477
[4] Udoeyo et al (2006), Strength Performance of Laterized Concrete. Construction and Building Materials, Vol. 20, Issue 10, pp.1057-1062
[5] Ikponmwosa B. and Falade F. (2006), A Study of the Properties of Fibre reinforced Laterized Concretes. Journal of Raw Materials Research, Abuja, Nigeria, Vol.3, No.1, pp. 46-55.
[6] Oluwaseyi ‘Lanre (2007), The Influence of Weather on the Performance of Laterized Concrete. Journal of Engineering and Applied Sciences, Vol.2, Issue 1, pp.129-135.
[7] Udoeyo F., Brooks R., Udo-Inyang P. and Robert O. (2009), The early prediction of laterized concrete strength by accelerated testing. Research Journal of Applied Sciences Engineering and Technology, Vol. 5(1), pp.1-6.
[8] Udoeyo F., Brooks R., Udo-Inyang P. and Iwuji C. (2010), Residual Compressive Strength of Laterized Concrete Subjected to Elevated Temperature. Research Journal of Applied Sciences Engineering and Technology, 2(3), pp.262-266.
[9] Salem M. E. (2010), Performance of Laterite Aggregate Concrete. A project thesis for his Master’s Degree, Faculty of Civil Engineering, University of Technology, Malaysia.
[10] Ikponmwosa E.E. and M.A.Salau (2011), Effect of Short Steel Fibre Reinforcement on Laterized Concrete Columns. Journal of Sustainable Development, Vol. 4, No.1, pp.230-239.
[11] RILEM 7-II-128 (1994) RC6: Bond Test of Reinforcing Steel 1 Pull-out Test. RILEM Technical Reco mmendations for the Testing and use of Construction Materials, E & FN Spon, U.K. pp 102-105.

НЯКОИ АСПЕКТИ НА БЕЗОПАСНОСТТА ПРИ ЕКСПЛОАТАЦИЯ НА ПЪТНИ ТУНЕЛИ

Николай Пашов[1]

SOME ASPECTS OF SAFETY IN THE EXPLOITATION OF ROAD TUNNELS

Nikolay Pashov[1]

Abstract:
Road tunnel safety is determined with a digital model and the measures influencing its size are analyzed. The safety potential and the risk related to it are presented. Determined is the scope of the risk-related events, as well as its management. The results from studying the potential danger indicator are presented.

Keywords:
Road Tunnel Safety, Risk, Potential Danger.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Тунелните съоръжения трябва да отговарят на особени изисквания за сигурност на транспорта и експлоатацията. Директивите на ЕС за изграждане и експлоатация на тези съоръжения съдържат основни нормативи, указания и критерии за изграждане на пътни тунели, както и за тяхната експлоатация [1, 2].

С нарастване на техническите възможности в съвременното строителство на тунелите се наблюдава тенденция към увеличаване дължината и броя на транспортните съоръжения. В последните години се наблюдава нарастваща честота на катастрофите и пожарите, при които в повечето случаи са засегнати и тунелните съоръжения. Необходимостта от подобряване безопасността в пътни тунели, се основава на:

- нарастващата дължина на тунелните съоръжения;
- нарастване на броя на автомобили с голяма вместимост и товароносимост;
- нарастваща се пожарната опасност при транспортиране на товари и нарастване на транспортния трафик;
- транспортиране на опасни товари, както и значителния дял на транспортиране на леснозапалителни (ЗТ) и горими течности (ГТ) и газове.

[1] Николай Пашов, докторант, катедра „Строителство на сгради и съоръжения”, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна, *e-mail*: n.pashov@hydrostroy.com;
Nikolay Pashov, Ph.D. Student, Department of Construction of Buildings and Facilities, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, Varna, Bulgaria; *e-mail*: n.pashov@hydrostroy.com.

Цел на разработката

Определяне възможните минимални големини на параметрите, осигуряващи безопасност на пътните тунели; оценяване безопасността на пътен тунел с числен модел и анализ на мерките, влияещи върху големината му.

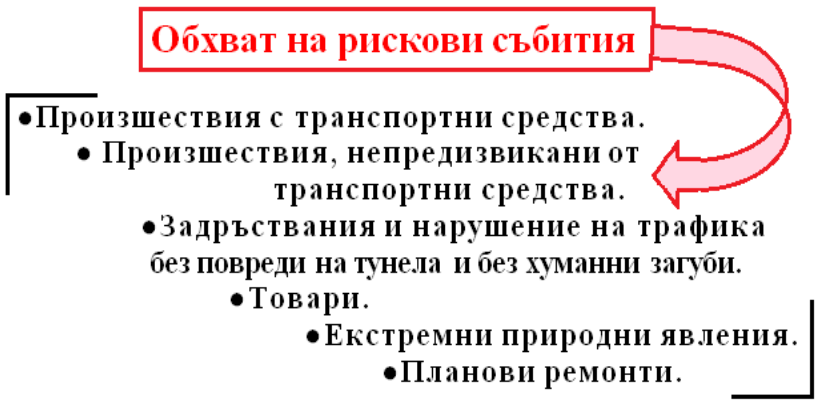
2. ТЕОРЕТИЧНА ОСНОВА ЗА ОЦЕНКА ЗА БЕЗОПАСНОСТ НА ПЪТНИ ТУНЕЛИ. ЧИСЛЕН МОДЕЛ НА ОЦЕНКАТА.

Оценка за безопасността на тунела и числен модел за нея могат да се получат от потенциала на безопасността, рисковия потенциал, коефициента на потенциалната опасност, коефициента на сигурност [5].

а) Потенциал на безопасност. Той е сума от численото представяне на показатели, които са обобщени в 8 категории. Всеки показател се точкува. Те са: система на тунела (тежест:14%); осветление и ел. снабдяване (тежест:8%); трафик и контрол на трафика (тежест:17%); комуникации (тежест:11%); евакуационни пътища при аварии (тежест:13%); пожарозащита (тежест:18%); вентилация (тежест:11%); управление при аварийни ситуации. (тежест: 8%).

Изложеното показва, че потенциалът на безопасност отразява наличието на всички конструктивни и организационни показатели в представените категории, като с най-голямо влияние за потенциала на безопасност са пожарната защита, трафика и системата на тунела.

б) Рисков потенциал на тунел. Той показва възможността за възникване на произшествия и възможния обхват (фиг. 1).



Фигура 1. Обхват на рискови събития

в) Показател за потенциалната опасност G. Показателят за потенциална опасност G е непосредствено свързан с класа на опасност на тунела. Различават се четири класа на опасност[5]:

Клас на опасност 1: Тунели с нисък (незначителен) трафик.

Клас на опасност II: Двупосочни тунели с умерен трафик.

Клас на опасност III: Тунели с тежък трафик и допълнителни опасности.

Клас на опасност IV: Тунели с много тежък трафик и допълнителни опасности.

Големината на потенциалната опасност G е:

$$G = MSV.g_R \bullet g_k \bullet g_g, \quad (1)$$

където: MSV е часова интензивност на трафика; g_R е посока на трафика; g_K е наличие на конфликтни точки; g_G е превоз с опасни товари. Изчислената (G/1000) по (1) се сравнява с данните от табл. 1 и табл. 2. Ако не се постигне необходимият коефициент на сигурност “S” за съответния клас, трябва да се приемат допълнителни мерки.

Таблица1. Класове на опасност и потенциална опасност G (съгласно Норма RVS)

№	Клас на опасност	**Потенциална опасност G**
1	I	1 до 1,000
2	II	1,001 до 2,500
3	III	2,501 до 10,000
4	IV	Над 10,000

Таблица 2. Необходим коефициент на сигурност S (по RVS)

Потенциална опасност G	**Минимална стойност на коефициента на сигурност S**
1 до 1,000	1
1,001 до 2,500	5
2,501 до 10,000	10
над 10,000	25

г) Определяне на коефициента “S” на сигурност. Коефициентът на сигурност съдържа мерки, които свеждат размера на щетите за хора и материалните щети до минимум. В случай, например на пожар [5] ”S” се определя:

$$S = S_R.S_w.S_B, \quad (2)$$

където: S_R са мерки за подобряване на димоотвеждането. S_w са мерки за намаляване опасността за хората при евакуация, S_B са мерки, подобряващи експлоатацията.

Определяне SR на мерките за подобряване на димоотвеждането:

$$S_R=R_Q+R_A, \quad (3)$$

където: RQ е компонента на напречното сечение: R_Q= H/5. H е макс. височина в тунела [m]. R_A е компонента на изсмукване на дима: $R_A=R_{AP}+R_{AV}$

R_{AP}=1+800/a. “a”е разстоянието [m] между системите за димоотвеждане.

R_{AV}=1+V/80. V е количеството [m³/s] на извежданите продукти на горене.

Определяне Sw на мерките за намаляване на потенциалната опасност за хората при евакуация от тунела:

$$Sw = Wf + We, \quad (4)$$

където: W_F са компоненти на пътя за евакуация:

$$Wf = 2 – F; \quad (5)$$

F е дължина на евакуационния път [km]; W_E са компоненти на пътя за спасителния екип.

$$We= 1,5 - 0,1.L, \quad (6)$$

където: L е дължина на пътя, които трябва да изминат автомобилите на спасителния екип вътре в тунела в km (разстояния между достъпни пожарозащитени зони)

Определяне SB на компонентите, подобряващи експлоатационните показатели на тунела:

$$SB = 1 + \Sigma Bi, \quad (7)$$

където Bi характеризират експлоатационни показатели.

3. БЕЗОПАСНОСТ НА КОНСТРУКЦИЯТА НА ПЪТЕН ТУНЕЛ

Безопасността на конструкцията на пътен тунел се определя от:

а) Тунелна облицовка. Ролята й за безопасността се изразява в:

- предпазва тунелния изкоп от ерозия и изветряване;
- поема създалия се при прокопаването планински натиск и да запази проектното светло напречно сечение на тунела;
- предотвратява проникването на подземни води в тунела;
- предотвратява потъването на теренната повърхност над тунела;
- осигурява стабилно окачване и закрепване на всички инсталации в тунела;
- създава равна и гладка вътрешна повърхност на свода и стените на тунела.

б) Хидроизолиране и отводняване на пътния тунел. Хидроизолационните и отводнителните системи отчитат следните възможни физически въздействия:

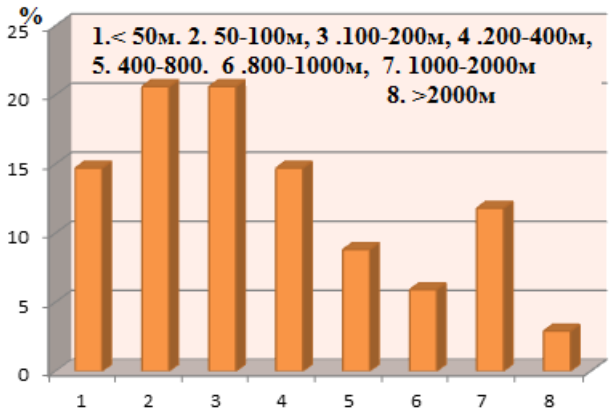
- проникналата в облицовката вода може да замръзне при ниски температури и да причини повреди;
- подземните води може да повлияят на поведението на масива по време на строителството и по - късно при експлоатацията;
- подземните води може да окажат силово въздействие върху облицовката.

в) Дренажна и отводнителна система на пътния тунел. Служи за събиране и отвеждане на дренирани подземни води и на вода от експлоатацията.

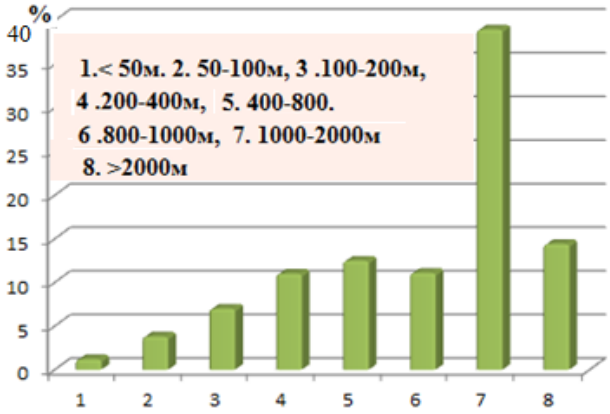
4. АНАЛИЗИРАНЕ ТЕХНИЧЕСКИТЕ ПАРАМЕТРИ НА ПЪТНИТЕ ТУНЕЛИ В Р. БЪЛГАРИЯ И СЪСТОЯНИЕ НА БЕЗОПАСНОСТТА ИМ.

4.1. Технически параметри на пътните тунели

По републиканските пътища на страната ни са изградени 34 бр. тунели с обща дължина 16560 m, 6377 m от които съвпадат с трансевропейската пътна мрежа на територията на Р. България. Най-дългият от тях е тунелът „Витиня“ на АМ „Хемус“ с дължина 1125 m. Групирането на тунелите по брой и по обща дължина по групи в [%] спрямо всичките, е посочено на фиг. 2 - а, б. [3, 4].



Фигура 2а.



Фигура 2б.

Под ръководството на АПИ и ОПУ е извършена проверка и оценка за установяване на състоянието на тунелите по републиканските пътища (през периода 02.2017г.). Тунелите са оценени въз основа анализ на риска в следните степени: много висок риск; висок риск; съществен риск; умерен риск; нисък риск - фиг. 3а, б.

Констатираните повреди в тунелите, които са основание за определение на степените на рискове, могат да бъдат типизирани както следва:

1. Разрушена облицовка;
2. Наличие на теч;
3. Неработещо осветление;
4. Наличие на корозия;
5. Напукани и разхлабени скални късове;
6. Неработеща вентилация;
7. Други повреди (липсва аварийна станция).

Фигура 3а.

Фигура 3б.

На фиг.4 са дадени % на дължините за съответните степени на риск.

Фигура 4. % на дължините

Фиг.5. Определяне на безопасността

4.2. Определяне потенциала на безопасност на тунела

Той е сума от точкувани показатели, обобщени в 8 категории - фиг. 5, всяка с коефициент на тежест от потенциала на безопасност.

4.3. Определяне на рисковия потенциал

Вземат се предвид показателите и техните оценки - табл. 3. Посочени са варианти на рисков фактор при случаи на отделно изпълнени показатели за еднопосочно и двупосочно движение. В последния случай специфичният рисков фактор е по-висок с една степен спрямо еднопосочното.

Таблица 3. Определяне на рисковия потенциал

№	Показатели на рисковия фактор	Оценка		
		макс	посоки на движение	
			еднопо-сочно	двупо -сочно
1	Тип движение в тунела - еднопосочно или двупосочно	1/8	1	8
2	Годиш. обем на трафика (интензитет на движението и дължина)	8	5	6
3	Бр. камиони преминаващи през тунела на ден	8	3	4
4	Транспорт на опасни товари	5	2	2
5	Плътност на трафика (автомобили на ден и лента за движение)	5	3	2
6	Максимален надлъжен наклон на тунела	3	2	2
7	Допълнителни рискове, свързани с напречното сечение, дължината на участъка с голям наклон преди входа	3	1	2
Специфичен фактор на риска			**17**	**26**

	много нисък	**нисък**	**среден**	**висок**	**много висок**	**среден**	**висок**
точки	**<9**	**(10 -14)**	**(15 – 21)**	**(22 -28)**	**>29**		

4.4. Определяне потенциалната опасност G и коефициента на сигурност S за тунели в Р. България по Директива RVS – (табл.4, табл. 5 и табл.6.)

Таблица 4. Определяне потенциалната опасност G и коефициента на сигурност S

Изчисление на потенциалната опасност G					
№	**Наименование на показателите**	**Показатели**		**Общ показател**	
1	g_R – транспорт: (g_{RR}=1,0); (g_{RM}=1,5)	1,0	1,5	мин. 1	макс. 1,8
2	g_K – конфликтни точки: (g_O=1,0);(g_{KVH}=1,2)	1,0	1.2		
3	g_G – транспорт на опасни товари; (g_{G-10}=1,0).	1,0	1,0		
I	**Тунел „Витиня“** L=1195 m; S=86 m^2; H=7,8 m				
I.1	MSV актуално, бр 3870			3870	
	Потенциална опасност G **клас на опасност III.**			**3,87**	**6,97**
I.2	MSV прогноза (актуално ● 1,3) бр 5030			5030	
	Потенциална опасност G прогноза **клас на опасност III.**			**5,03**	**9,06**
II.	**Тунел“Траянова врата”** L= 685 m; S=78 m^2; H=7,4 m				
II.1	MSV актуално 10900			10900	
	Потенциална опасност G **клас на опасност IV.**			**10,90**	**19,62**
II.2	MSV прогноза (актуално ● 1,3) 14170			14170	
	Потенциална опасност Gпрогноза **клас на опасност IV.**			**14,17**	**25,51**

Таблица 5. Определяне потенциалната опасност G и коефициента на сигурност S

№	**Изчисление на коефициента на сигурност: $S = S_R \cdot S_w \cdot S_B$**		
II.2	**Тунел „Витиня“** L=1195 m; S=86 m^2; H=7,8 m		
		мин	**макс**
	S_R – мерки за подобряване на димоотвеждането		
1	Компонент моментно състояние $R_Q=H/5$ H(m): 7,80 m	1.56	
2	Компонент $R_{AP}=800/A$ [A=0,0(m) A=600(m)]	0	1,3
3	Компонент $R_{AV}=1+V/80$ [V=80,0(m^3) ; V=60,0(m^3)]	1,75	2
S_R	Образуване на дим: $S_R=Rq+R_A$ $R_A=R_{AP}+R_{AV}$	3,31	4,86
	S_w – мерки за подобряване на евакуацията		
1	Авариен изход Wf = 2,0 –F F=1,195(km); F=0,600(km)	0	1,4
2	Дълж. на пътя на спасит. екип We=1,5-0,1.L [L(km):1,2; 0,6]	1,38	1,44
S_w	Подобряване на евакуацията Sw= Wf + We	1,38	2,88
	S_b – мерки за повишаване сигурността при експлоатация		
1	Наличие на охрана или система за контрол (Bw: 2,0)	2	
2	Наличие на място за досгьп /влизане/ (Ba: 0,5)	0	0,5
3	Наличие на видео наблюдение (Bu: 0,5)	0,5	
4	Наличие на с/ма за контрол на задръстванията (Bst: 0,5)	0,5	
5	Наличие на с/ма за откриване на опасни товари (B_G: 1,0)	0	1
6	Възможност за извеждане на опасни товари. (B_D: 0,5)	0	0,5
7	Наличие на пожарен пост на всеки вход (Bo: 1,0)	1	
8	Наличие на автом. с/ма за пожароизвестяване (B_B: 1,0)	0	0,5
9	Наличие на с/ма за откриване начало на пожара (Bs: 0,5)	0,5	
SB	Повишаване сигурността при експлоатация SB=1+ ΣBi	5,5	8,0
	Коефициент на сигурност S	клас III: 10	
		10,19	15,74

Таблица 6. Определяне потенциалната опасност G и коефициента на сигурност S

№	**Изчисление на коефициента на сигурност: $S = S_R \cdot S_w \cdot S_B$**		
II.2	**Тунел “Траянова врата”** L= 685 m; S=78 m^2; H=7,4 m		
		мин	**макс**
	S_R – мерки за подобряване на димоотвеждането		
1	Компонент моментно състояние RQ=H/5 H(m): 7,4	1.48	
2	Компонент R_{AP}=800/A [A:0,00(m) A=340(m)]	0	2,35
3	Компонент R_{AV}=1+V/80 [V:80,0(m^3) V:160,0(m^3)]	2	3
S_R	Образуване на дим: S_R=Rq+R_A R_A=R_{AP}+R_{AV}	3,48	6,83
	S_w – мерки за подобряване на евакуацията		
1	Авариен изход W_f = 2,0 -F F(km):0,685 F(km):0,342	1,315	1,658
2	Дълж. на пътя на спасит. екип We=1,5-0,1*L[L:0,69-0,35(km)]	1,43	1,46
S_w	Подобряване на евакуацията Sw= W_f +We	2,75	3,12
	S_b – мерки за повишаване сигурността при експлоатация		
1	Наличие на охрана или система за контрол (Bw: 2,0)	2	
2	Наличие на място за досrъп /влизане/ (Ba: 0,5)	0	0,5
3	Наличие на видео наблюдение (Bu: 0,5)	0,5	
4	Наличие на с/ма за контрол на задръстванията (Bst: 0,5)	0,5	
5	Наличие на с/ма за откриване на опасни товари (B_G: 1,0)	0	1
6	Възможност за извеждане на опасни товари. (B_D: 0,5)	0	0,5
7	Наличие на пожарен пост на всеки вход (Bo: 1,0)	1	
8	Наличие на автом. с/ма за пожароизвестяване (B_B: 1,0)	0	1
9	Наличие на с/ма за откриване начало на пожара (Bs: 0,5)	0,5	
SB	Повишаване сигурността при експлоатация SB=1+ ΣBi	5,5	8,5
	Коефициент на сигурност S	Клас IV: 25	
		11,73	18,45

Резултатите от изследването показват:

1. Предложено е проверката и оценката на спазването на минималните изисквания за безопасността да се извърши чрез основния показател за потенциалната опасност G u коефициента на сигурност S на пътни тунели.

2. За тунел „Витиня“ при посочените показатели $g_R \cdot g_k \cdot g_g$=1 и 1,8, при актуален трафик MSV=3870 бр. и прогнозен MSV=5030 бр. е определен клас на опасност III (съответстващите потенциални опасности G са посочени в табл. 3.14). Изискваните минимални стойности на коефициента на сигурност са S =2,501 до 10,000. Определените големини на коефициента на сигурност са S (табл.3.15: S=**10,19 и 15,74**) удовлетворяват изискванията. Тунелът надвишава изискванията на Директива RVS-S=10 [6].

3. За тунел „Трянова врата“ при посочените показатели $g_R \cdot g_k \cdot g_g$=1 и 1,8, при актуален трафик MSV=10900 бр. и прогнозен MSV=14170 бр., е определен клас на опасност IV (съответстващите потенциални опасности G са посочени в табл. 3.14). Изискваните минимални стойности на коефициента на сигурност са S>25. Определените големини на коефициента на сигурност са S (табл. 3.16: S=**11,73 и 18,45** не удовлетворяват изискванията. Тунелът не изпълнява изискванията на Директива RVS - коефициент S>25 [6].

Управлението на безопасността на тунела, с цел изпълнение на изискването, може да се проведе в две направления:

- управление потенциалната опасност G в посока намаляване ограничение MSV и намаление параметрите $g_R \bullet g_k \bullet g_g$
- управление коефициента на сигурност S в посока подобряване на мерките на димоотвеждане, евакуация и експлоатация.

ИЗВОДИ

1. Анализиран е цифров модел за безопасност на пътни тунели с отчитане на мерките, влияещи върху потенциала на безопасността, рисковия потенциал, коефициента на потенциалната опасност и коефициента на сигурност на тунела.
2. Като основни характеристики за опасностите в тунелите, са приети брой на тунелните тръби, дължина на тунела, интензивност и посоката на движение.
3. Проведено е изследване на безопасността на тунели в Р.България. Предложен е числен модел на оценката за безопасност с участие на потенциала на безопасността, на рисковия потенциал, на коефициента на потенциална опасност и на коефициента на сигурност.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Директива 2004/54/ЕО на Европейския парламент и на Съвета от 29 април 2004 г. относно минималните изисквания за безопасност за тунелите по Трансевропейската пътна мрежа.
[2] Наредба №1 от 04.04.2007 г. за мин. изисквания за безопасност в тунелите.
[3] Наредба №РД-02-20 21.12.2015 г. за технически правила и норми за проектиране на пътни тунели.
[4] Димитров В., Доклад за състоянието на тунелите по РПМ, Агенция “Пътна инфраструктура“, Институт по пътища мостове, 14.02.2017г. (в отговор на заповед № РД -11-93 от 07.02.2017 г.
[5] МРРБ, Агенция“Пътна структура“ Състояние на тунелите по републиканските пътища, 04.16.167/14.02.2017 г.
[6] Стоянов Д.,Пожарна безопасност на тунели, Fplus, София, 2016 г.
[7] Requisitos Minimos Seguridad en Tunneles, Real Decreto 635/2006 de 26 de mayo.

АВТОКЛАВНИЯТ ГАЗОБЕТОН И ПРИЛОЖЕНИЕТО МУ КАТО ЗВУКОИЗОЛАЦИОНЕН МАТЕРИАЛ

Росица Петкова-Слипец[1], Синан Огюз Терзи[2]

AUTOCLAVED AERATED CONCRETE AND ITS APPLICATION AS SOUND INSULATION MATERIAL

Rositsa Petkova-Slipets[1], Sinan Oguz Terzi[2]

Abstract:
Autoclaved aerated concrete (AAC) is a relatively new generation building lightweight material. Over the years, AAC has proven its properties and has taken its place among the good thermal insulation material. The specific structure of AAC and the possibility to impact on the technology of manufacturing are prerequisites in this group of materials other specific properties as acoustic and sound insulation properties to be developed.
The present paper discusses the specific requirements to sound insulation materials and how they could be achieved for autoclave worked aerated concretes.

Keywords:
Autoclaved Aerated Concrete (AAC), Acoustic Properties, Sound Insulator.

1. INTRODUCTION

Autoclaved aerated concrete (AAC) is one of the newest materials in civil engineering. Its industrial production has been started in the beginning of 20th century [1]. AAC production is based on the principle of expanding the solid material by increasing its volume. For this purpose, it is necessary to reduce the particles size of the raw materials and to establish such conditions at which the fine granules will be interact and increase the interstitial spaces. Thanks to the specific and unique properties, AAC became very rapid development and wide application. Its main advantages are cheap and easy use on construction site with very good fire resistance and thermal insulation properties.

The prerequisites for the specific behavior of AAC are its inorganic nature and internal structure. Gas concrete consists more than 70% cavity [2, 3]. This value reflexes on the density

[1] Росица Петкова-Слипец, доц. д-р инж., катедра „Строителство на сгради и съоръжения”, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна, к.к. „Чайка”, ул. „Янко Славчев” 84, *e-mail*: rositsa.petkova@vfu.bg;
Rositsa Petkova_Slipets, Assoc. Prof. PhD Eng., Department of Construction of Buildings and Facilities, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, 84 Yanko Slavchev Str., 9007 Varna, Bulgaria; *e-mail*: rositsa.petkova@vfu.bg.
[2] Синан Огюз Терзи, инж., докторант, катедра „Строителство на сгради и съоръжения”, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна, к.к. „Чайка”, ул. „Янко Славчев” 84, *e-mail*: sinan.terzi@akg-gazbeton.com;
Sinan Oguz Terzi, Eng., PhD-Student, Department of Construction of Buildings and Facilities, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, 84 Yanko Slavchev Str., 9007 Varna, Bulgaria; *e-mail*: sinan.terzi@akg-gazbeton.com.

of the material. Porosity and pore size distribution of aerated concrete varies considerably with the composition and method of curing.

The gas phase in AAC makes it not only a good thermal insulator but this is a precondition for good acoustic properties as well.

Sound is a wave described with a frequency and energy. The sound is propagated in the medium that consists of matter. Solid media have the highest values in sound transmission, while gas media gives the lowest values for propagation of the material. Sound is spread at 340 m/sec in the air, 3000 m/sec in the water, 4000 m/sec in the wood and 8000 m/sec in the steel.

Two are the main characteristics that describe the acoustic properties of materials:

- *sound absorption coefficient* α - quantity characteristic for the ability of material to absorb acoustic energy. If α>0,4 the material is very good sound absorber [4]. Such materials are generally porous and lightweight, have porosity greater than 75% with much more open pores (Fig. 1) with maximal diameter less than 2 mm [4, 5, 6, 7].
- *sound transmission loss TL* or *transmission coefficient* τ - quantity characteristics for the ability of material to reflect or block sound energy. Good barrier materials reflect sound, and are dense and nonporous [5]. As a requirement is the dynamic modulus of elasticity to be less than 1-2 MPa [4].

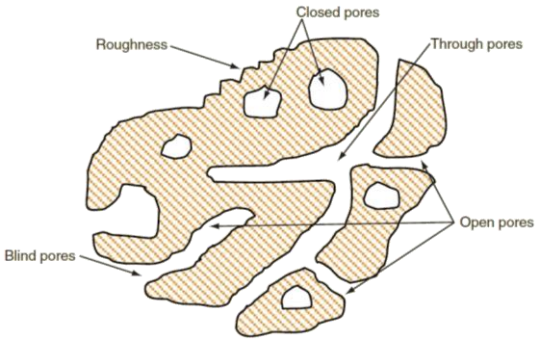


Figure 1. Types of porosities in materials [7]

Even its very high porosity AAC has a low sound absorption coefficient – 0.15-0.36 due to its very low density. [8]

To be the material a good air borne sound insulator it is required the minimum value of transmission loss to be TL>35dB [9]. Based on the Mass law and satisfying the written above requirement, Tada [9] obtained the following relation:

$$d.\ T > 50, \tag{1}$$

where d – bulk density, kg/m^3; T – thickness, m.

However, many authors [8, 9, 10, 11] proved that sound insulation properties depends not merely upon the Mass law but also upon the rigidity and internal resistance of the material. The obtained by Tada [9] correlation between density and thickness of AAC, which satisfy the requirements for a good acoustic insulator, is presented on Fig. 2.

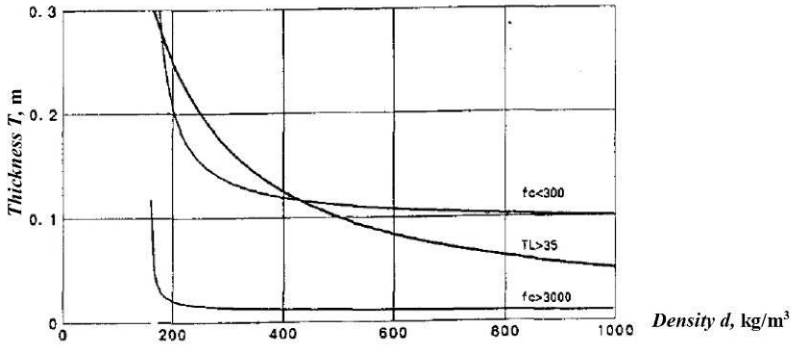


Figure 2. Combinations of density d and thickness T for acoustical requirements [9]

In [9] is concluded that AAC must have bulk density less than 400 kg/m^3 and thickness greater than 17 cm to face the main requirements for good sound and thermal insulator.

In [8] is argued that the value of sound absorption coefficient α depends on the thickness only when thickness is changed till 30-35 mm. The much greater influence has air permeability, which actually depends on the ration of connected pores to the total porosity (Fig. 3).

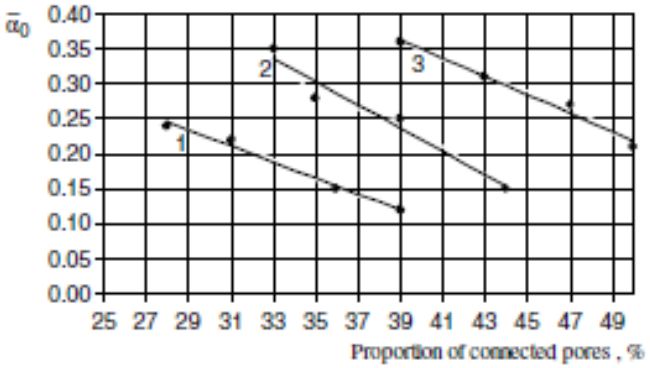


Figure 3. The dependence of the mean normal incidence absorption coefficient on the ratio of connected pores to total porosity for foam cement concrete (1); for gas cement concrete (2); for gas cement concrete with combined binder (3) [8]

The main aim of this paper is to study the behavior of blocks from autoclaved aerated concrete with different densities exposed at high level of sound. It is to evaluate the sound insulating properties of AAC, which is provoked of the established in practice fact that if there is no coating on low-density products, significant improvement in damping and echo values are occurred [12].

2. EXPERIMENTAL PROCEDURE

2.1. Materials

Two type of autoclave aerated concrete blocks with different density, porosity and moisture content were used for the experiments (Table 1). They were produced by the same casting technique.

Table 1. Testing materials

	Size, cm	Density, kg/m^3	Surface density, kg/m^2	Total porosity, %	Moisture, %
Block 1	50×25×10	140	14	85	10
Block 2	50×25×10	400	40	70	35

All the tests were carried out with the blocks with the same thickness – 10 cm.

It is not studied the influence of moisture on the sound insulation properties, because the samples are with very low level of moisture. Furthermore, according [13] even at high inside humidity (more than 55% till 100%) the difference in transmission losses is less than 10%.

2.2. Sound acoustic test

A special chamber was made for the acoustic tests (fig. 4) with inside dimensions 130×50×50 cm. The experimental equipment includes anti-vibration shock absorbers as well. Its dimensions are 120×10×15 cm.

a) b)

Figure 4. Outside view of the experimental equipment;
a) the chamber; b) anti-vibration shock absorbers

The sound level outside of the chamber was measured by Sound Meter Pro 2.5.7 - 4th set of Smart Tools® collection, with ± 2dB accuracy of 100 dB. İt was positioned on distance of 20 cm from the chamber wall.

The sound inside the chamber was produced by a siren model TMX-SL290-13 with the sound output level 112 dB.

The measured siren sound inside the chamber was 87 dB. This value, which is indicated as I_0, was used as a base to calculate the absorption coefficient α, sound transmission losses *TL* and sound transmission coefficient τ [14].

3. RESULTS AND DISCUSSION

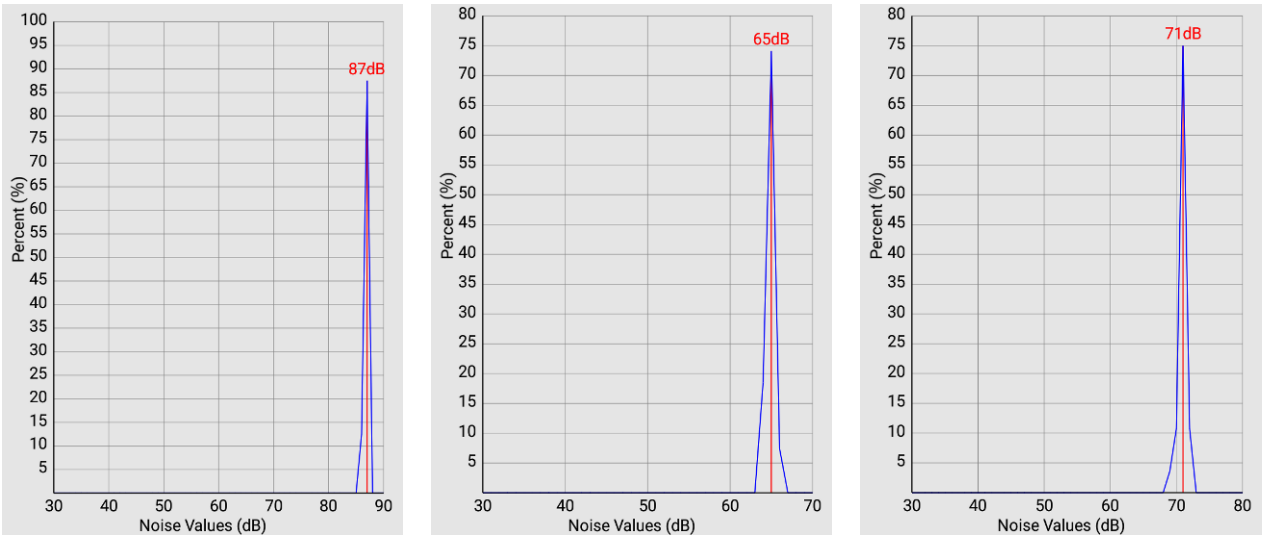
Sound insulation tests were carried out on AAC blocks with different densities to determine effect of density and porosity on acoustic properties of AAC. The results from the sound tests are presented in Table 2 and on Figure 5. The frequency of the sound wave is 2kHz.

Table 2. Testing results

	Sound level inside, I_0, dB	Sound level outside, I_t, dB	Sound reduction		Absorption coefficient α	Transmission coefficient τ	Transmission loss TL, dB
			ΔI, dB	%			
Siren	87	-	-	-	-	-	-
Block 1	87	65	22	25	0,26	0,74	22
Block 2	87	71	16	18	0,18	0,82	16

Block 1 provides higher sound reduction than *Block 2*. This could be explained with the lower density of the current AAC and its much more coarse and rough surface. It was estimated decreasing of 25% of the input sound level.

As a porous and lightweight material, it is expected the studied AAC blocks to have a good absorbing behavior. According the test results, *Block 1* has better absorption coefficient than *Block 2*, which is with 67% higher. However, it is not enough to classify *Block 1* as a very good sound absorber, because α_1<0,4. The results are comparable with those, shown in [8], as well.



a) b) c)

Figure 5. Measured sound level: a) inside the test chamber; b) outside the test chamber with walls from *Block 1*; c) outside the test chamber with walls from *Block 2*

Sound transmission coefficients of the both samples – *Block 1* and *Block 2*, are near to 1, respectively τ_1=0,74 and τ_2=0,82. The transmission losses are less than 35 dB, respectively TL_1=22dB and TL_2=18dB.

3. CONCLUSION

Analyzing the results it could be concluded that AAC *Block 1* has better sound insulating properties than AAC *Block 2*. The much more porous structure of *Block 1* realizes higher sound transmitting losses and respectively the material has lower transmission coefficient and higher sound absorption coefficient. Nevertheless, AAC *Block 1* could not be defined as a very good sound absorber. There is a need to conduct further in-depth research to evaluate precisely the acoustic properties of autoclaved aerated concrete with different characteristics – density, porosity, type of porosity, surface conditions, etc.

REFERENCES

[1] Boggelen W., History of Aerated Concrete, 2014 [Retrieved from http://www.aircrete-europe.com/images/download/en/W.M.%20van%20Boggelen%20-%20History%20of%20Autoclaved%20Aerated%20Concrete.pdf]
[2] Narayanan N., K. Ramamurthy, Structure and properties of aerated concrete: a review, Cem. Concr. Compos., 22, 2000, 321-329.
[3] “Sound İnsulation Standarts”. Available: https://www.ytong.gr/index.php?option=com_content&view=article&id=62&Itemid=67&lang=en [last visited July 26, 2018].
[4] Попов К., Каддо М., Строительные материалы и изделия, Высшая школа, 2001, 367 с.
[5] Lamancusa J., Noise Control, Penn State, 2000. Available: https://www.mne.psu.edu/lamancusa/me458/ [last visited July 30, 2018].
[6] Mommertz E., Acoustics and Sound Insulation: Principles, Planning, Examples, Birkhauser, 2009, 112 P.
[7] Arenas J., M. Crocker, Recent Trends in Porous Sound-Absorbing Materials, Sound&Vibration, July 2010, 12-17.
[8] Laukaitis A., B. Fiks, Acoustical properties of aerated autoclaved concrete, Appl. Acoust., 67, 2006, 284-296.

[9] Tada S., Material design of aerated concrete- An optimum performance design, Mater. Struct., 19, 1986, 21-26.
[10] Narayanan N., Ramamurthy K., Structure and properties of aerated concrete: a review, Cem. Concr. Compos., 22, 2000, 321-329.
[11] Naumann K., Performance of sound insulation of AAC in massive buildings – experience with EN 12354-1 [Retrieved from https://www.xella.com/de/docs/ SKMBT_C253_12091713150.pdf]
[12] Yılmaz G., Inorganic Based Composite Thermal Insulation, PhD Thesis, Afyon Kocatepe University, Afyonkarahisar, Turkey, 2016.
[13] Keyvani A., S. Somi, O. Eren, Humidity inrusion effects on the properties of sound acoustic of autoclaved aerated concrete, International Journal of Research in Engineering and Technology, 3, 2014, 6-11.
[14] Efimov A., Nikonov A., Sapozhkov M., Shorov B., Acoustics, „Radio and Communications”, 1989, 336 p. (in Russian)

ПРИЛОЖЕНИЕ НА ПРЕСОВАНИ ЗЕМНИ БЛОКОВЕ В СТРОИТЕЛСТВОТО НА СГРАДИ – ПРОУЧВАНЕ НА ПРИМЕРИ ОТ АФРИКА И БЪЛГАРИЯ

Пламен Петров[1]

APPLICATION OF PRESSED EARTH MODULAR BLOCKS IN BUILDING CONSTRUCTION – STUDY OF EXAMPLES FROM AFRICA AND BULGARIA

Plamen Petrov[1]

Abstract:
Building with natural materials is a worldwide trend, gathering strength. Many architects from developed Western world are turning their attention towards millennia old techniques of building with earth, where the builders have direct access to raw materials on or near the site. Some buildings form Gando, Burkina Faso, by architect Francis Kere are investigated. Due to scarcity of "modern" building materials the architect, turned builder employs ancient technique of building with earth using manually operated presses to produce the modular blocks form material taken from the site. Additional materials include stone, corrugated sheets for roofing and steel rebars. The architect employs the principle of passive cooling, which corresponds to the local climatic conditions and helps to avoid the use of expensive AC equipment. The local community is directly involved in the building process, through which they acquire new skills. This creates a positive chain reaction: new skills, job opportunities and better quality of living. Review of Bulgarian traditional earth building methods is presented as well as currently built projects. The Author argues that the technology of building with pressed earth blocks is a viable alternative for contemporary sustainable projects in Bulgaria.

Keywords:
Pressed Earth Modular Blocks, Passive Cooling, Sustainable Architecture.

[1] Пламен Петров, д-р, катедра „Архитектура и урбанистика”, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна, к.к. „Чайка”, ул. „Янко Славчев” 84, *e-mail*: plamen@petrovart.com;
Plamen Petrov, Ph.D., Department of Architecture and Urbanism, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, 9007 Varna, Bulgaria; e-mail: plamen@petrovart.com.

БЕЗОПАСНОСТ ПРИ АВТОМАТИЗИРАНО УПРАВЛЕНИЕ А ПРОЦЕСИТЕ ЗА ЕНЕРГИЙНА ЕФЕКТИВНОСТ В УНИВЕРСИТЕТСКА СГРАДА

Йознур Севме[1], Милена Кичекова[2], Димитър Димитров[3]

SAFETY IN THE AUTOMATED MANAGEMENT OF THE ENERGY EFFICENCY PROCESSES IN THE UNIVERSITY BUILDING

Yoznur Sevme[1], Milena Kichekova[2], Dimitar Dimitrov[3]

Abstract:
Defined are optimizing solutions related to energy efficiency. Presented are exemplary integrated solutions for the automation of a building. Determined are the functional characteristics of optimized system models in some basic cases related to energy efficiency.

Keywords:
Safety, Energy Efficiency, Automation of a Building.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Енергийната ефективност и автоматизираното й управление е необходимо да се разглеждат в условията на трудовата безопасност. Целта на последната е:

- да поддържа най-висока степен на физическо,умствено и социално благосъстояние;
- превенция по отношение на работещите към нарушаване на безопасността им;
- защита на работещите от рискове, произтичащи от негативни и вредни фактори;
- адаптацията на работата към човека и на всеки човек към неговата работа.

За повишаване енергийната ефективност на университетската сграда като цялост (сградна енергийна характеристика и функционална академична структура) се прилагат енергийно спестяващи мерки (ECM). Те се отнасят до всеки пасивен и активен елемент на сградата [1, 2], в който загубите на енергия трябва да бъдат ограничени:

- изолационна обвивка на сградата;
- отопление и охлаждане;
- вентилация и климатизация;

[1] Йознур Севме, докторант, катедра „Строителство на сгради и съоръжения”, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър”, Варна-9007, к.к. Чайка, topukluekonomist@gmail.com
Yoznur Sevme, Ph.D., Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, Varna, Bulgaria; *e-mail*: topukluekonomist@gmail.com
[2] Милена Кичекова, доц. д-р инж., катедра „Строителство на сгради и съоръжения“, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър“, к.к. Чайка, 9007, Варна, *e-mail*: mkichekova@gmail.com;
Milena Kichekova, Assoc. Prof. PhD. Eng., Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, Varna, Bulgaria; *e-mail*: mkichekova@gmail.com.
[3] Димитър Димитров, проф. д.т.н.. инж., Технически университет – Варна; *e-mail*: prof_dimitrov@abv.bg;
Dimitar Dimitrov., Prof. D.Sc. Eng., Technical University – Varna, Bulgaria, *e-mail*: prof_dimitrov@abv.bg.

- битова гореща вода;
- осветление.

ЕСМ се осъществяват при изпълнени условия за безопасност на труда в смисъла на изложеното по-горе съдържание на трудовата безопасност.

За университетските сгради, особено тези с обучението с технически профил, е характерно извършването на различна по характер учебна, квалификационна, научна и производствена дейност. Последните се изпълняват на широко разгърнати площи, използват се различни видове генериращи и консумиращи източници на енергии и се прилагат различни ЕСМ. Резултатите не биха успешни, ако не се прилага система за автоматизираното им управление.

Необходимо е анализът на безопасните условия на ЕСМ да се провежда при автоматизирано управление [3, 4, 5] на ЕЕ на сградата, при което изискваните енергийни показатели се постигат при минимален разход на енергия.

1.1. Формулиране на решаваните задачи

1. Да се представят блокови схеми за различни ситуации, при които се получават оптимизирани решения за консумираната енергия на ЕСМ за ЕЕ на сградата.
2. Въз основа на блокови схеми да се определят основните технически съоръжения, за които да се анализират безопасните условия на труд.

Случаи на оптимизационни решения в структури за електрозахранването, свързани с ЕЕ. Те могат да бъдат типизирани както следва:

а) Разпределение на електрическата енергия от главната подстанция до крайните потребители в сградата. То трябва да се разглежда заедно с останалите системи: за енергиен мониторинг, сградна автоматизация (BMS) и системи за управление. Чрез решението се получава селективно действие на защитните устройства, каскадиране на устройствата и малък пад на напрежението.

б) Оптимизирана система за енергиен мониторинг и контрол. Това решение позволява да се оптимизира консумацията на електрическа енергия, улеснява експлоатацията и поддръжката на инсталацията, осигурява богата информация за цялата електрическа уредба. Защитната апаратура е с вградени измервателни функции (Micrologic, Sepam) и спестява инсталирането на специализирани устройства.

в) Система за оптимизирано осветление и контрол. Това решение предлага опростени контролни функции: управление на осветлението; контрол на щори и моторизирани метални ролетки; измерване на консумираната енергия; сигнализиране при повреда или отклонение от нормалните показатели. Решението е с високо ниво на надеждност и с висока гъвкавост.

г) Оптимизиран енергиен мениджмънт: решение за управление на осветлението и ОВ и К. Това решение покрива повечето основни функции за ЕЕ, обслужване и наблюдение: контрол на основни ОВ и К, осветителни и засенчващи системи, метални щори и решетки; контрол на консумираната енергия; техническо наблюдение, диагностика и превантивна поддръжка на електрически и други инсталации чрез различни функции.

д) Оптимизирани решения за сигурност в сгради. Това решение позволява съвместяване на основни елементи за сигурност в обща система: контрол на достъпа; охранителна система (СОТ); пожароизвестяване; видеонаблюдение (CCTV); аварийно осветление и маркиране на аварийните изходи.

е) Интегрирани решения за сградна автоматизация. Това решение има за цел да обедини в едно всички системи: система за енергиен и технически мениджмънт (ОВиК, осветление, щори, асансьори), включваща енергиен мониторинг и контролни устройства; охранителни системи; специализирани системи за управление на паркинги, асансьори и др.

2. СЪЩНОСТ И ОСОБЕНОСТИ НА СИСТЕМИТЕ ЗА АВТОМАТИЗАЦИЯ НА СГРАДИ

Системите за автоматизация на сградите обхващат: учебни сгради (лекционни, семинарни, лаборатории); сгради с производствена дейност; административни сгради; общежития и хотелски комплекси; спортен комплекс; паркинги.

За ползвателите се осигурява висок комфорт, при което се постига: гъвкаво разпределяне на консумираните енергии, ЕЕ в използване на мощностите по отделните системи и улесняване на управлението на сградния фонд.

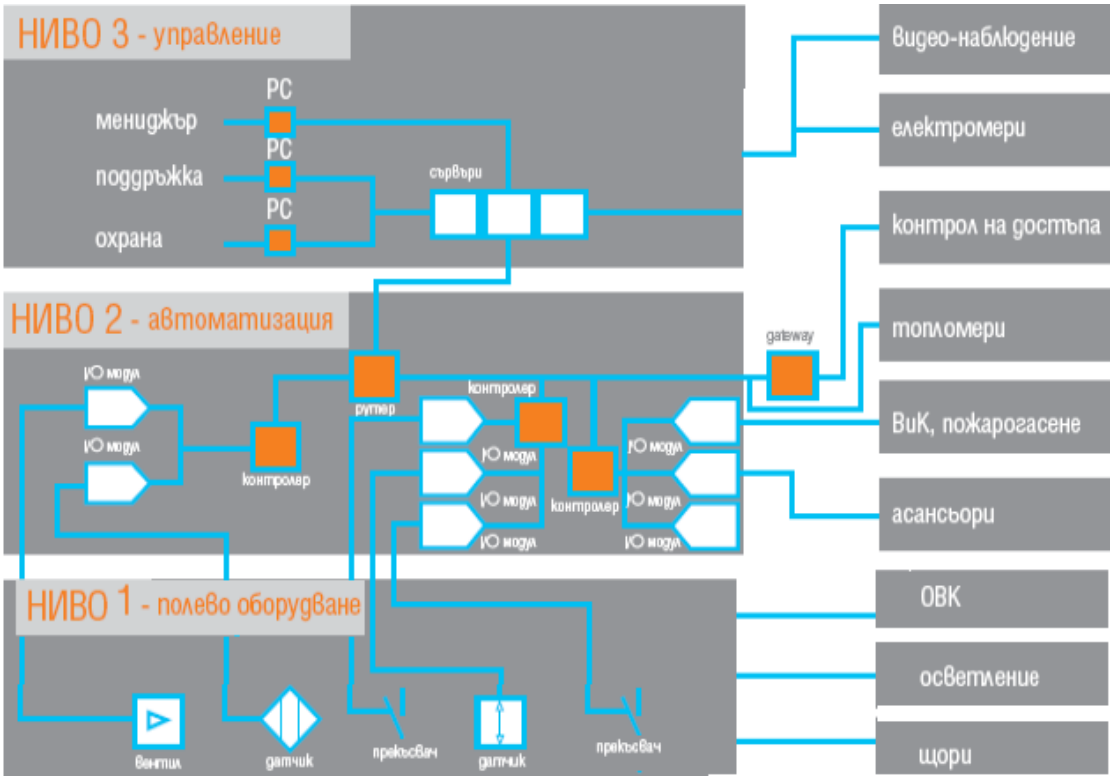
Системите за управление на сгради осигуряват намаляване разходите за изграждане на сградата, единно проектно решение, връзка между системите в сградата на ниво проект. Редуциране на разходите по време на експлоатация става чрез намаляване на разходите за енергийна консумация, редуциране на персонала по поддръжка и следене на ресурсите. Повишаване на показателите на комфорта за обитаване осигурява гъвкавост и безопасност, както и пълен контрол над климата и околната среда в сградите.

2.1. Структура на системите за управление на сгради (СУС)

Целесъобразно е СУС да се изграждат на 3 основни нива (фиг.1): полево оборудване; автоматизация и управление.

Полево оборудване

Полевото оборудване обхваща сензори и изпълнителни устройства на с/мата. Сензорите отчитат необходимата информация и относимо към ЕСМ са: сензори за температурата на околната среда; пресостати за замърсеността на въздушните филтри; датчици за влажност на подавания в помещенията въздух; датчици за движение; сензори за осветеност и за интензитет на слънчевата светлина.



Фигура1. Структура на системите за управление на сградите

Изпълнителните устройства осигуряват контрол и управление на технологичните процеси за производство и ограничаване на топлинната и ел. енергия по команда от

системата за сградна автоматизация: управляеми вентили на радиаторите и конвекторите; контактори, които включват и изключват помпите в сградата; електромагнитни насрещници на вратите с контролиран достъп; управляеми ключове за включване, изключване и димиране на осветлението.

Ниво автоматизация

Реализира се от програмируеми контролери. Те се свързват в мрежа и се програмират за конкретно приложение и задача. Те съдържат логическа схема за управление на системите. Към тях се подават всички сигнали и данни от сензори, датчици и контролни панели. Мрежата от контролери се свързва с намиращата се на по-горно ниво мениджмънт станция, чрез която борави потребителят на сградната автоматизация.

Ниво управление

Използва софтуерно решение с графичната среда, чрез която се визуализира състоянието на управляваните системи, задават се желаните режими. Софтуерното решение с хардуерната платформа - „мениджмънт станция” (BMS) има следните възможности: графично представяне на системите, отделните им елементи, техния статус и информацията, постъпила от датчиците; графично управление на инсталациите; визуализиране на данните, постъпили от уредите; изпращане на алармите на електронната поща; периодични отчети за работните часове на съоръжението; дългосрочен архив на всички операторски действия; функция за спиране на инсталации и групи от инсталации; задаване на гъвкави работни графици.

Алармени съобщения се генерират не само при възникването на неизправност в някоя от наблюдаваните системи (ОВКИ, електро и т.н.), но и при констатира- нето на проблем в самата BMS архитектура - загуба на връзка до устройството, липса на комуникация, установени опасности и т.н.

В главно меню на станцията BMS, операторът има възможност да избере сградата, с която желае да работи. Това е най-високото ниво, от което започва детайлизирането на информацията. За предпочитаната сграда се визуализира основното меню за сградата. На екрана се предоставя обобщена информация за статуса на наблюдаваните системи, както и обща информация за режим на работа на всяка от тях. Съществена задача на BMS решението е предпазване на управляваните инсталации от повреди и нарушена безопасност.

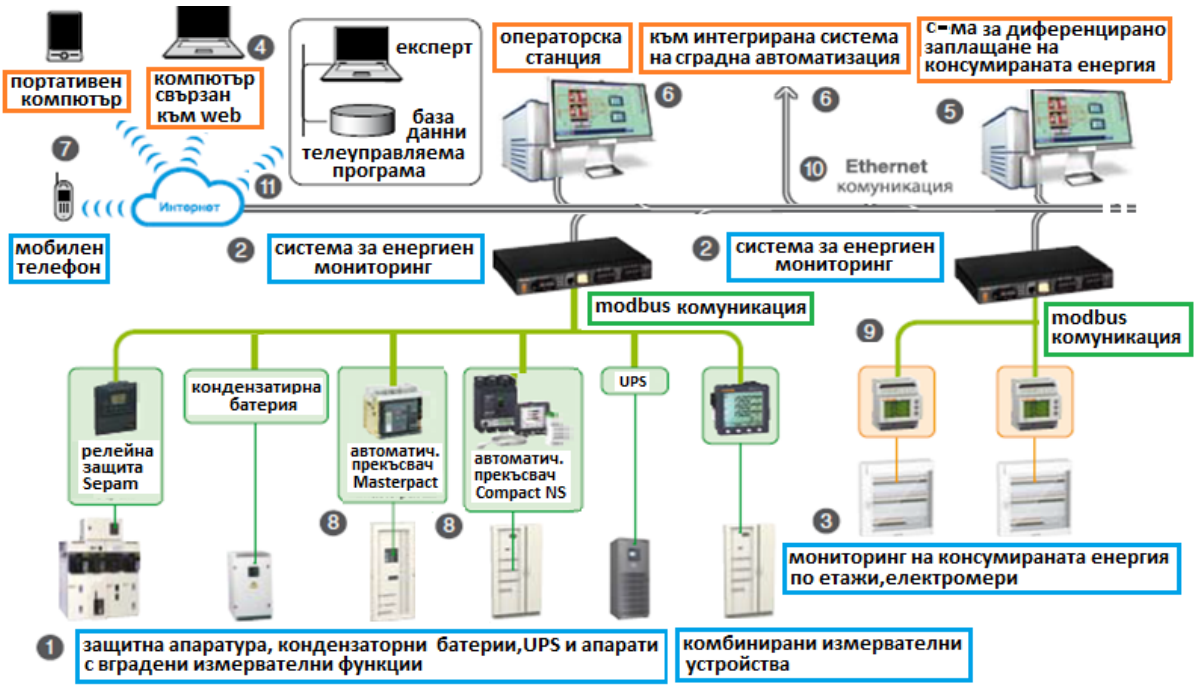
Особеностите при управлението и интегрирането на инсталациите и подсистемите при управление на ECM се отнасят до управление на осветителната инсталация; управление на щори, сенници и прозорци; автоматично управление на ОВК инсталации; управление на охранителната инсталация; управление на пожароизвестителната инсталация; управление на системата за изтичане на газ; автоматизирани системи за достъпа в паркинги и системите за енергиен мониторинг на сгради.

2.2. Функционални характеристики на моделите на оптимизирани системи при основни случаи, свързани с ЕЕ

Типични са случаите:

а) Оптимизирана система за енергиен мониторинг и контрол.

Представен е модел за оптимизиране консумацията на ел. енергия, чрез който се улеснява експлоатацията и поддръжката на инсталацията фиг. 2. Събирането на информация става от всяко ниво по етажи, коридори, ел.табла - поз. 3, 9 - фиг. 2, както и за различни приложения. Голямото количество информация е достъпна чрез комбинирани измервателни устройства, вградени в различни уреди - защитна апаратура, UPS и кондензаторни батерии. Тя позволява да се следи състоянието на инсталацията - поз. 1- фиг.2.



Фигура.2. Модел за оптимизиране на консумацията на ел.енергия

Възможно разширение на информацията се постига чрез функциите като мрежов сървър на Ethernet/Modbus gateways за автоматично предоставяне на информация за ключови мощности и разход на енергия - поз. 2, 4, 5.

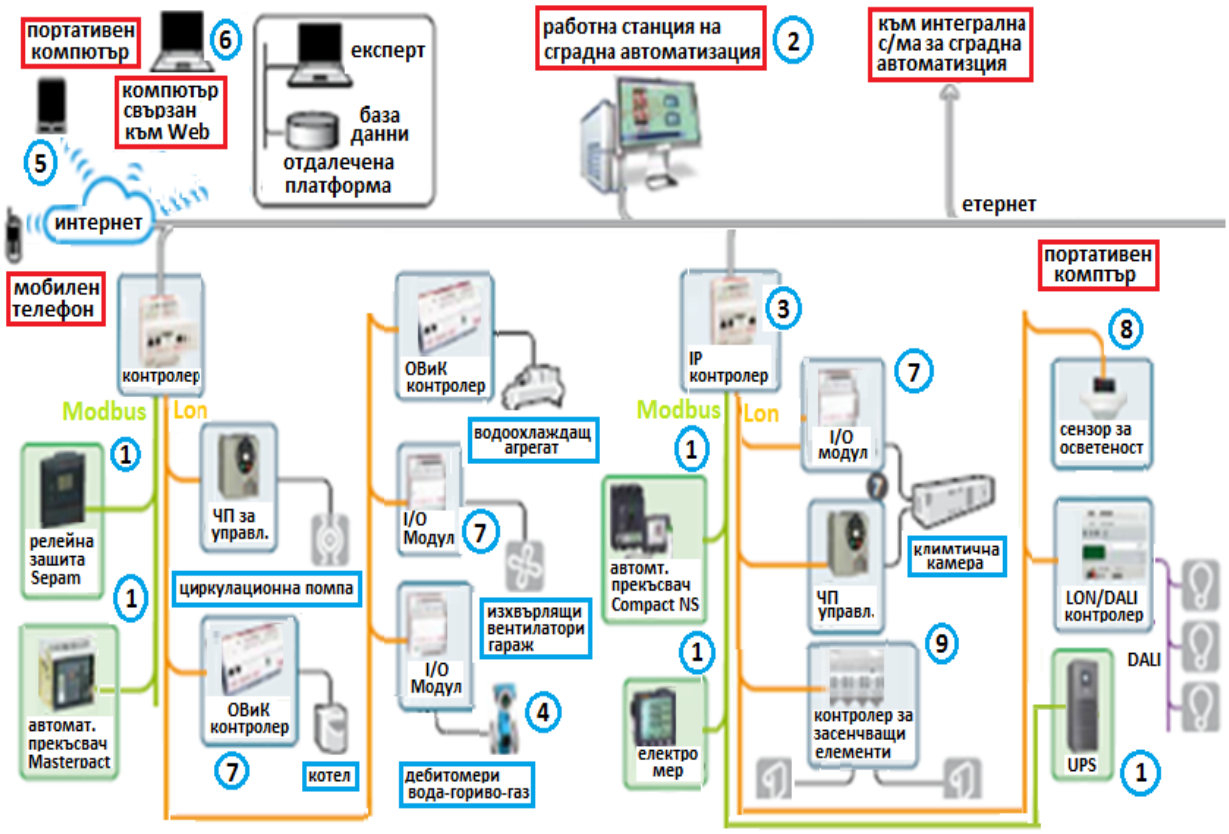
Събраната информация позволява диагностициране на причините за повреда с цел по-ефективни действия при поддръжка; насочване на превантивни действия, ограничаване и предотвратяване на опасности.

С комуникационен интерфейс се изпращат сигнали на работните станции в помещението по поддръжка - поз. 6- или на мобилен телефон/PC - поз. 7. Измервателните устройства, вградени в защитната апаратура, позволяват да се наблюдава енергийната система там, където те са монтирани - поз.1- фиг.2.

Съществената информация автоматично се качва на уеб сървъра - поз.2 - фиг. 2. Това решение може безпроблемно да се интегрира към телеуправляема програма, която да генерира автоматичен или изработен по доклад за състоянието на електрическата уредба- поз.11- фиг. 2 и 5.

б) Оптимизиран енергиен мениджмънт.

Решение за управление на осветлението и ОВиК. Представена е оптимизирана система с енергиен мениджмънт с решение за управление на осветлението и ОВиК на основните функции за ЕЕ, обслужване и наблюдение. Те обхващат контрол на основни ОВиК, осветителни и засенчващи системи, метални щори и решетки; контрол на консумираната енергия; диагностика и превантивна поддръжка на електрически и др. инсталации. Моделът, с който се постигат тези функции, е посочен на фиг.3.



Фиг.3. Модел на оптимизиран енергиен мениджмънт

Моделът осигурява високо ниво на безопасност:

- наблюдението на енергийните системи позволява откриване на проблеми чрез анализ на събираната информация от всички устройства, повреди или дисбаланс на енергиите - поз.1 - фиг.3.;
- ефективността на превантивната поддръжка на различни уредби се увеличава чрез фокусирани действия за следене на параметри- поз.2 - фиг.3.;
- контролери за различни протоколи позволяват на системата да се адаптира към всякакъв вид оборудване на сградите- поз.3 - фиг.3;
- лесна преконфигурация на системите при необходимост от промени.

Мониторинг на енергийните консумации се извършва чрез:

- консумацията на енергия и флуиди (електричество, вода, газ, гориво и др.) може да бъде следена, независимо от местонахождението им чрез различни видове комуникация (импулси, дебит, цифрова комуникация) - поз.4 - фиг.3;
- детайлен запис на следените данни;
- алармиране при доближаването на гранични стойности на консумациите.

Безопасност и комфорт на обучаемите.

- автоматичното програмиране на климатизацията,осветлението и външните щори позволява поддържането на оптимални условия чрез използването на слънчевата топлина или чрез предпазването от нея;
- различните видове достъп до системата позволяват постоянно адаптиране към условията: локално чрез контролни панели /мултифункционални интерфейси; централно чрез работните станции на системата за сградна автоматизация; дистанционно – през интернет.

ИЗВОДИ

От изследването могат да се направят следните изводи.

За ЕСМ в университетски сгради са представени три нива за управление:

1. Полево оборудване; автоматизация ; управление. За всяко от тях за постигане ЕЕ и безопасност са посочени структури за решавани задачи, в които вниманието е насочено към оптимизирана система за енергиен мониторинг и контрол, както и оптимизиран енергиен мениджмънт на основните енергийни консуматори в сградата. С представените блокови схеми се създават предпоставки за управление на безопасността на ЕСМ в сградата.
2. Представена е възможността да се управляват всички ресурси в университетска сграда – ел. енергия, топлинна енергия, газ, вода и др. Тези системи могат да бъдат наблюдавани и управлявани по зададен сценарий. Този тип автоматизация значително намалява разходите за енергия. Има и превантивни функции, като дава възможност да бъдат планирани разходите и повишава възможностите за осигуряване на безопасността.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Иновации в интелегентната сградна авоматизция, ТД Инсталации, бр.6, 2015 г.
[2] Per-Goran Person, W. Morton, Control Handbook HVAC Systems, Malmo, Sw,1994.
[3] Волов Г.Я., Моделирование работы систем отопления, вентиляции и теплоснабжения – теоретические основы, Минск, Энерговент, 2007.
[4] https://venergyconsult.com/inteligentnite-sgradi/ Интелигентните сгради,14.0.2018.
[5] ww.siemens.bg/bt Интелегетни сградни технологии. Решения за устойчиви, ефективни и комфортни сгради.

АНАЛИЗ НА НОРМАТИВНИТЕ ДОКУМЕНТИ И ПРОГРАМИТЕ ЗА ПРЕДОТВРАТЯВАНЕ ОБРАЗУВАНЕТО НА СТРОИТЕЛНИ ОТПАДЪЦИ В БЪЛГАРИЯ

Венцеслав Стоянов[1], Вилма Петкова[2], Вихра Андонова[3]

ANALYSIS OF NORMATIVE DOCUMENTS AND PROGRAMS FOR CONSTRUCTION WASTES PREVENTION AND MANAGEMENT IN BULGARIA

Ventseslav Stoyanov[1], Vilma Petkova[2], Vihra Andonova[3]

Abstract:
Preventing waste generation is the best environmental opportunity in both waste legislation and waste policy and should therefore be encouraged in any way. This is enshrined in the main European and national legislative instruments for the classification of measures to promote waste activities. The prevention or reduction of waste generation and its harmfulness is at the heart of the hierarchical order adopted in the European Union, ensuring the efficient use of resources through compliance with the priorities. The size of the group targeted by this policy is determined to be the highest with members who are characterized by low awareness, great worries about survival and scepticism about the effectiveness of individual actions.
In our legislation, we have adopted different measures to prevent waste generation. In accordance with the Waste Management Act, 16 exemplary measures are described, but they are desirable. The pledging of appropriate specific qualitative or quantitative control indicators adopted to monitor and assess progress in the implementation of waste prevention measures is not being met. For example, construction waste management under the Ordinance for Construction Waste Management and Use of Recycled Building Materials does not include activities to prevent its formation. On the basis of an analysis of the normative documents and programs for the prevention of the construction of construction waste in Bulgaria, recommendations are given for improving their management.

Keywords:
Construction Waste Management, Waste Prevention and Waste Reduction

[1] Венцеслав Ал. Стоянов, доц. д-р инж., катедра „Технология и мениджмънт на строителството“, Строителен факултет, ВСУ „Л. Каравелов“, ул. „Суходолска“ 175, София 1373 / Управление на безопасността и превенция, Факултет „ПБЗН“, Академия на МВР, София 1309, ул. „Пиротска” № 17; *e-mails*: vensy.stoyanov@vsu.bg, vensy.stoyanov@gmail.com;
Ventseslav Al. Stoyanov, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., Department of Technology and Construction Management, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; / Department of Safety and Prevention, Academy of the Ministry of Interior, 17 Pirotska Str., 1309 Sofia, Bulgaria *e-mails*: vensy.stoyanov@vsu.bg, vensy.stoyanov@gmail.com.
[2] Вилма Петкова, доц. д-р инж.-хим., Нов български университет, Департамент „Природни науки“, София 1618, ул. Монтевидео 21; Институт по минералогия и кристалография „Акад. Иван Костов“, Българска академия на науките, София 1113, ул. „Акад. Г. Бончев“ бл. 107; *e-mails*: vpetkova @ nbu.bg, vilmapetkova@gmail.com;
Vilma Petkova, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., New Bulgarian University, Department of Natural Sciences, 21, Montevideo St., 1618 Sofia, Bulgaria / Institute of Mineralogy and Crystallography „Acad. Ivan Kostov“, Bulgarian Academy of Sciences, Acad. Georgi Bonchev, block 107, 1113, Sofia, Bulgaria; *e-mails*: vpetkova @ nbu.bg, vilmapetkova@gmail.com.
[3] Вихра Андонова, инж., Фондация „Евро-перспективи“, София 1680, ул. Чепино 1-9; *e-mail*: vihra.andonova@mail.bg;
Vihra Andonova, Eng., Euro Perspectives Foundation, 1-9 Chepino Str., 1680 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: vihra.andonova@mail.bg.

1. РАЗБИРАНЕ ЗА СТРОИТЕЛНИТЕ ОТПАДЪЦИ В БЪЛГАРСКИТЕ НОРМАТИВНИ ДОКУМЕНТИ

Общоприето определение за строителни отпадъци (СО) към момента няма. Според едно от най-използваните определения СО са „материали, които трябва да бъдат транспортирани извън строителната площадка или да се използват на самата площадка за различна от предвидената специфична цел на проекта поради дефект, излишък или неупотреба или не могат да бъдат използвани също поради несъответствие със спецификацията или който е страничен продукт от строителния процес“ ([1], цитирано в [2]). В Закона за управление на отпадъците (ЗУО) от 2003 г. СО са „отпадъците, получени в резултат на строителната дейност на строителни площадки, както и отпадъци от разрушаване или реконструкция на сгради и съоръжения“ [3]. През 2012 г. този закон бе заменен с нов ЗУО, в който СО са дефинирани като „отпадъци от строителство и разрушаване“, съответстващи на определени кодове отпадъци, приети в нормативни документи на ЕС относно отпадъците [3]. Независимо от своята специфика СО са вид отпадъци, които според възприетото определение в ЕС, вкл. и в България, са „вещество, предмет или част от предмет, от който притежателят се освобождава или възнамерява да се освободи, или е длъжен да се освободи“ [3], [4].

В отменения и актуалния ЗУО се разглеждат четири вида отпадъци: битови, производствени, строителни и опасни отпадъци, без да се посочи причината за разглеждането им като отделни потоци отпадъци. В сайта на МОСВ СО се определят като „специфичен отпадъчен поток“, но и тук не се дава пояснение за възприетия начин на разглеждане на СО. В ЗУО се използват комбинациите: „битови и строителни отпадъци“ и „производствени и опасни отпадъци“ [3], което показва, че е възприето СО да се разглеждат като близки по начин на управление до битовите отпадъци. Битовите отпадъци се образуват след използването на продуктите, което ги определя като потребителски. В много от държавите-членки на ЕС отпадъците, които не са определени като битови, се смятат за производствени отпадъци, т.е. които се образуват при производство на материали и продукти. В ЗУО СО се разглеждат като различен тип поток от опасните и производствените отпадъци, но СО може да съдържат опасни вещества.

СО подобно на битовите са твърде разнородни. В сравнение с другите специфични потоци от отпадъци, СО се характеризират със значителни количества по обем и маса и ниска екологична тежест, което определя проблема с тях като предимно управленски, свързан с използване на терени, логистика, предотвратяване смесването на различните видове СО и др. Това е взето предвид в българските нормативни актове, които основно въвеждат текстове от Директивите на ЕС. Основополагащите положения за управлението на отпадъците в екологичните програми и съответстващата й нормативна рамка са:

- въвеждане и използване на кодове на отпадъци [4];
- използване на йерархия на управление на отпадъците [3], [4], [5].
- поставяне на количествени цели за подготовка за повторна употреба, рециклиране и друго оползотворяване на материали [3], [4], [6];

2. ХАРАКТЕРИСТИКА НА КОЛИЧЕСТВЕНИТЕ ЦЕЛИ ЗА СТРОИТЕЛНИТЕ ОТПАДЪЦИ В БЪЛГАРСКИТЕ НОРМАТИВНИ ДОКУМЕНТИ

Наредба за управление на строителните отпадъци и за влагане на рециклирани строителни материали (НУСОВРСМ) е нормативен акт за прилагане на отделни разпоредби на ЗУО и управление на специфичния поток от отпадъци, които се образуват в строителната индустрия. В тази наредба е посочена целта на Директива 2008/98/ЕО по отношение на СО – „… до 2020 г. подготовката за повторна употреба, рециклиране и друго оползотворяване на материали, включително насипни дейности с използване на отпадъци за заместване на други материали, на неопасни отпадъци от строителство и разрушаване, с изключение на материали в естествено състояние, определени в категория 17 05 04 в списъка на

отпадъците, да се увеличи най-малко до 70 % от теглото“ [4]. В Националния стратегически план за управление на отпадъците от строителство и разрушаване на територията на Р. България за периода 2011-2020 г. се залага тази цел да се постигане чрез създаване и използване на „развита система за управление на СО“ [6], а в ЗУО се уточнява, че тя поетапно ще се постигане до 01.01.2020 г. чрез системите за третиране на СО [3].

Чрез НУСОВРСМ за всяка площадка, на която се извършва строително-монтажни работи (СМР) и/или премахване на строеж, се поставят количествени цели за материално оползотворяване по видове СО. Целите са различни за всяка годината на откриване на строителната площадка и те нарастват до стойности, които за 2020 г. и всяка следваща година са равни или над целта „70 %“. При възлагане на СМР на проекти, финансирани с публични средства се планира и влагането в строежите на рециклирани строителни материали (РСМ) или на третирани СО за оползотворяване в обратни насипи (ТСОООН). Количествата на вложените РСМ и ТСОООН трябва да са над определени стойности в тегловни проценти, зависещи от вида на строежа и от обхвата на разрешението за строеж [5].

Описаните в НУСОВРСМ цели са изкисвания към строежите, които може да се разглеждат като част от основното изискване към строежите „устойчиво използване на природните ресурси“, определено в приложение I на Регламент (ЕС) № 305/2011 на ЕП и на Съвета (Регламент за строителните продукти). Чрез НУСОВРСМ реализирането на националната цел „70 %“ се прехвърля към възложителите на СМР и/или на премахването на относително големи по квадратура и дължина строежи. Те отговарят за изготвянето на план за управление на строителните отпадъци (ПУСО) на строежа, който се изготвя от правоспособен проектант (чл. 11, ал. 1 ЗУО), който трябва [7]:

- да прогнозира количеството на образуваните СО;
- да прогнозира количеството на СО, които повторно ще се употребят и/или материално ще се оползотворят чрез различни дейности;
- да изготви прогнозна количествено-стойностна сметка;
- да изчисли постигната степен на влагане на продукти от оползотворяване на СО и оползотворяване на СО в обратни насипи;
- да посочи изискванията, на които трябва да отговарят продукти от оползотворяване на СО и технически спецификации за изпитване;
- да посочи изискванията, на които трябва да отговарят СО, които следва да бъдат оползотворени в обратни насипи;
- да посочи стандартите и техническите характеристики, по които да се оцени съответствието на РСМ.

Одобрението на ПУСО от компетентен орган (чл. 11, ал. 4 ЗУО) се основава на приемане на заявените в проекта цели по отношение на СО, които трябва да надвишават нормативно изисквани, описани в Приложение № 7 към чл. 11, ал. 1 и 2 на НУСОВРСМ. Прегледът на НУСОВРСМ и ПУСО показва, че няма нито един задължителен текст по отношение на предотвратяване на образуването на строителни отпадъци.

3. ЙЕРАРХИЯ ЗА УПРАВЛЕНИЕ НА СТРОИТЕЛНИТЕ ОТПАДЪЦИ В БЪЛГАРСКОТО ЗАКОНОДАТЕЛСТВО

В законодателството и в политиката по отношение на отпадъците в ЕС е възприета йерархия за тяхното управление, класираща възможностите по отношение на въздействието на отпадъците върху околната среда в следния приоритетен ред [4]:

1. предотвратяване на образуването им;
2. подготовка за повторна употреба;
3. рециклиране;
4. друго оползотворяване, например оползотворяване за получаване на енергия;
5. обезвреждане.

Приоритетният ред при управлението на отпадъците е въведен у нас чрез ЗУО [3]. На основата на приемането, че СО са „специфични потоци от отпадъци“ (чл. 6 ал. 2 на ЗУО) в НУСОВРСМ с цел изготвяне и отчитане на ПУСО в приоритетния ред при управлението на СО (чл. 4 на [3]) е възприето рециклирането да включва:

- рециклиране на СО;
- оползотворяване в обратни насипи.

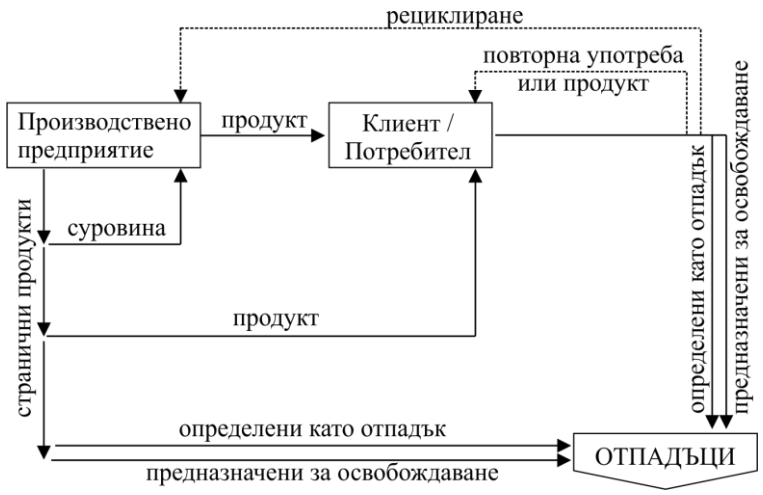
В чл. 9, ал. 1 (г) на НУСОВРСМ е посочено, че ПУСО трябва да „включва мерки за предотвратяване и минимизиране на образуваните СО на строителната площадка или на площадката, на която се извършва премахването на строежа“, но без да посочват изисквания за обхвата и резултата от тези мерки, изготвяни от проектанта на ПУСО.

В съответствие с чл. 29, т. 1 на Директива 2008/98/ЕО [4] България е направила анализи на съществуващите мерки и приложими индикатори за национална Програма за предотвратяване на образуването на отпадъци (ПОО). На основата на Ръководството за разработване на програми за ПОО [8] е изработена Национална програма за ПОО, която е част от Национален план за управление на отпадъците 2014-2020 г. [9]. Зададената главна цел: „прекъсване на връзката между икономическия растеж и свързаното с това вредно влияние върху човека и околната среда в резултат на образуване на отпадъци“ е идентична с текст на Директива 2008/98/ЕО. Представени са примери на дейности (добри практики) за предотвратяване на СО в Австрия, Финландия, САЩ и др. държави. Предложените индикатори за измерване на ПОО са предимно в брой [9]:

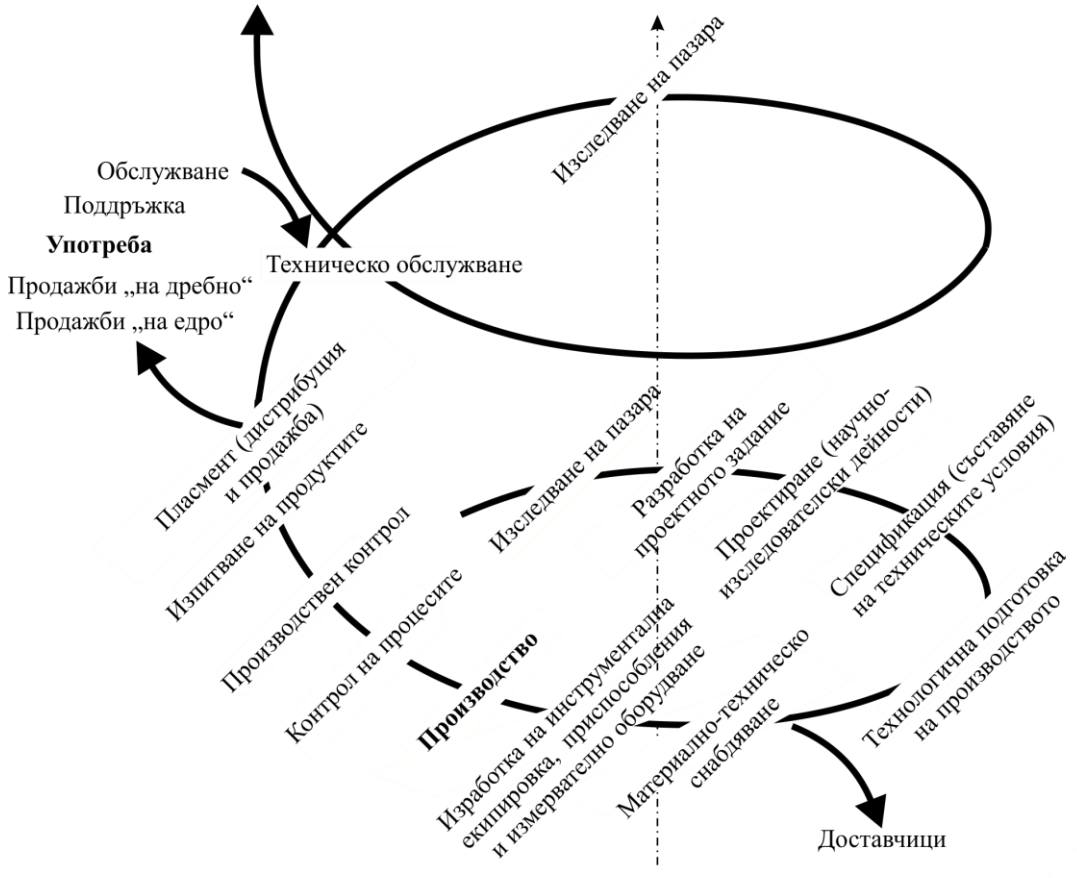
- брой разработени програми за ПОО от общините с включени мерки за ПОО;
- брой изпълнени мерки от националната и от общинските програми за ПОО;
- брой отрасли, в които могат да бъдат внедрени резултатите;
- брой внедрени резултати в икономиката;
- брой дизайнери и проектанти, до които е достигнала информацията;
- брой проведени информационни кампании и др. подобни индикатори.

Описаните индикатори не са въведени в нормативен акт. Липсата на конкретни стойности при формулираните оперативни цели, примерни подцели и индикатори определя техния пожелателен характер, вкл. и заради липсата на заложен механизъм за контрол. Те не кореспондират с изискването към ПУСО да се опишат мерки за предотвратяване и минимизиране на образуваните СО на строителната площадка или на площадката, на която се извършва премахването на строежа [3].

Възприемането на подобен подход за решаване на предотвратяване на образуването на отпадъци се дължи от зададените определение и разбиране за строителните отпадъци. Съгласно нормативните документи на ЕС СО са вече образувани или при използването на строителни материали и продукти или след тяхната употреба, вкл. на строителната площадка (фиг. 1). По този начин СО попадат в категориите „материален продукт“ или „продукти, които са резултат от непрекъснат процес“ на стандарта за основните принципи и речник в управлението на качеството (ISO 9000:2005) който е актуален по време на изготвянето и приемането на нормативната рамка на ЕС за отпадъците. „Производството“ и „употребата“ на строителни материали/продукти са два стадия от процесите за постигане на тяхното качество (фиг. 2), което включва и разнообразни „нематериални продукти“ и „услуги“ (по ISO 9000:2005), които също могат да образуват СО.



Фигура 1. Илюстрация на правната дефиниция на ЕС за отпадъци [8], с допълнения по Директива 2008/98/ЕО [4]



Фигура 2. „Спирала на качеството“ (спирала на Джуран), илюстрираща основните стадии (дейности) по управление на качеството на продукт, услуга или процес [10]

2.1. Отпадъци от строителство

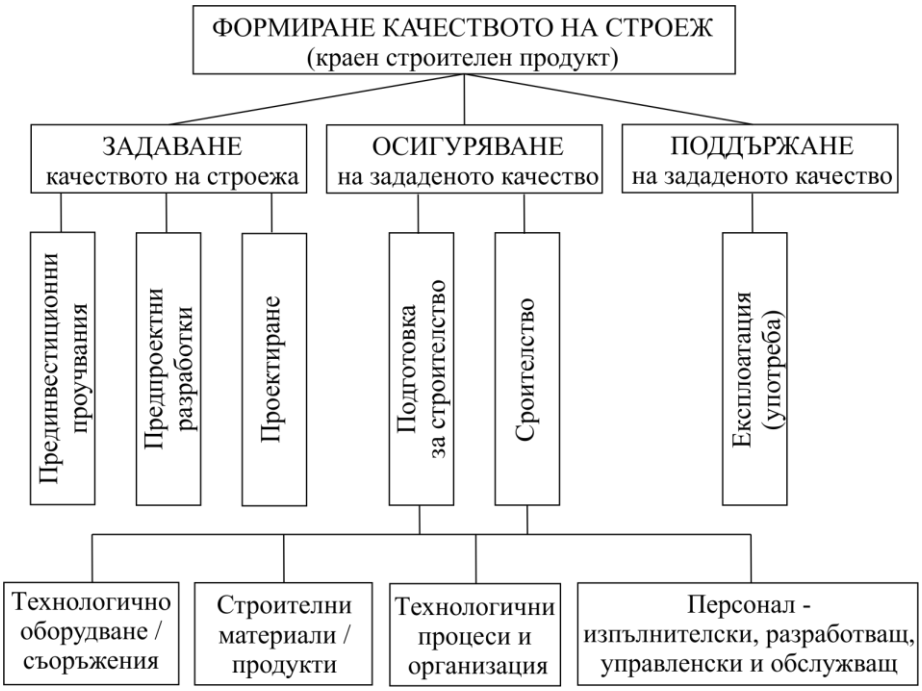
При производството на всеки материал или продукт, образуването на отпадъци е проява на вътрешен дефект (несъответствие). Отпадъкът е част от образуваните странични продукти (фиг. 1), която част няма принос към стойността на материал или продукт, но има своята цена, която се заплаща от притежателя на отпадъка. Поради това количеството

на образуваните производствени отпадъци може да се разглежда като показател за качеството на проектирането, изпълнението и употребата на всеки един продукт. Мотивацията за намаляване на отпадъците при производството е на производителя, който по този начин осъществява намаляване на разходите, реализирайки по-голяма печалба.

За разлика от производството, всеки построен или реконструиран строеж представлява уникален процес, който се състои от съвкупност от координирани и управлявани дейности с дата на започване и на завършване, предприемани за постигането на цел, съответстваща на конкретни изисквания, включително ограничения по отношение на срокове, разходи и ресурси (ISO 9000:2015). Качеството на инвестиционния проект и строежа, т.е. крайния строителен продукт, се формира от три взаимно свързани компонента (фиг. 3):

1. качеството на проектирането;
2. качеството на строителството;
3. качеството на експлоатацията.

При задаване качеството на строежа трябва да се планира (проектира) неговото осигуряване чрез познаване на строителните технологии и организация и поддържане чрез познаване изискванията на потенциални потребители. На всеки един етап може да се зададе изискване за ограничаване на количеството на образуваните отпадъци, което да се изрази като част от планираните за използване или реално вложени строителни продукти.



Фигура 3. Качество на строеж и етапи на неговото формиране

В строителството, както и във всички други индустрии, е в сила съотношението 1:10:100 за разходите на средства и време за отстраняване на допуснати дефекти в трите етапа – проектиране : производство : доставка (употреба). Всяко несъответствие изисква 10 пъти повече финанси и време, за да се отстрани в производството, отколкото би изисквало, ако дефектът се установи на етапа на проектирането [11]. Прилагането на принципа 1:10:100 към СО, които се образуват при реализацията на инвестиционния проект, показва, че предотвратяването на образуването на СО се осъществява от проектантите, които задават качеството на проекта. Този вид отпадъци от строителство трябва да се разглеждат като страничен продукт, получен следствие на недоброто проектиране. В доклада на Инес (2004), цитиран в [2], се посочва, че архитектът е

отговорен за около 1/3 от образуваните на отпадъци поради грешки при проектирането. Това количество е около два пъти по-малко от стойностите на количествата отпадъци, които се образуват в резултат от недобро проектиране, разглеждани през 90-те години на XX в. [12]. Към основните причини за образуване на СО от проектиране спадат [2]:

- удовлетворяване на различни заинтересовани страни, особено тези на клиентите;
- увеличаване сложността на проекта – предпоставка за повече „изрезки“;
- непредвидени геоложки и хидрогеоложки условия;
- непознаване от страна на проектанта на използваните строителните техники;
- голяма продължителност на осъществяване на проекта – възможни изменения, продиктувани от необходимост за съответствие с промени на законодателството пазара, изисквания на стандарти и др.;

Намаляването на СО от проектиране се осъществява чрез:

- точно специфициране на строителните продукти – доставки на стандартни размери и предварително сглобени компоненти;
- намаляване презапасяването на строителната площадка със строителни материали и продукти;
- намаляване многообразието на строителни материали и продукти, заложени за влагане (използване) в строежа;
- ефективната комуникация между участниците в строителния процес.

Отговорен за СО от проектиране е инвеститора, който е мотивиран да намали СО, които нямат принос към стойността на строежа. Предотвратяването на загубите от създаване на СО или техното свеждане до минимум се осъществява с поставяне на изисквания към проектантите на всеки от етапите на задаване качество на строежа (фиг. 3).

Строителните отпадъци може да се образуват и в етапа на осигуряване на зададеното качество, т.е. при изпълнение на строежа. Тук количеството и вида на СО зависи от подготовката, т.е. планирането, на строително-монтажните работи, което от своя страна зависи от окомплектовката и качеството на технологичното оборудване, качеството на строителните материали, продукти и конструкции, качеството на технологичните процеси и организацията и качеството на персонала (фиг. 3). В процеса на строителство трябва да се сведе до минимум измененията в проекта, настъпващи за удовлетворяване на промени в нормативните документи, възможностите на доставчиците и изискванията на клиентите.

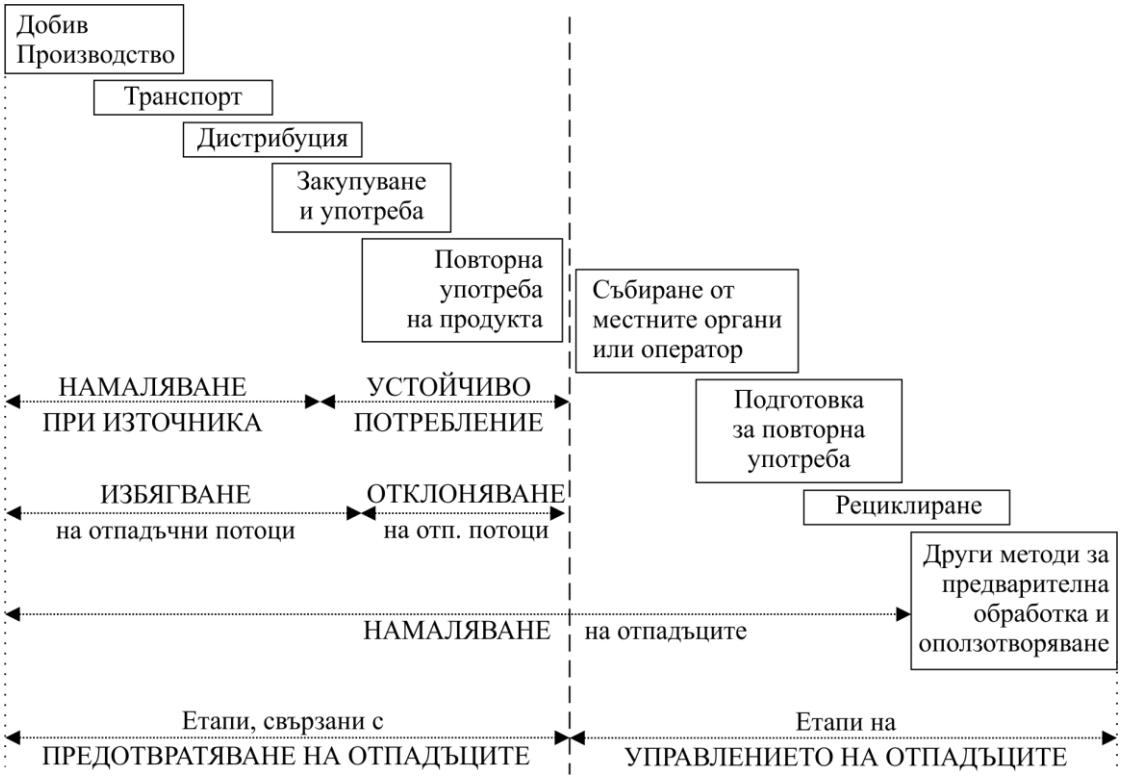
СО нямат принос към стойността, на която се осъществява осигуряване на зададеното качество на строежа. За строителя СО се явяват производствени отпадъци и той е мотивиран да намали тяхното количество. Това се осъществява чрез подобряване на всеки един от компонентите на строителството и неговата подготовка, показани на фиг. 3. Съгласно НУСОВРСМ отговорен за изготвянето на ПУСО е инвеститорът, който възлага на проектант да предпише мерки за предотвратяване и минимизиране на образуваните СО на строителната площадка. Отговорен за изпълнението е строителят, а отчитането на ПУСО се осъществява от строителния надзор. За преодоляване на разминаванията в мотивацията и отговорностите на участниците в строително-инвестиционния процес е необходимо проектантът детайлно да познава техническите, икономическите и професионални възможности на строителя. Предотвратяването образуването на СО трябва да се осъществи и на етапа на проектиране, а съгласно НУСОВРСМ проектантът трябва да планира за всеки строеж количества СО, отчитането на които водят до изпълнение на заложената национална цел.

2.2. Отпадъци от разрушаване

При разрушаване цялото количество отпадъци е съставено от строителни материали, които са използвани в строеж. Отпадъците от разрушаване на сгради не може да се предотвратят, но тяхното количество и ценност може да се управлява чрез дейностите

събиране, подготовка за повторна употреба и рециклиране. Подобно на битовите отпадъци селективното отделяне на оползотворимите СО („премахване на строеж“ в НУСОВРСМ [7]) има най-голям ефект, но тази дейност е „процес, който изисква внимателен и интегриран подход с използване на разнообразие на използваното оборудване и технологии“ [7]. Времето за премахване е по-голямо в сравнение с разрушаване без селективно отделяне, като разходите за премахване са с около 20% по-големи. От друга страна при недобро премахване се увеличава времето и разходите за допълнителни работи и се намалява възможността част от СО да се използват повторно или бъдат рециклирани.

Описаните дейности са отделни етапи на управлението на СО, образувани от строежи, подложени на реконструкция, събаряне, разрушаване или отстраняване (фиг. 4). Преди разрушаването (премахването) трябва да се направи избор на технология за премахване, която зависи от: типа на сградата (етажност, носеща конструкция, строителна схема, форма и др.), местоположение, допустими нива на замърсяване, срокове, както и от желаната степен на селективно отделяне на оползотворимите отпадъци. При разрушаването се извършват специфични дейности в определена последователност – например предварително премахване на опасните материали, вложени в строежа. За осъществяване на тези дейности за необходими специалисти, техника, време и ресурси, което предопределя изготвянето на проект от проектант или от квалифициран експерт, който има подходящи познания в областите на строителните материали, химията и екологията на строителството, строителните технологии, историята на строителството, както и техниките на разрушаване, третиране и преработване на отпадъците, познаване на местните пазари за СО и за повторно използвани и РСМ, вкл. капацитета на инсталациите за рециклиране. В нашите нормативни документи не са поставени подобни изисквания към проектанта на ПУСО [7]. В НУСОВРСМ няма изискване за направата на одит преди премахването, което е нормалната практика в повечето държави-членки на ЕС [13].



Фигура 4. Илюстрация на дефиницията на ЕС за предотвратяване на отпадъци, адаптирана от [8] (оригинал на ADEME, Агенция по околната среда на Франция, 2008 г.)

4. ПРЕДОТВРАТЯВАНЕ ОБРАЗУВАНЕТО НА СТРОИТЕЛНИ ОТПАДЪЦИ

Съгласно разбирането за отпадък, възприето в ЕС [3], [4], притежателят определя какво е отпадък – той не е продукт, който може да се използва от потребители, нито може да се използва като суровина за производство на продукти (фиг. 1). Материалите, които са част от строеж може да са или строителни материали (продукти) или строителни отпадъци. Решението за разрушаване (премахване) на строеж посочва, че той е вече използван. Отстраняването на строителни материали при реконструкция означава, че те не представляват ценност за трайно влагане в строежи или в части от тях. Разгледани в контекста на общото разбиране на отпадъците и стандартите за управление на качеството (серията ISO 9000) СО са два вида, представляващи изходен елемент (резултат) от два различни процеса:

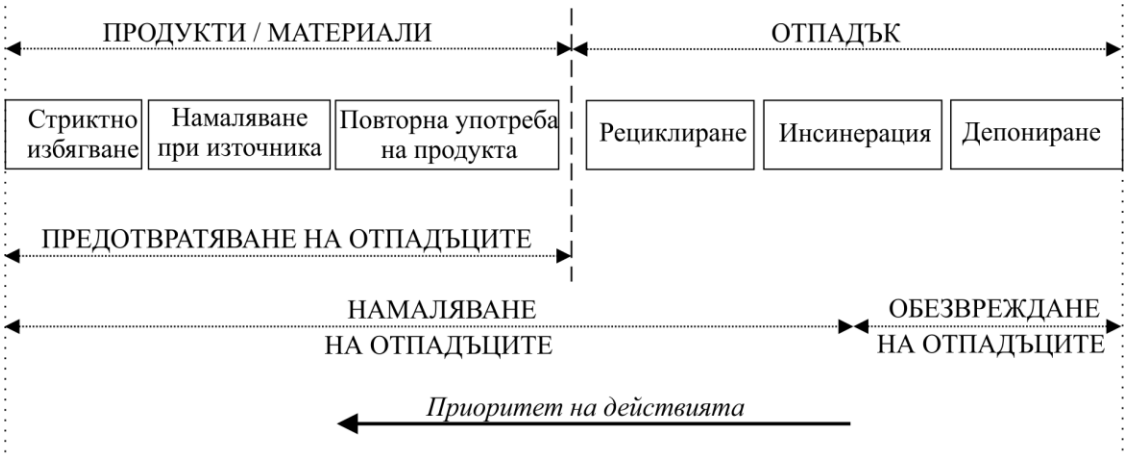
- отпадъци от строителство – производствени отпадъци, образувани в резултат на процеса на строителство;
- отпадъци от разрушаване – потребителски отпадъци, образувани в резултат на процеса на разрушаване (премахване).

В Директива 2006/12/ЕО на Европейския парламент и на Съвета от 5.04.2006 г. относно отпадъците са заложени две нива на степенуване на мерките за насърчаване:

- I-во ниво – предотвратяване или намаляване на генерирането на отпадъци и тяхната вредност;
- II-ро ниво – оползотворяване на отпадъците чрез рециклиране, повторна употреба, възстановяване или по друг начин с цел извличане на вторични суровини или използването на отпадъците като източник на енергия.

Двете нива на степенуване на мерките за насърчаване и приоритета на действията (мерките) са възприети и в йерархията за управление на отпадъците. Предотвратяването на образуването на отпадъци включва [8] (фиг. 5):

- стриктно избягване – пълно предотвратяване на образуването на отпадъци чрез премахване на опасните вещества или чрез намаляване на материалната или енергийната интензивност при производство, дистрибуция и потребление;
- намаляването при източника – минимизиране използването на токсични или вредни вещества, както и минимизиране консумацията на материали или енергия;
- повторната употреба на продукта – многократната употреба на продукта в оригиналната му форма, за първоначалната му употреба или за алтернатива, със или без възстановяване.



Фигура 5. Контекст на предотвратяването на отпадъците и приоритет на действията за предотвратяване и намаляване на отпадъците [8] (със знака „*“е посочено, че в държави-членки се използват различни дефиниции на термините/процесите)

В чл. 3 на Директива 2006/12/ЕО е посочено, че първото ниво се постига чрез:

- разработване на чисти технологии, които са по-щадящи при употребата на природни ресурси;
- техническо разработване и търгуване на продукти, проектирани да не допринасят, или най-малко да допринасят, поради естеството на своето произвеждане, употреба или обезвреждане за увеличаващото се количество или вредност на отпадъците и опасностите от замърсяване;
- разработване на подходящи техники за окончателното обезвреждане на опасните вещества, съдържащи се в отпадъците, предназначени за оползотворяване.

Фигура 6. Приложение на йерархия на управление на отпадъците към строителните отпадъци с акцент към предотвратяване образуването на строителни отпадъци

Предотвратяването на отпадъците е първият принцип на йерархията и е заложено като първа възможност за намаляване на тяхното въздействие върху околната среда. Прилагането на приоритетния ред на мерките предполага нарастване на целевата група, към която е насочена съответната мярка. Това означава, че предотвратяването на образуване на СО ще се реши чрез включване на лица с ниска осведоменост и притеснение по отношение на СО, които се отличават със скептичност за ефективността на индивидуалните действия. Този подход е приложим към битовите отпадъци, но не би имал същия ефект в областта на строителството, в който предотвратяването образуването на СО се осъществява при задаване качеството на строежа и при подготовка за строителство (фиг. 3). Тази дейност трябва да се осъществи от лица с голяма загриженост към околната среда, мотивирани и ангажирани да правят „правилното“, а не с популярни възгледи и нагласа за бързи и лесни действия, мотивирани от лична изгода (фиг. 6).

ИЗВОДИ

Представеният анализ показва, че процесите на строителство и на разрушаване (премахване) са различни и към тях трябва да се прилагат управленски подходи. В българските нормативни документи за отпадъците, образувани от строителство и разрушаване се използва обобщаващ термин „строителен отпадък“, който води до прилагане на разнопосочни мерки и поставяне на неефективни критерии за управление. Възприемането на строителните отпадъци като два различни вида – отпадъци от строителство и отпадъци от разрушаване – ще дефинира отговорниците за тяхното предотвратяване или намаляване и ще доведе до по-добро разбиране и прилагане на действащите нормативни документи на ЕС.

Предотвратяването образуването на СО трябва да се осъществи на етапа на проектиране, което обяснява защо в Протокола на ЕС за управление на отпадъците от строителство и разрушаване, обхващащ всички компоненти от веригата за управление на отпадъците, не се разглежда фазата на проектирането, както и изкопаването и драгирането на почви [13]. В ПУСО проектантът трябва да вземе мерки за предотвратяване и минимизиране на образуваните СО на строителната площадка или на площадката, на която се извършва премахването на строеж. Съгласно НУСОВРСМ проектантът трябва да планира за всеки строеж количества СО, отчитането на които водят до изпълнение на заложената национална цел. За да планира този процес е необходимо детайлно да познава техническите, икономическите и професионални възможности на строителя, като едновременно с това задължи строителя да произведе необходимото количество „строителен отпадък“. За да се избегне това противоречие е целесъобразно под „предотвратяване образуването на строителни отпадъци“ да се разбира проектиране на строежи с недопускане влагането на строителни материали, съдържащи опасни вещества, влагане на строителни продукти, които са с минимално количество на вложените материали и енергия, както и проектиране на дизайна на строителни продукти, които да могат да се използват многократно. Уместно е управлението на строителните отпадъци да се отнася само за отпадъци от разрушаване, вкл. като част от реконструкция, с прилагане на регулаторни, икономически, образователни и информативни инструменти.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Skoyles E.R., J.R. SkoylesWaste Prevention on Site London, Mitchell (1987).
[2] Osmani M., Construction Waste Minimization in the UK: Current Pressures for Change and Approaches, Procedia - Social and Behavioral Sciences, 40, 2012, 37-40.“ .
[3] Закон за управление на отпадъците, обн. ДВ бр. 86 от 30.09.2003 г., заменен с нов ДВ бр. 53 от 13.07.2012 г. посл., изм. и доп. ДВ. бр.53 от 26.06.2018 г.
[4] Директива 2008/98/ЕО на Европейския парламент и на Съвета от 19.11.2008 г. относно отпадъците и за отмяна на определени директиви (https://eur-lex.europa.eu/legal-content/BG/TXT/PDF/?uri=CELEX:32008L0098&from=BG).
[5] Наредба за управление на строителните отпадъци и за влагане на рециклирани строителни материали, приета с ПМС № 277 от 05.11.2012 г.; заменена с нова с ПМС № 267 от 05.12.2017 г.; обн. ДВ. бр.98 от 08.12.2017 г.
[6] Национален стратегически план за управление на отпадъците от строителство и разрушаване на територията на Р. България за периода 2011-2020 г. (https://moew.government.bg/static/media/ups/tiny/file/Waste/cdw/NSPUOSR-final.pdf (посетен на 30.06.2018 г.).
[7] МОСВ, Ръководство за управление на строителните отпадъци на територията на Република България, 59 стр.“ .
[8] Европейска Комисия. Ръководство за разработване на програми за предотвратяване на образуването на отпадъци.
[9] МОСВ, Национален план за управление на отпадъците 2014-2020 г., декември 2014 г., https://www.moew.government.bg/static/media/ups/tiny/file/Waste/NACIONALEN_PLAN/_/NPUO_2014-2020.pdf (посетен на 30.06.2018 г.).
[10] Juran J.M., F.M. Gryna, Juran’s quality control handbook, 4th Ed ,McGraw-Hill, New York, 1988, 1774 p. .
[11] Ross J.E., Total Quality Management: Text, Cases and Readings, St. Lucie Press, 1993, 325 p.
[12] Kirby, J.G., Furry, D.A. and Hiks, D.K. Improvements in design review management, Journal of Construction Engineering and Management, 114(1), 1988, 69-82.“ .
[13] „Европейска комисия, Протокол на ЕС за управление на отпадъците от строителство и разрушаване, септември 2016, 67 стр. https://ec.europa.eu/docsroom/documents/20509/attachments/1/translations/en/renditions/pdf (посетен на 30.06.2018 г.).

ШИРОКОМАЩАБНО ПРИНТИРАНЕ В АРХИТЕКТУРАТА: МОТИВАЦИЯ И ПРЕДИЗВИКАТЕЛСТВА

Орли Талйосеф[1]

LARGE SCALE PRINTING IN ARCHITECTURE: MOTIVATION VS CHALLENGES

Orly Talyosef[1]

Abstract:
Additive manufacturing of concrete (AMoC) also known as 3D printing (3DP) is an advanced manufacturing technology for building and construction (B&C) without any molds. The main advantage of this method, regarding the traditional technique, is creating complex geometries. This automated manufacturing process has been applied successfully to various industrials domains such as aerospace, automobile, medical, jewelry and etc. A more recent application of this AMoC is to improve traditional architecture and building industry. In this process, the drawing made in the CAD software is approximated by triangles and sliced containing the information of each layer that is going to be printed. It causes the slice not to be fully fitted to the model plan. Additionally, there are causes in the mid print process and in the post process that prevents AMoC from replacing traditional building technology. This article, a Qualitative research method, summarizes all Large-scale 3D printing technology methods in Architecture and Building and Construction (A&B&C) Fields as follows: Contour crafting, D-shape and Concrete printing. This paper explores the motivation and challenges of AMoC versus the traditional building technique.

Keywords:
Additive Manufacturing of Concrete (AMoC), 3D Printing (3DP), Concrete Printing, D-Shape, Contour Crafting, Architectural Design, Computer-aided Design (CAD), Building and Construction (B&C), Architecture.

1. INTRODUCTION

Since the 1990s, technologies have been developed to manufacture solid objects through robotized deposition in stone-like materials without molds, on a scale that is relevant to buildings. A variety of deposition strategies, robots, printer heads, and materials have been used [1]. The construction industry continues to have a higher rate of fatality, injury and illness of construction workers. This compels to increase workplace safety [2]. The construction industry has traditionally relied on specifications and two-dimensional (2D) drawings to convey material

[1] Orly Talyosef, PhD student, Department of Architecture and Urban studies, Faculty of Architecture;
Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, Varna, Bulgaria / Lecturer Faculty of Architecture, Ariel University Israel,
e-mail: orlyt@ariel.ac.il

properties, performance details, and locational information – using small-scale models to create the object for evaluation as part of the design process. Increasingly, specifications and 2D drawings are being replaced by three-dimensional (3D) modeling in the virtual environment of building information modeling (BIM). An alternative to 3D modeling is the use of advanced 3D solid modeling techniques in combination with digital fabrication methods. In the digital fabrication process, the 3D objects are ‘sliced' and represented as a series of 2D layers, with layer-based methods sequentially adding each layer to build up the desired object. It is the selectivity and control of the material that enables the freedom to build any desired geometry, which is the fundamental advantage of these processes [3]. 3D printing shows its efficiency and benefits in various industrial sectors such as aerospace, automobile and medical. It continues to grow with the addition of new technologies, methods, and applications [2]. This paper will highlight the benefits of 3D printing technology for the B&C industry as well as the many challenges it faces.

1.1. CURRENT existing methods for AM processes in Construction

Over the years there were some entities from different places in the world that explores and develops the 3D printing for B&C. Nowadays; developments are going so fast that any research of existing techniques and examples is out-of-date almost as soon as it is published. Research interest in employing 3DP in the B&C industry has exponentially growth between the years 1997-2016 as shown in Figure 3. That includes journal articles and conferences. From 2009 onwards, articles publications is growing faster that conferences which demonstrates a more comprehensive work in the architecture and construction industry [2].

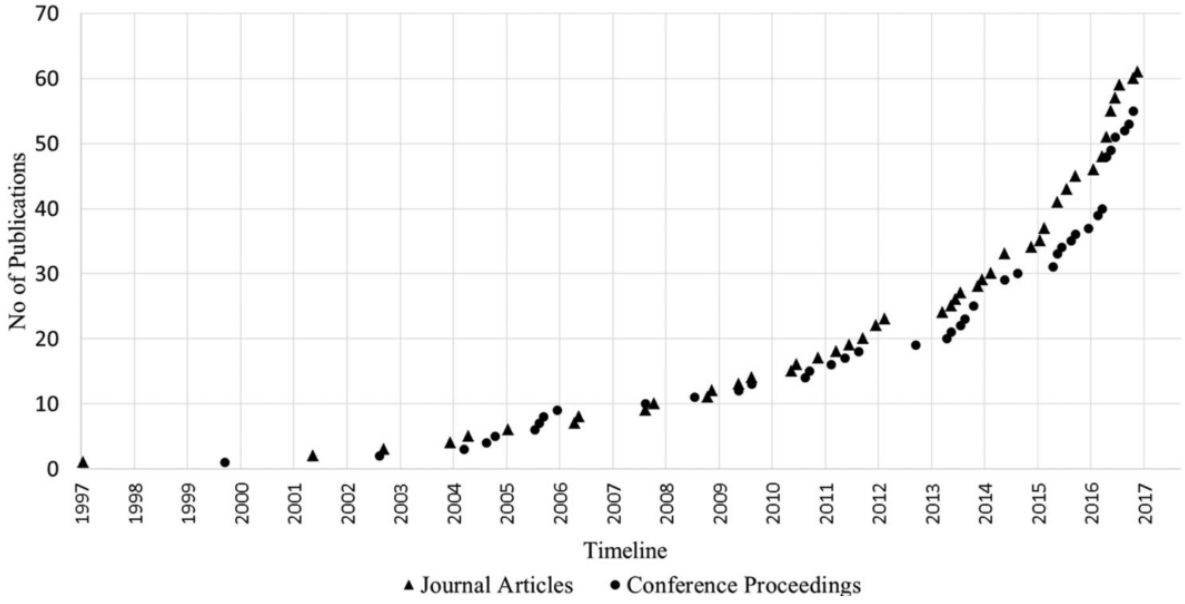


Figure 1. Trends of publication output over the years [2]

Currently, in the B&C field, there are main large-scale processes targeted at construction and architecture in the public domain, namely: Contour crafting developed by Dr. Behrokh Khoshnevis, D-shape developed by Enrico Dini and Concrete printing developed by the Loughborough University. All three methods have proven the successful manufacturing of components with significant size and all are suitable for construction or architectural applications. The deposition head mounting is the frame, robot or crane mounted [4] [5].

Existing research and practice related to AM processes in Construction.

	Contour Crafting	Concrete Printing	D-Shape
Process	Extrusion	Extrusion	3D Printing
Use of mould	*Yes* (Becomes a part of component)	*No*	*No*
Build material	• Mortar mixture for mould • Cementitious material for build	In-house Printable Concrete	Granular material (sand *I* stone powder)
Binder	None (Wet material extrusion and backfilling)	None (Wet material extrusion)	Chorline-based liquid
Nozzle diameter	15 mm	9–20 mm	0.15 mm
Nozzle number	1	1	6 300
Layer thickness	13 mm [21]	6– 25 mm	4–6 mm
Reinforcement	*Yes*	*Yes*	*No*
Mechanical properties	*Tested* with zero degree (0°) of layer orientation, which means the force was given *from the top* of the printed surface		
Compressive strength	unknown	100 110 MPa	235 242 MPa
Flexural strength	unknown	12–13 MPa	14–19 MPa
Print size	>1 m dimension	>1 m dimension	>1 md dimension
Pre *I* Post processing	• Reinforcement *per* 125 mm vertically • Backfill the mould with a cementitious material per 125 mm height	• Reinforcement after printing	• Compression of the powder for next layer by a roller with light pressure prior to the deposition • Removal of unused material

Figure 2. Existing research and practice related to AM process in Construction [5]

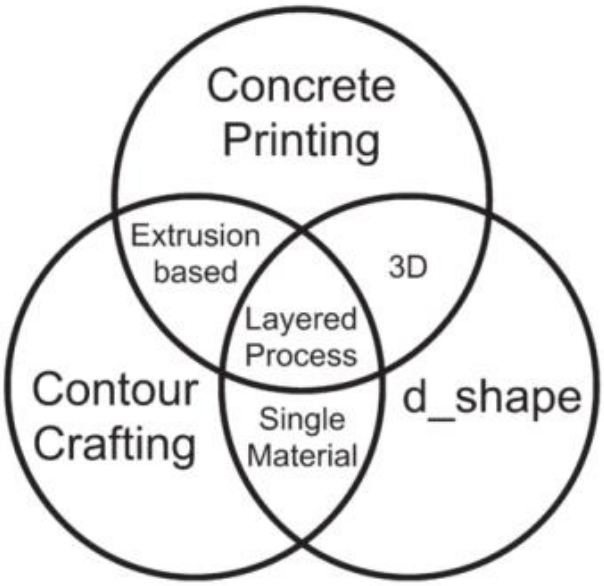


Figure 3. Similarities between the processes [5]

2. MOTIVATION AND CHALLENGES OF 3D PRINTING IN THE ARCHITECTURE AND CONSTRUCTION INDUSTRY

2.1. MOTIVATION

Three- dimension printing has several significant advantages in the B&C industry as well as major challenges to deal with over traditional construction methods. There is growth in the researchers' group and in articles that are trying to solve those challenges, but still, there is a lot to explore in the pre-process, mid print and the post process stages.

2.1.1. DESIGN freeform architectural design

3DP offers the possibility of creating, in a short timeframe, a complex 3D objects with fine details, from different materials without molds or milling. that are impossible to be obtained through any other existing technology [6]. Architects and engineers have limited their designs to standardized shapes and parts to smooth or reduce the construction time. When a unique part is needed for a project, it takes more than just the design to make it a finished product [7].

2.1.2. CUSTOMIZATION

3D printing is very economical in the manufacturing of precisely customized parts on demand [8]. The benefits of being able to print elements on demand eliminate the need for inventory [7].

2.1.3. WORKER safety

The construction industry has started looking to mitigate current challenges such as worker safety in extreme environments, decreases in skilled workforce availability, and a waste of materials [7]. The labor involved, particularly for in-Situ cast concrete and the placement of reinforcement still require physically demanding labor, particularly when bespoke geometries needed. This results in personal health issues of construction workers that should be avoided as much as possible, particularly with an aging workforce as in many developed countries [1]. A solution used to address such issues has been the off-site fabrication, where parts and assemblies are delivered to and assembled on-site, reducing the amount of on-site labor [7].

2.1.3. SKILLED workforce safety

Recruit a workforce with the necessary skills (e.g., experienced carpenters, heavy equipment operators, welders, and fabricators) is not an easy task for contractors. The use of AM in construction should lower the demand for skilled craft while at the same time opening new opportunities for jobs with different skill sets [7].

2.1.4. SAVING time and materials

In the field of construction virtually every wall, floor, panel, partition, structure, and facade is unique in dimension, which means either standard-sized materials are cut down to fit, or bespoke molds are created to form each component. There is a certain cost-based opportunity to save time and materials by reducing waste and the need for formwork making [5]. Building with these techniques could significantly accelerate the speed of finishing construction projects and reduces cost and materials [9].

2.1.5. GREEN environment

Another critical advantage of creating objects using 3D printing technology instead of traditional manufacturing methods is the waste reduction. As the construction material is added layer after layer, the waste is almost zero, and during the production, it is used solely the material needed for obtaining the final object. On the other hand, in the traditional manufacturing processes, based on subtractive techniques, the manufactured product is made through cutting or drilling an initial object, thus leading to a substantial loss of material [10].

2.1.6. OPERATING cost

Moreover, since the additive manufacturing is a computer-controlled technique and no formwork is required, it reduces the necessary amount of human interaction and requires a low level of expertise for the operator. Therefore, the costs of operating these 3D printers are significantly lower in comparison to the traditional way of manufacturing [7] [11] [12].

2.1.7. REMOTE printing

The advantages of this technology are not limited only to manufacturers, but also to end-users. The customers also have the possibility of printing items in remote locations taking into account the fact the Internet is nowadays widespread and in some countries is even a legal right of the citizen [12].

2.1.8. OUTSOURCING of design/manufacturing

A significant advantage of 3-D printing is the separation of product design from manufacturing capabilities. Since design and manufacturing can be easily outsourced to 3D printing, designers can contract with firms to produce, ship, and collect proceeds for goods based on their models. Alternatively, a consumer can download a CAD software design for a replacement part online and then download and print the part on his/her 3-D printer [13].

2.2. CHALLENGES

Notwithstanding the potential benefits, 3D printing in B&C faces several challenges as follows:

2.2.1. SHAPE optimization

Optimization of the design space is the ability to fill the interior part of the object in practically infinite ways. The design space is any area of the model that can include the boundaries as well as the interior of the model. Optimizing the design space is a serious problem. The goal of this process is to find the best way to fill in the design space with material that optimizes specific design parameters including strength, mass, and volume. The two approaches that are commonly used to find the best allocation of the material area are **a.** ‘Cellular structures,' that fills the design space of the model with geometric shapes such as honeycombs, lattices, and other repeatable shape elements. The number of structures cells that fill a space could be in the thousands or even tens of thousands. **b.** ‘Topological optimization’(TO) is a mathematical approach, lays out the material in the design area, based on a set of physical variables and constraints of the design space (e.g., loads, boundary conditions, mass and volume budget, material drying time). If the topology analysis is inaccurate, the optimization may not work correctly [14] [15]. XtreeE optimized an element by inserting voids where a material is not needed for structural purposes [7].

2.2.2. STL slicing

The STL file was created in 1987 by 3D Systems Inc. It is also called Standard Tessellation Language. The 3D virtual model is being cut on the horizontal plane. The most popular method of slicing is uniform slicing, usually called 2.5D contours, which means that each layer has the same thickness regardless the geometry. This method of slicing created two major challenges that appear on curved geometry: staircase effect caused by layer thickness and containment issue caused by the tessellation process on the horizontal plane that makes some of the triangles in or out the geometry- the smaller the triangles, the closer to reality. These challenges are the reason for poor surface quality as well as inaccuracy [14] [16]. To reduce this inaccuracy, the technique for a feature that has a small radius in relation to the dimension of the part is to create STL files separately and to combine them later. The dimension in z-direction should be designed to have a multiple of the layer thickness value [16]. Lim et al. examined new algorithms by Grasshopper – a plugin of Rhinoceros®. The method was evaluated with the 3D Concrete Printing process developed at Loughborough University. The designer can change a layer thickness and printing path, after the layers and paths are created, according to the boundary conditions and geometric shape by simply adjusting parameters interactively. Because its path generator does not rely on a single mathematical algorithm or solution, it has few limitations in terms of slicing and generating printing paths. The results were: better surface quality, shorter printing time and higher surface strengths [17].

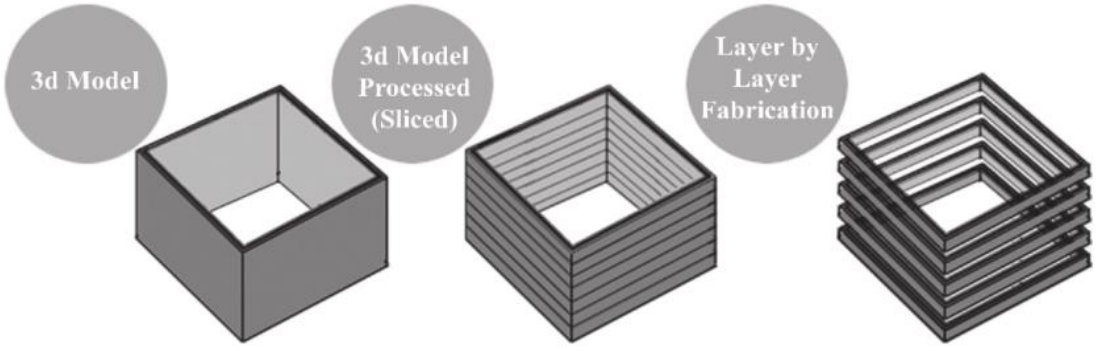


Figure 3. Additive manufacturing (AM) process [18]

2.2.3. QUALITY and reliability

To assure quality and reliability of printed materials, the primary objective is to minimize the gap between a CAD model and the corresponding manufactured part [19]. For that, real-time monitoring of environmental, material, and geometrical properties such as temperature, cooling rate, viscosity, defects, and dimensions of the material should be made. Further work is needed to correlate these factors, as measured during printing, to expected mechanical properties and performance of the finished product. Without sufficient data, it is unclear how imperfections or variations due to inaccuracy during construction would affect the performance of structures produced using AM [7].

2.2.4. PRE-PROCESSING and post-processing

The model in the CAD software must be pre-processed before being passed to the printer as a series of instructions for how to construct the part. A CAD model can be approximated using planar triangles via tessellation. There may be accuracy issues in the final part, especially in curved surfaces and errors via redundant triangles, missing geometry, and misaligned facets. Once the part is printed, it requires post-processing actions as to remove supports, improve surface quality (grinding or plastering), or finalize specific features leading to a further increase in the post-processing costs [20] [14] [21] [2].

2.2.5. SCALING effects

The objective is a scaling-up of a desktop 3D printer to the size of a building site. At this time such techniques are not sufficiently developed for industrial application but have succeeded in producing wall elements under laboratory conditions [22]. Recent developments in scaling up a process to create complex construction scale components were presented and discussed the development of the approach and preliminary components have been manufactured with different nozzle diameters [23].

2.2.6. THIXOTROPY - behavior of material

Thixotropy defined as a decrease in viscosity when shear is applied. The material thixotropic is essential since, in 3DCP, the material needs to be pumped and at the same time gain strength to carry the load from the next layer [8]. During the flow of material deposition, it may happen to have ‘Over-printing’ or ‘Under-printing.' ‘Over-printing' is when too much material is deposited at a specific point, leading to unnecessary bulging of the printed part. ‘Under-printing’ is when there is a lack of deposited material at a point, which may cause breakage during printing [2]. Another issue is hydration of concrete with time. The hardening properties of concrete make it hard to extrude the concrete. Once the bulk amount of concrete is ready for 3D printing, in the beginning, the printing quality is considered to be good, but with time hydration process accelerates and matrix becomes harder and hard to pump (changing plastic to setting state). Over time, some water may also be lost due to evaporation from the mix leading to reduced printing quality. As a result, concrete layers and interfaces of more inferior quality might have been created in the upper layers than the bottom layers that were printed much earlier. Apparently, this phenomenon is valid when the object is larger and printing time is longer [11].

2.2.7. MULTIPLE materials: Modeling and printing stages

3D printers can use a variety of materials for homogenous parts. The two significant obstacles to printing with multiple materials are the modeling and the manufacturing stages. There are suggestions on how to model a heterogeneous part, but each method has its benefits and problems. One of the solutions is to model with Voxels, but the main disadvantage of that is the accuracy of model tessellation resulting from Voxel resolution.

Printing with multiple materials can offer many complications that need to be accounted for in the modeling and manufacturing. The more complicated the data for printing is, the more complicated the processing becomes. Even if the printer can print with multiple materials, there is need to assure that all the materials react well [14].

2.2.8. FLAT-LAYERED printing Vs Curved-layered printing

There are two methods of AM printing: Flat-layered printing and Curved-layered printing. Flat-layered printing is a typical AM process method that prints on 2D plane layer-by-layer to the desired volume. To achieve desired accuracy and resolution, particularly on curved surfaces, more layers are required within the same height. This cause more time-consuming, anisotropy property and staircase effect on the surface. Curved-layered printing is printed on a non-planar layer which means the printing nozzle should be positioned perpendicular to the target surface, regardless of the degree of curvature. This process provides much less stair-effect, It avoids stair-effect at least for one direction [17].

2.2.9. PRINTED object properties

Objects produced with additive manufacturing may have the same geometries as traditionally manufactured objects, but they typically have different material properties. For example, metal parts formed by sintering have a different microstructure than parts milled from metal bulk [24]. Other differences may emerge from flaws in the additive process: Stress concentrations often exist at the junction of two layers. There may be voids between layers. Layers may not cure uniformly. The bottom line is that although it is now easy to print out a copy of a turbine blade, printing a blade to look exactly like the real machined artifact does not guarantee its functionality in operation [25]. Another point to be the issue is getting sufficient robustness and ductility for structural applications. One approach is the concrete bench presented in Lim et al. (2012) has hollow sections over the height of the object. Post-tensioning prestress bars are fed through them after printing. This strategy is also commonly applied in a variety of concrete structures and introduces stiffness and tensile capacity. Another approach is developing a fiber-reinforced printable concrete with sufficient ductility and tensile strength [1].

2.2.10. ANISOTROPY

One of the main disadvantages of 3DP structures is that they carry both isotropic and anisotropic properties when oriented in different directions unlike in casted specimens where the properties of a material are evenly distributed in all directions. Anisotropy may occur both in the bulk material and as a consequence of interface properties of the different interfaces. The extent of anisotropy is yet unknown. The reasons that can lead to this are laying layers of concrete on one on another while during the process are given concrete layers with different physical properties resulting from the printing time gap between the layers. Besides, there are differences in the conditions between the inner and outer sides of the printed wall. There is a difference that results from height differences in the printing base, changes resulting from different angles of interfaces between different layers, changes resulting from printing curves. It recognizes that in 3D printing, design, material, process, and product are all strongly interdependent. In 3DCP, this interdependency is even more pronounced for two reasons. Firstly, the slow setting reaction in the printed concrete results strong interaction with the applied print parameters and strategy such as print speed, pump pressure, filament stacking, etc. Secondly, the concrete itself is not a single fixed material but can have a wide range of compositions that may be more or less suitable to the printing process and the required end product performance properties. Thus, a print strategy cannot be chosen independently from design, material, or (desired) end product considerations. The design of a product influences the end product properties, or the process and material parameters have to be adjusted to avoid this [1] [2]. Some researchers explored the directional properties of 3D printed concrete with the addition of reinforcement, like nanostructured and

short Glass fibers, to improve its mechanical and wear resistance properties to unveil anisotropic property of printing process. There have been improvements, but still, a lot of development has to be done to reduce anisotropic nature of the 3DCP process [26]. Since the final product is constructed layer-by-layer, the material compatibility is higher in the horizontal direction compared with the vertical direction. The tensile strength in the vertical direction is related to the bond strength between the successive layers. The layered concrete may create weak joints and reduce the load bearing capacity under compressive, tensile and flexural action that requires stress transfer across or along these joints [11]. Obtaining sufficient consistency in quality for different designs, printed from different material badges under varying conditions, still needs to be proven. It is likely this will first require improvement of the existing 3DCP facilities and development of the understanding of the parameters that influence the final quality. Also, data will need to be collected for 3D printed concrete on some common characteristics, such as shrinkage and creep, to compare the printed material to the concrete commonly applied. Furthermore, connection methods need to be developed to join printed elements together [1].

2.2.11. SURFACE finish

One of the most prominent limitations is the issue of surface finish. The primary contributing factor to poor surface finish in AM processes is the stair-stepping effect. It occurs because of the geometric approximation of curved surface profile using layers of uniform thickness [10]. To reduce the stair-stepping effect, reducing layer thickness is proposed but reducing the layer thickness will adversely affect the speed of the process as well as the properties of the part produced[27]. To address this issue, Brajlih et al. developed a method for measuring achievable speed and accuracy of AM technology. This tool is useful in comparing achievable speed and level of accuracy from any AM machine but still not much achieved [28].

2.2.12. PROCESS and material based issues

Printing process, as well as materials, offers their challenges for 3D printing. There is a need for maintenance of the 3D printer as well as the materials. Otherwise, it may produce a mistaken geometry of the part.

2.2.12. PROCESS based issues

The printer head that pushes material out through the nozzle is sensitive to fillings and can affect the mid printing process. Because the ink heads have a fixed size, the part resolution and construction time are directly affected by the nozzle diameter [14].

2.2.13. MATERIAL based issues

Materials have to be stored carefully. Solid materials and even powders have to be stored in low humidity terms. Materials also have a shelf life. After expiry date of material, the 3D printing quality is not assured [14].

2.2.14. CO_2 footprint

When we see and feel the changes resulting from global warming, greenhouse gases emission into the atmosphere is a topic to consider. Concrete is the most used for building for his properties- strong, cheap, durable, fire resistant, availability in most countries and can be applied in any shape. However, the production of the cement includes burning of slag in the kiln and therefore concrete production it’s an energetic process that causes significant global CO_2 pollution (about 5%) [1].

3. DISCUSSION

3D printing, also called digital fabrication, has been existence for over 30 years and after the expiration of the patent. 3D printing in the B&C field is opening new manufacturing possibilities and unique capabilities. The main advantage of AMoC is creating intricate shapes

that cannot be produced in the traditional construction method. Architects can achieve more freedom to create intricate designs. Topology optimization allows architects and engineers to rethink their design based on added functionality. The buildings are designed and built by computer. Sophisticated forms can be produced without affecting the complexity and productivity during the automated construction process. However, this technology is still an emerging technology that need more research. To make 3D printing technology to be used and be popular in the B&C industry, it requires further advancements in research including shape optimization, quality and reliability and anisotropy development research. Furthermore, it needs more accuracy of the printing product to the model and printer-work autonomously and also surface finish improvement, repeatability and speed increase. Beside this, worker-safety is a significant factor to take into account. The construction industry continues to have a higher rate of fatality, injury, and illness rather than any other sectors and therefore needs to deprive from the worker to work in a potentially dangerous task. 3D printing has the potential to revolutionize the construction industry. It requires from Architects, engineers and builders in the construction industry to be ready to innovate and to adopt new construction methods. 3D printing technology for B&C can solve all the challenges facing today, but still, mentioned issues above need to be resolved before AM can compete with the traditional method.

REFERENCES

[1] F. Bos, R. Wolfs, Z. Ahmed, and T. Salet, “Additive manufacturing of concrete in construction: potentials and challenges of 3D concrete printing,” *Virtual Phys. Prototyp.*, vol. 2759, no. October, pp. 1–17, 2016.

[2] Y. W. D. Tay, B. Panda, S. C. Paul, N. A. Noor Mohamed, M. J. Tan, and K. F. Leong, “3D printing trends in building and construction industry: a review,” *Virtual Phys. Prototyp.*, vol. 12, no. 3, pp. 261–276, 2017.

[3] R. A. Buswell, R. C. Soar, A. G. F. Gibb, and A. Thorpe, “Freeform Construction: Mega-scale Rapid Manufacturing for construction,” *Autom. Constr.*, 2007.

[4] M. A. Evans and R. Ian Campbell, “A comparative evaluation of industrial design models produced using rapid prototyping and workshop-based fabrication techniques,” *Rapid Prototyp. J.*, vol. 9, no. 5, pp. 344–351, Dec. 2003.

[5] S. Lim, R. A. Buswell, T. T. Le, S. A. Austin, A. G. F. Gibb, and T. Thorpe, “Developments in construction-scale additive manufacturing processes,” *Autom. Constr.*, vol. 21, no. 1, pp. 262–268, 2012.

[6] A. Kazemian, X. Yuan, E. Cochran, and B. Khoshnevis, “Cementitious materials for construction-scale 3D printing: Laboratory testing of fresh printing mixture,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 145, pp. 639–647, 2017.

[7] D. D. Camacho *et al.*, “Applications of additive manufacturing in the construction industry – A forward-looking review,” *Autom. Constr.*, vol. 89, no. October 2017, pp. 110–119, 2018.

[8] S. C. Paul, Y. W. D. Tay, B. Panda, and M. J. Tan, “Fresh and hardened properties of 3D printable cementitious materials for building and construction,” *Arch. Civ. Mech. Eng.*, vol. 18, no. 1, pp. 311–319, 2018.

[9] Z. Malaeb, H. Hachem, A. Tourbah, T. Maalouf, N. El Zarwi, and F. Hamzeh, “3D Concrete Printing: Machine and Mix Design,” *Int. J. Civ. Eng. Technol.*, vol. 6, no. April, pp. 14–22, 2015.

[10] D. Dimitrov, K. Schreve, and N. De Beer, “Advances in three dimensional printing - state of the art and future perspectives,” *Rapid Prototyp. J.*, vol. 12, no. 3, pp. 136–147, 2006.

[11] S. Rahman, T. Molyneaux, and I. Patnaikuni, “Ultra High Performance Concrete (UHPC): applications and research,” *Aust. J. Civ. Eng.*, vol. 8353, no. August, pp. 12–20, 2004.

[12] Bassoli E Gatto A Iuliano L Grazia Violante M, “3D printing technique applied to rapid casting,” *Rapid Prototyp. J.*, vol. 13, no. 3, pp. 148–155, 2007.
[13] M. Hlavn, “3-D Printing: The Next Industrial Revolution,” *Appl. Des.*, no. March, pp. 22–23, 2014.
[14] W. Oropallo and L. A. Piegl, “Ten challenges in 3D printing,” *Eng. Comput.*, vol. 32, no. 1, pp. 135–148, 2016.
[15] J. Robbins, S. J. Owen, B. W. Clark, and T. E. Voth, “An efficient and scalable approach for generating topologically optimized cellular structures for additive manufacturing,” *Addit. Manuf.*, vol. 12, pp. 296–304, 2016.
[16] K. V. Wong and A. Hernandez, “A Review of Additive Manufacturing,” *ISRN Mech. Eng.*, vol. 2012, pp. 1–10, 2012.
[17] S. Lim, R. A. Buswell, P. J. Valentine, D. Piker, S. A. Austin, and X. De Kestelier, “Modelling curved-layered printing paths for fabricating large-scale construction components,” *Addit. Manuf.*, vol. 12, pp. 216–230, 2016.
[18] B. Zareiyan and B. Khoshnevis, “Effects of interlocking on interlayer adhesion and strength of structures in 3D printing of concrete,” *Autom. Constr.*, vol. 83, no. July, pp. 212–221, 2017.
[19] D. I. Wimpenny, P. M. Pandey, and L. J. Kumar, *Advances in 3D Printing & Additive Manufacturing Technologies*. 2017.
[20] I. Gibson, D. W. Rosen, and B. Stucker, “Additive manufacturing technologies: Rapid prototyping to direct digital manufacturing,” *Addit. Manuf. Technol. Rapid Prototyp. to Direct Digit. Manuf.*, pp. 1–459, 2010.
[21] P. Delfs, M. T̈ows, and H. J. Schmid, “Optimized build orientation of additive manufactured parts for improved surface quality and build time,” *Addit. Manuf.*, vol. 12, pp. 314–320, 2016.
[22] A. Perrot, D. Rangeard, and A. Pierre, “Structural built-up of cement-based materials used for 3D-printing extrusion techniques,” *Mater. Struct.*, pp. 1213–1220, 2016.
[23] S. S. Uppala and M. R. Tadikamalla, “A Review on 3D Printing of Concrete-The Future of Sustainable Construction,” *i-Manager’s J. Civ. Eng.*, vol. 7, no. 3, pp. 49–62, 2017.
[24] K. T. C. W, “Rethinking Additive Manufacturing and Intellectual Property Protection,” *Res. Manag.*, vol. 57, no. 5, pp. 35–42, 2014.
[25] Cohen, W.M., Nelson, R.R. and Walsh, J.P., “Protecting Their In tellectual Assets: Appropriability Conditions and Why U.S. Manufacturing Firms Patent (or Not),” *Work. Pap. 7552, Natl. Bur. Econ. Res.*, 2000.
[26] B. Panda, S. Chandra Paul, and M. Jen Tan, “Anisotropic mechanical performance of 3D printed fiber reinforced sustainable construction material,” *Mater. Lett.*, vol. 209, pp. 146–149, 2017.
[27] D. S. A. C, “Description and Modeling of the Additive Manufacturing Technology for Aerodynamic Coefficients Measurement,” *Strojniški Vestn. – J. Mech. Eng.*, vol. 58, no. 2, pp. 125–133, 2012.
[28] B. T. T. T. D. I. V. B. H. M. et. Al., “Possibilities of Using Three-Dimensional Optical Scanning in Complex Geometrical Inspection,” *Strojniški Vestn. – J. Mech. Eng.*, vol. 57, no. 11, pp. 826–833, 2011.

ПРИЛОЖЕНИЕ НА СЪВРЕМЕННИ ТЕХНОЛОГИИ ЗА МОНИТОРИНГ НА ПРОТИВОПОЖАРНИ ВОДОСНАБДИТЕЛНИ СИСТЕМИ

Ангел Ушев[1]

APPLICATION OF CONTEMPORARY TECHNOLOGIES FOR MONITORING OF FIRE WATER SUPPLY SYSTEMS

Angel Ushev[1]

Abstract:
In the article it's emphasized that fire water supply systems are vital, creating a web of fire safety everywhere. It's proved that electronic monitoring technology for fire water supply systems ensures systems readiness, when we need them and warns the specialized authorities when the fire extinguishers are activated for use. It's stated that monitoring system provided near-time data used to enhance hydraulic models and decision-making by replacing dated information with dynamic data.

Keywords:
Fire Water Supply Systems, Monitoring, Hydraulic Models, Telemetric Fire Hydrants.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Очертаващото се глобално затопляне и резките промени в климатичните условия са основни фактори, определящи картата на природните катаклизми в следващите десетилетия и на първо място опасността от възникване на пожари. Както в световен мащаб, така и в нашата страна обществото търпи огромни загуби на човешки и материални ресурси, причинени от пожари. Световната статистика показва, че ежегодно на нашата планета възникват повече от 6 млн. пожара или на всеки 5-6 секунди възниква пожар. Всяка година при пожари загиват повече от 50 хил. души и се травмират повече от 6 млн.

Като основно средство за гасене на пожари се използва водата. Тя има висока топлопоглъщаемост и термоустойчивост, която в значителна степен превишава тази на други негорими течности, като тетрахлорметана, етилбромида и др. Едва при температура, по-висока от 1700°C, водните пари практически се разлагат на водород и кислород. Гасенето с вода на повечето материали (дървесина, пластмаси, каучук и др.) е безопасно, тъй като температурата им на горене не превишава 1250÷1300 С.

[1] Ангел Ил.Ушев, докторант, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна, к.к. „Чайка”, ул. „Янко Славчев” 84, *e-mail*: tonitex@abv.bg;
Angel Il. Ushev, PhD Student, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, 84 Yanko Slavchev Str., 9007 Varna, Bulgaria; *e-mail*: tonitex@abv.bg.

Водата не влиза в реакции с повечето твърди и течни горими вещества. При попадане на водата върху повърхността на горящите материали, тя ги охлажда, като известно количество от нея се изпарява. При това водата, която има висока скрита топлина на парообразуване отнема от горящите материали или нагретия дим голямо количество топлина.

Ето защо загубите на вода във водопроводните мрежи и особено скритите и явни течове, водещи до падане на налягането на вода в противопожарните водоснабдителни мрежи и хидранти, могат непосредствено да повлияят върху способността и надеждността за гасене на пожар и могат да предизвикат загуби на материални ресурси и човешки жертви.

В представената статия се изследва възможността за създаването на система за непрекъснат мониторинг на налягането в противопожарните системи, като условие за актуализиране състоянието, както и способността и надеждността им при пожарогасене.

2. МОНИТОРИНГ НА ПРОТИВОПОЖАРНИ ВОДОСНАБДИТЕЛНИ СИСТЕМИ

Мониторингът може да бъде дефиниран като:

- неделима част от текущото управление на проект;
- инструмент, подпомагащ контрола върху управлението и процеса на вземане на решения;
- описание на събития и условия в рамките на определен период от време;
- систематично събиране на достоверна, актуална и значима информация за напредъка, промените и последиците от предприеманите програмни действия.

Тези същностни характеристики на мониторинга го определят като един от най-важните компоненти от управлението на Националната стратегия за управление и развитие на водния сектор в Република България и Плана за действие в краткосрочна (2013-2015 г.), средносрочна (2016-2021 г.) и дългосрочна (2022-2037 г.) перспектива. Основавайки се на тази методология, мониторингът и оценката за изпълнението на настоящата Национална стратегия предполагат следната последователност от действия:

1. Избор на критерии и показатели за мониторинг и оценка;
2. Мониторинг на изпълнението;
3. Съпоставка на постигнатото с целевото състояние;
4. Предлагане и предприемане на коригиращи действия.

Мониторингът също така следва да идентифицира възникващи проблеми, факторите, които ги обуславят и да подсказва възможни мерки и решения на тези проблеми.

Мониторинга обхваща ключови елементи на експлоатационната и съответно финансовата ефективност и устойчивост (непрекъснато обслужване, технически характеристики на водата, управление на потребностите от вода, повишаване на капацитета, финансови потоци). За да се достигнат устойчиви ниски нива на аварийност, краткосрочните дейности трябва да се интегрират с визия, стратегия и план за действие за поетапно прилагане на дългосрочното управление на активите. [2] Особено внимание трябва да се обърне на интегрирането на намаляването и контрола на аварийността, като рутинни дейности от организацията на работата на ВиК дружествата и включването им към една цялостна стратегия за управление на активите.

Непрекъснатият мониторинг на процеса на водоснабдяване позволява на операторите да намерят решение на повечето проблеми, които могат да възникнат, и в същото време да поддържат нормални функционални параметри на системите за пожарогасене. Решенията за мониторинг включват автоматизация и архитектури, състоящи се от система за управление в реално време, програмируеми логически контролери с основни функционални библиотеки (комуникация, настройка, измерване и др.), комуникационни системи, стандартни или специфицирани интерфейси със сензори,

захранване, измервателни устройства и др. Информационната система предоставя възможност за предотвратяване на определени събития чрез анализ и обработка на данните, което гарантира оптимизирана експлоатация на противопожарната водоснабдителна мрежа. Много от разработваните нови динамични и аналитични системни технологии са изцяло интегрирани с GIS, SCADA, интелигентни измервателни уреди, сензори и инфраструктура, за да могат операторите да оптимизират мрежовите операции и ефективността в реално време. Тези технологии могат да бъдат генерално подразделени в пет категории:

Мрежови модели в реално време

Мрежовите модели, симулиращи хидравличното поведение на мрежите и системите за пожарогасене са сред най-ефективните начини да се предвиди поведението на съоръженията при широк набор от профили на натоварване и работни условия. Моделите, базирани на закона за запазване на енергията и на кинетиката на реакцията, определят какви биха били налягането, разхода и др. характеристики на водата при дадена комбинация от системни характеристики и работни условия.

Модели за оптимизация на операциите в реално време

Моделите за оптимизация в реално време подобряват ефективността на ВиК и пожарогасителните мрежи и осигуряват по-надеждни операции при свеждане на разходите до минимум. Тези модели автоматично обработват полевата информация в реално време, като своевременно се обновяват и настройват графиците за работа на помпите и пречиствателните съоръжения, така че да изпълняват операциите с минимум разходи (като вземат предвид например профилите на пълнене на резервоарите, минималните и максимални потоци и скорости, както и общия поток на помпите).

Модели за мрежов мониторинг и детекция на аномалии

Тези модели разширяват функциите на интелигентните мрежи с възможности за предикативно прогнозиране и предварителна оценка на условията. Те позволяват на операторите да следят в реално време хидравличните показатели на мрежата и да сравняват моментната мрежова динамика с прогнозни и исторически стойности, за да идентифицират бързо неочаквани явления и проблеми и да набелязват ефективни мерки за разрешаването им. Високи нива на потока през нощта в конкретни зони на мрежата могат да са индикатор за течове, прекалено ниско налягане или прекомерно изпомпване. Спад в нивото на резервоарите за съхранение в дадена зона пък може да е показател за авария на главния водопровод. Сред аномалиите, които могат да бъдат регистрирани в реално време чрез мрежови модели, са големи отклонения в потреблението на вода, резки промени в потока, налягането и нивото, аномални хидравлични условия, причинени от течове, пробойни, аварии в резервоарите, разкъсвания на тръбни връзки, неизправности в оборудването и др.

Модели за детекция на водоснабдителни и пожарогасителни мрежи

Моделите за детекция на водоснабдителни и пожарогасителни мрежи са фундаментален напредък в мониторинга на мрежите и осигуряват възможности за навременно иницииране на мероприятия за предотвратяване или смекчаване на неприятните икономически последици и рискове за общественото здраве. Тези модели позволяват предвиждане на аварии и осигуряват достатъчно време за реакция и подготовка при настъпващи кризисни ситуации.

Модели за регистриране на събития в реално време

Този тип модели създават условия в интелигентните водоснабдителни и противопожарни мрежи да се осъществява непрекъснат мониторинг и оценка на

динамиката на техническите характеристики на потока, като по този начин позволяват на операторите да сравняват реалните резултати с регулаторните изисквания (разход, налягане, нива в резервоари и др.). Чрез идентифициране на промените в характеристиките на течението на водата в мрежата е възможно регистрирането на аномални събития. Така чрез усъвършенствани техники за разпознаване могат да бъдат разграничавани нормалните технически показатели на водата и да се отсеят фалшивите от реалните сигнали за опасност.

В статията се предлага система за мониторинг на налягането на вода във водоснабдителните и противопожарни системи, която се базира на използването на телеметрични пожарни хидранти. Телеметричният пожарен хидрант представлява стационарна точка на измерване с алармена функция, вградена във водопроводната мрежа.

На фигура 1 са представени съставните части на телеметричния хидрант:

Фигура 1. Телеметричен пожарен хидрант [1]

Телеметричният пожарен хидрант се състои от [1]:

- измервателна колона;
- устройство за обмен на данни.

Измервателната колона на телеметричния хидрант включва следните сензорни възли:

- сензор за налягане на водата във водопроводната мрежа, където е монтиран телеметричния пожарен хидрант ;
- сензор за откриване местоположението на телеметричния пожарен хидрант;
- температурен сензор.

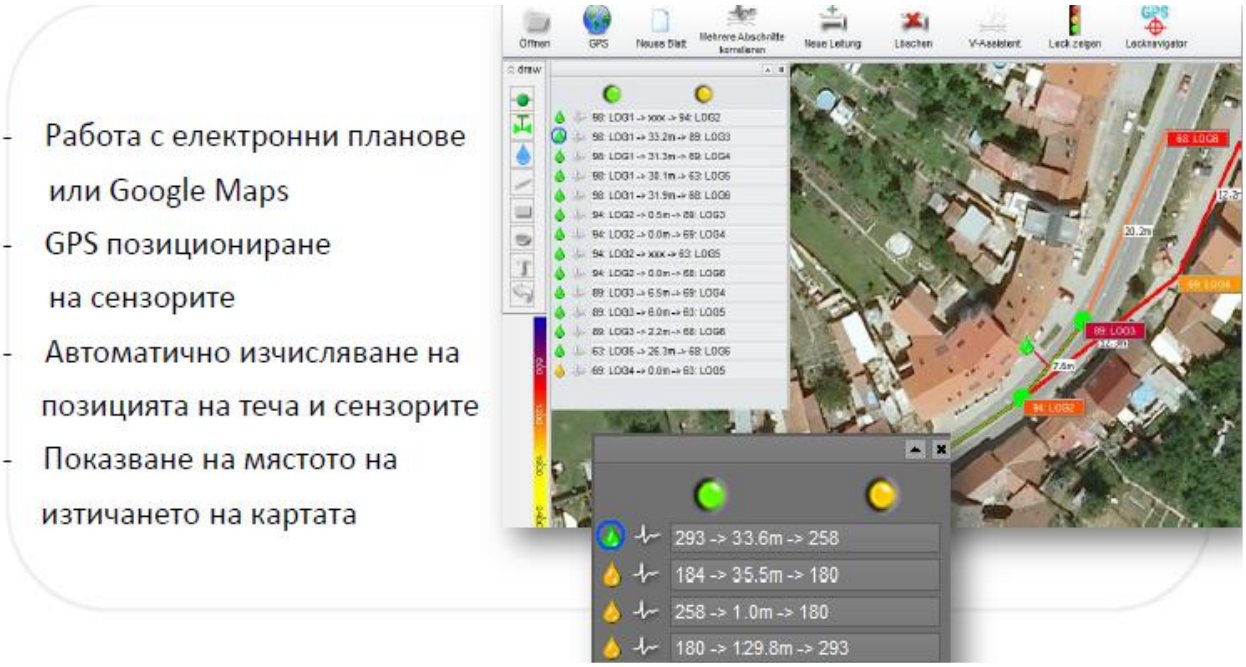
Устройството за обмен на данни е енергийно независимо, използва възобновяемата енергия от слънчевите лъчи посредством слънчеви батерии, вградени в горната част на хидранта, като има възможност за зареждане от уличната ел. мрежа. Измерваните данни се изпращат чрез GSM общодостъпна мрежа на отдалечени компютри в диспечерските пунктове на ВиК и ПБЗН дружествата, както и в общината.

Всеки сензорен възел в широко използваните съвременни сензорни мрежи типично включва процесор с вградена RAM памет, SD карта за съхранение, GPS с времева синхронизация, както и 3G модем за трансфер на данни със скорост от порядъка на 4-5 KB/s.

Сензорите се свързват към възела посредством стандартни цифрови входове и изходи. I/O платката поддържа сензори за различни типове данни, като хидравлични параметри (налягане, записи от хидрофони, поток) или показатели за качеството на водата (pH, температура, електропроводимост, окислително-редукционен потенциал и др.). [1]

Сензорните възли типично се захранват от батерии, зареждани или от соларен панел (през деня), или с променлив ток от улична лампа, разположена в близост. Възлите могат да бъдат отдалечено управлявани и конфигурирани по различен начин в зависимост от конкретните нужди. Отделните параметри обикновено се измерват на кратки равни интервали (например 30 секунди) в зависимост от темповете на изменението им във времето. Суровите обеми данни, подавани към платформата от сензорните възли, се обработват от IDEAS системата посредством алгоритми за регистриране и локализиране на аварийно поведение на съоръженията във водоснабдителната мрежа. [1]

При нужда се изпращат известия към оператора и команди обратно към проблемните съоръжения. Отдалеченият сървър проверява статуса на трансфера на данни, като неуспешните изпращания се повтарят до установяване на успешна връзка, а при по дълги периоди на неуспешни приемо-предавателни действия, връзката автоматично се рестартира. В буферната памет на сензорните възли могат да бъдат съхранявани големи обеми данни от измервания в продължение на няколко дни. В случай на прекъсване на мрежовия сигнал между сензорния възел и сървъра, тези данни позволяват автономна работа на безжичната сензорна мрежа до възстановяване на връзката с платформата. Хардуерът за онлайн контрол и мониторинг на водоснабдителни мрежи се състои от три нива: онлайн безжична сензорна мрежа (WSN), интегрирана система за данни и електронни известия (Integrated Data and Electronic Alerts System, IDEAS) и модул за подпомагане вземането на решения (Decision Support Tools Module, DSTM). WSN мрежата изпраща непрекъснат поток от данни от цялата система към контролния център. Интегрираната IDEAS система обработва този поток с цел регистриране и локализиране на необичайни събития. DSTM модулът осигурява набор от инструменти за подпомагане вземането на решения от оператора на базата на онлайн, калибриран в реално време хидравличен модел на водоразпределителната мрежа. [1] Чрез този интерфейс платформата може да бъде управлявана посредством персонален компютър или мобилно устройство – смартфон или таблет. Самата платформа може да бъде хоствана както на локален сървър във ВиК и ПБЗН дружествата, така и в общината – фигура 2.



Фигура 2. Визуализация на резултатите и местоположението на аварията на мрежата

Платформата може да оперира като автономна система. При автономен режим IDEAS и DSTM модулите са придружени от уеб интерфейс, базиран на карта на ВиК мрежата, с дигитално табло за визуализация. Информацията от системата за мониторинг позволява редуцирането на действителните загуби на налягане на вода във водоснабдителните и пожарогасителни мрежи. Технологията предоставя възможност за ефективно повишаване на активното управление на течове. Това е резултат от мониторинга на налягането на водата във водопроводната мрежа, върху която е монтиран телеметричния пожарен хидрант.

Тъй като и най-малкият незасечен теч е потенциална голяма повреда, използването на мониторинговата система води индиректно до редуциране на загубите на вода от мрежата.

Технически характеристики на телеметричния пожарен хидрант [1]:

- диапазон на измерване: 0-20 bar;
- претоварване : 150 % ;
- степен на защита IP 68;
- комуникация GPRS клас 10 GSM 850/900/1800;
- температурен диапазон: -25 °C ÷ +65 °C;
- материал на корпуса: стомана GJS-400-15 EN1563 (GGG-40);
- точност на измерване: +/-0,25.

Преимущества на телеметричния пожарен хидрант:

- телеметричният пожарен хидрант се инсталира в съществуващата водопреносна мрежа;
- осъществява се непрекъсната, стабилна връзка за обмен на данни;
- използвано е независимо енергийно захранване на базата на фотоволтаични модули.

Област на приложение на телеметричния пожарен хидрант:

- непрекъснатото измерване на налягането във водопроводните и пожарогасителни съоръжения – текуща стойност;
- хидравлични анализи в реално време;
- настройване - поддържане на налягането във водопроводните зони чрез регулиращи вентили - PMA (Pressure Managed Areas);
- регулиране на помпите с пропорционално налягане.

Функции на телеметричния пожарен хидрант [1]:

- Постоянно измерване на налягането;
- Преглед на данните в интернет среда;
- Визуален анализ на данните както за текущ, така и за отминал период от време;
- Алармени функции:
  - аларма за ниско налягане на на водата във водопроводната мрежа, към която е
  - присъединен телеметричния пожарен хидрант;
  - аларма за високо налягане;
  - аларма при внезапна промяна на налягането;
  - аларма при неразрешено използване на телеметричния пожарен хидрант или взлом.

Основна задача на системата е представянето на пълна и достоверна информация на службите ВиК, ПБЗН и общината за местоположението и работоспособността на телеметричните пожарни хидранти, тяхната надеждност за използване в конкретни ситуации, скритите течове, водещи до падове на налягане в съответните зони на хидравличната мрежа, способността на мрежата за надеждно водоснабдяване и пожарогасене.

С помощта на автоматизираната система за мониторинг, сътрудниците на отделните служби могат да изпълняват следните конкретни задачи в онлайн режим [2]:

- диспечерът в ПБЗН чрез използване на електронната карта получава актуална информация за местоположението и техническото състояние на телеметричните пожарни хидранти, за колебанията на налягането във водопреносната мрежа и намира оптимално алтернативно решение за използването на определен пожарен хидрант във всеки конкретен случай;
- службата ПБЗН в електронна форма създава и изпраща информация до
- организациите (ВиК и др.) за техническото състояние на водоснабдителната мрежа и предписания за локализирането и отстраняването на техническите неизправности, планира и провежда контрол за състоянието на мрежата;
- службата ПБЗН изпраща информация до съответните подразделения на РУ на МВР при постъпване на сигнал за взлом или неправилна експлоатация на телеметричните пожарни хидранти.

Функции на автоматизираната система за мониторинг на телеметричните пожарни хидранти:

- подготвяне на денонощни актове за състоянието на телеметричните пожарни хидранти;
- подготвяне на ведомости от проверките на състоянието на телеметричните пожарни хидранти;
- подготвяне на предписания;
- подготвяне на информация за отстраняването на неизправностите на телеметричните пожарни хидранти;
- потвърждаване на данните за отстранените неизправности на телеметричните пожарни хидранти от службите ПБЗН;
- потвърждаване на данните за отстранените активни и скрити течове на водоснабдителната и пожарогасителна система от службите ВиК;
- представяне на информационно-графична система на редицата телеметрични пожарни хидранти с цветово разделяне в зависимост от техническото им състояние.

Когато от системата за мониторинг постъпи информация в службата ПБЗН за състоянието на налягането във водоснабдителната мрежа, мигновено произтича обновяване на цветовата индикация на телеметричния пожарен хидрант върху електронната карта на зоната: зелен сигнал – хидранта и мрежата са в нормално състояние; жълт сигнал – получена е информация за нарушено техническо състояние на мрежата и хидранта, което не оказва влияние на тяхната експлоатация; червен сигнал – нарушена е надежността на водоподаване и пожарогасене на мрежата.

Всички действия на службите ВиК, ПБЗН и Общината се фиксират в електронен журнал, което прави прозрачни взаимоотношенията между отговорните служби за състоянието на противопожарната водоснабдителна система.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Telemetric Hydrant, http://www.edc.hr/en/telemetrijski-hidrant/, 2015.
[2] Беляев, Г. «Мониторинг технического состояния пожарных гидрантов. Журнал „Известия Екатеринбурга“. 2015 г.

ОСОБЕНОСТИ НА ФИЗИКО-МЕХАНИЧНИТЕ СВОЙСТВА НА КОМПОЗИТНИТЕ МАТЕРИАЛИ С ПОЛИМЕРНА МАТРИЦА И МЕТОДИ ЗА ТЯХНОТО ПОДОБРЯВАНЕ

Владимир Владимиров[1], Венцеслав Стоянов[2]

FEATURES OF THE PHYSICO-MECHANICAL PROPERTIES OF COMPOSITE MATERIALS WITH POLYMER MATRIX AND METHODS FOR THEIR IMPROVEMENT

Vladimir Vladimirov[1], Ventseslav Stoyanov[2]

Abstract:
The subject of this report is polymer-based composite materials that are used in construction. The polymers that are used as the matrix (medium) for producing polymer composite building materials are considered. Variants of the reinforcement phase have been described, and a classification has been made regarding the modification of the properties of the hardened solid material or the characteristics of the construction product. The methods for changing the state and characteristics of the contact layer between the reinforcement phase and the polymer matrix are presented. The assessment of this impact on the physical and mechanical properties of the polymer composites are shown, also. The features of polymer matrix composites are systematized. On this basis, an analysis is made and conclusions are drawn for the current and future application of composite materials with a polymer matrix in building practice.

Keywords:
Composite Materials, Polymer Matrix, Physico-Mechanical Properties.

[1] Владимир Пл. Владимиров, инж., докторант, катедра „Технология и мениджмънт на строителството“, Строителен факултет, ВСУ „Л. Каравелов“, ул. „Суходолска“ 175, София 1373, *e-mail*: vvladimirov1982@abv.bg;
Vladimir Pl, Vladimirov, Eng., PhD Student, Department of Technology and Construction Management, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: vvladimirov1982@abv.bg.
[2] Венцеслав Ал. Стоянов, доц. д-р инж., катедра „Технология и мениджмънт на строителството“, Строителен факултет, ВСУ „Л. Каравелов“, ул. „Суходолска“ 175, София 1373 / Управление на безопасността и превенция, Факултет „ПБЗН“, Академия на МВР, София 1309, ул. „Пиротска” № 17; *e-mails*: vensy.stoyanov@vsu.bg, vensy.stoyanov@gmail.com;
Ventseslav Al. Stoyanov, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., Department of Technology and Construction Management, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; / Department of Safety and Prevention, Academy of the Ministry of Interior, 17 Pirotska Str., 1309 Sofia, Bulgaria *e-mails*: vensy.stoyanov@vsu.bg, vensy.stoyanov@gmail.com.

1. ПОЛИМЕРНИ СТРОИТЕЛНИ МАТЕРИАЛИ

Полимерите са голям клас материали, които притежават характерни свойства, които могат да се разглеждат като предимства в сравнение с металите и неметалите:

- ниска обемна плътност и широк диапазон на нейното изменение –15÷1500 kg/m^3;
- добри водо-, атмосферо- и химична устойчивост в различни агресивни среди;
- водонепропускливост и ниска звуко- и електро- и топлопроводност;
- относително лесно производство, добра слепваща и херметизираща способност;
- лесна поддръжка, добър естетичен (декоративен) вид, възможност за оцветяване др.

Полимерите притежават относително високи якостни свойства, но ниски модул на еластичност (висока деформируемост), твърдост и износоустойчивост. Други недостатъци на полимерите, което ограничава тяхното приложение като конструкционни материали са:

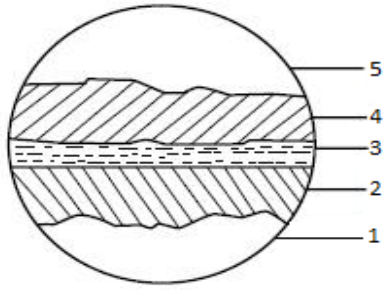
- ниска топлоустойчивост и пълзене при относително ниски температури (60÷80°C);
- горимост, с отделяне на пламтящи капки и образуване дим с висока токсичност на продуктите на горенето;
- относително голяма контракция (свиване) при втвърдяване (5÷10)% и относително високи стойности на коефициента на обемно разширение (3÷15 пъти по високи от тези при металите);
- стареене при въздействие на пряка слънчева светлина, статично електричество, химична активност към кислорода, набъбване при проникване на разтворители и др.

Тези свойства се дължат на силни взаимодействия между атомите в полимерните вериги (макромолекули) и слаби взаимодействия между самите макромолекули. Чрез изменение на микро- и макроструктурата може да се постигне значителна промяна в основните експлоатационни свойства на полимерите като: порьозност, твърдост, якост, деформируемост, проводимост, стареене, горимост и т.н. Основният метод за модифициране на структурата на полимерите е добавяне на разнообразни пълнители, а чрез влагане на химични вещества (пигменти, антиоксиданти и др.) може значително да се изменят физичните и химичните свойства

Почти всички полимерни строителни материали са композитни материали, които представляват пълнител, който е диспергиран в полимерна матрица, като двете фази са структурно и морфологично обединени в обема на крайния продукт. За приложението им като конструкционни материали е необходимо да се постигне стабилност в определени експлоатационни условия на механичните свойства (якости и модули). Тези свойства на полимерните композити трябва значително да превъзхождат тези на втвърдения полимер (матрицата), поради което пълнителите се разглеждат като армираща (усилваща) фаза. При разглеждането на полимерните композити като конструкционен материал се приема, че неговата носимоспособност се дължи на армиращата фаза, а основните функции на матрицата са:

- фиксиране компонентите на пълнителя в пространството;
- предпазване на пълнителите от агресивните влияния на околната среда;
- предаване на външните натоварвания на армиращата фаза посредством обема си
- предотвратяване разпространението на микропукнатини между компонентите, предпазвайки композитния материал от крехко разрушение.

Този модел на полимерния композит, като съставен от две фази, предопределя необходимостта от постигане на добра съвместимост на средата и пълнителя, която се постига чрез уеднаквяване на температурните деформации и деформационните модули, както и управление на адсорбционни и дифузионни свойства. За по-добро разбиране на поведението на полимерните композити при различни въздействия се използва модел на микроструктурата, при която композитът е съставен от: матрица (полимер), армираща фаза (пълнител) и контактен слой между тях (фиг. 1).

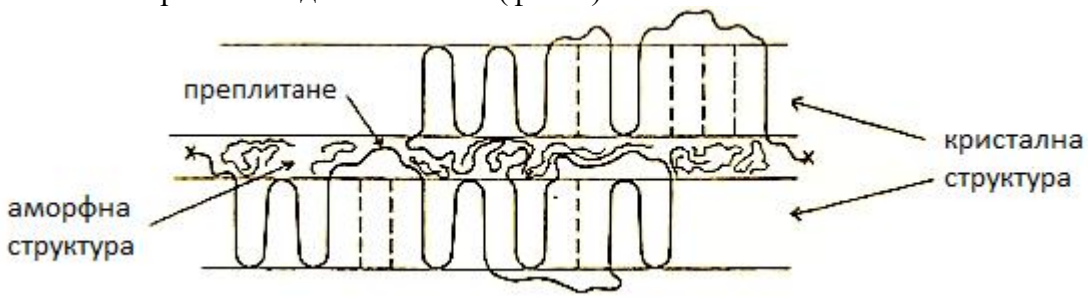


Фигура 1. [1] Микроструктура на полимерен композит: 1 – вътрешен обем на армираща фаза; 2 – армираща фаза в близост до контактния слой; 3 – контактен слой; 4 – полимерна матрица в близост до контактния слой; 5 – вътрешен обем на полимерна матрица;

2. МИКРОСТРУКТУРА НА ПОЛИМЕРНИТЕ КОМПОЗИТИ

2.1. Полимерна матрица

Микроструктурата на полимерите се формира в процеса на втвърдяването и тя може да бъде аморфна или полукристална. За аморфната микроструктура е характерна хаотична конфигурация на макромолекулните вериги, докато при полукристалната се редуват аморфни и кристални области (кристалити). Кристалитите се характеризират със успоредно нагънати полимерни вериги, които формират слоести (плочести) структури с дебелина от 5÷20 nm. Кристалитите са самостоятелни формирования, които са хаотично разпределени в обема на полимера и са свързани със съседните аморфни области чрез преплитане на веригите на двете области (фиг. 2).



Фигура 2. Микроструктура на втвърден полимер [2]

2.2. Пълнители

В зависимост от вида на пълнителите полимерните композити се класифицират в две основни групи:

- дисперснонапълнени полимерни композити, усилени с праховидни частици;
- влакнестонапълнени полимерни композити, усилени с влакна (влакнести частици).

2.2.1. Дисперсни пълнители (праховидни частици)

Една от основните причини за широкото използване на дисперсни пълнители са тяхната относително ниска цена и сравнително лесен начин за получаване чрез механично раздробяване или химичен синтез. Дисперсните пълнители се употребяват основно за подобряване на обемната стабилност, контрол на температурните деформации, повишаване на топлопроводността, устойчивостта на износване и понякога подобряване на якостните свойства. Влагането на дисперсни пълнители намалява ударната жилавост и деформационните свойства.

Като изходен материал за получаване на дисперсни пълнители се използват:

- *естествени скални материали (минерали)* – варовици, калцити, арагонит, талк, глини, силикати, слюди, воластонит и др.
- *синтетични минерали* – въглеродни сажди, синтетични силикати, хидрооксиди, карбонати, основи и др.
- *естествени органични материали* – дървесни брашна, къси влакна от растителни и животински произход.

2.2.2. Влакнести пълнители (влакнести частици)

Основният параметър на влакнестите частици (влакна) за техния избора като армираща фаза на полимерните композитни материали е съотношението между дължина и диаметър, който има много високи стойности. Според източника, от който са получени влакната се делят на органични, неорганични, естествени и синтетични (изкуствени). Широк спектър от материали и вещества могат да се приведат във влакнеста форма, а за други тя е естествено качество. Най-често употребяваните влакна за полимерни композити в строителната практика са (фибро)стъклени, арамидни, карбонови, боронови, керамични, найлонови, полиетиленови, полипропиленови, полиестерни, полиамидни и базалтови. Перспективна е и употребата на естествени влакна - целулозни, ленени, конопени влакна, разнородни влакна, извлечени от стеблата, листата и плодовете на растителни видове, както и влакна от животински произход.

2.2.3. Контактен слой

Контактният слой е областта на съприкосновение на полимерната матрицата и пълнителя и свойствата до голяма степен се определят от техния химичен състав и физични свойства. На микониво контактният слой се разглежда като отделна фаза в състава на композитните материали, която се характеризира със специфична структура и свойства, различаващи се от тези на матрицата и пълнителя. Дебелината на този слой е пренебрежима и често се заменя с понятието „повърхност на разделяне на фазите“. При изследователската работа, както и при проектиране на полимерните композити е полезно да се използва представата за „граничен слой“ с определена физическа дебелина, като по този начин се решават задачи за конкретен избор на компоненти на полимерните композити и получаването на специфични свойства на крайните продукти.

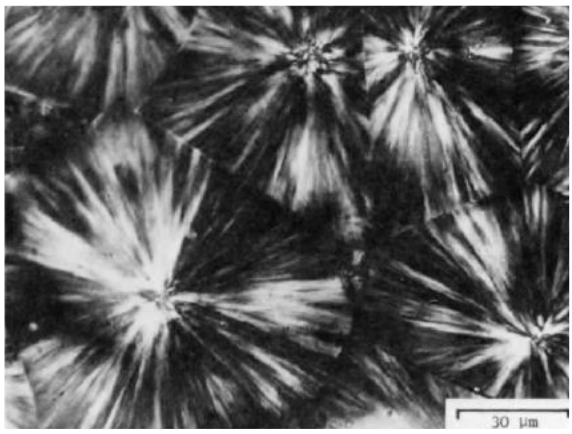
2.3. Микроструктурни фактори определящи свойствата на полимерните комопзити

2.3.1. Фактори на полимерната матрица

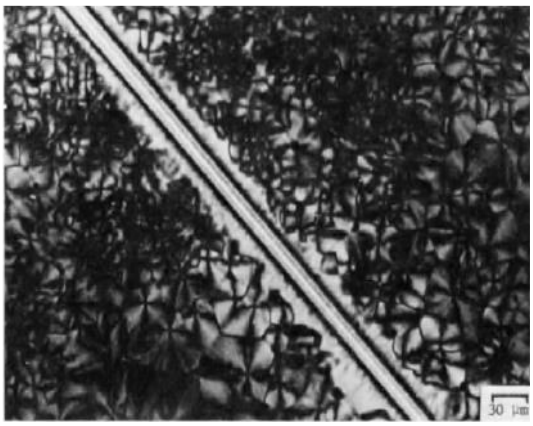
Физико-механичните свойства на втвърдените полимерни композити зависят от следните микроструктурни особености на полимерните материали: химичен състав, структура и молекулна маса на полимерните вериги, химични връзки между мономерните звена, вторичните междумолекулни взаимодействия, типа/вида на мономерите, конформацията на мономерните звена в състава на макромолекулите, степента на преплитане, както и контрола на охлаждането.

2.3.2. Фактори на пълнителя

Влагането на пълнители в полимерната матрица има пряко влияние върху нейната микроструктура, както и върху микроструктурата на композитите. Това се дължи на способността на пълнителите да изпълняват ролята на центрове на създаване на кристални структури. Дисперсните пълнители предизвикват радиално нарастване на кристалните, като по този начин се формират сферолитни кристали (сферолити), които от своя страна нарастват докато не срещнат границите на съседния сферолит (фиг. 3). Това води до прекъсване на нарастването, след което протича вторична кристализация със забавена скорост в рамките на отделните кристали. При влакнестите пълнители кристалите нарастват по продължение на влакната, явление известно като транскристалинност (фиг. 4) [3]. Макромолекулите на полимерната матрица остават в пространството между кристалните образувания, формирайки области с аморфна структура. Степента на кристализация силно зависи от температурата на стопилката в процеса на охлаждане. Полимерните макромолекули се закрепват към центрове на повърхността на пълнителя във вид на нагънати, подредени структури – кристалити. Когато температурата на стопилката е прекалено висока, интензивното движение на макромолекулните вериги препятства това закрепване. При относително ниски температури закрепването също се възпрепятства, поради бавното движение на веригите. Максималното нарастване на кристалните структури се постига при оптимални температури или температурни диапазони.



Фигура 3. Сферолити в полипропилен [3]



Фигура 4. Транскристалинност – влакно (кевлар) в найлон 66 [3]

2.3.2.1. Фактори на дисперсните пълнители

Форма на дисперсните частици

Формата на частиците на дисперсните пълнители е твърде разнообразна, но може да се обобщи до следните основни видове: изотропна, плочковидна и игловидна. Изотропните частици имат относително правилна (сферична) или неправилна форма с близко до единица отношение на най-големия към най-малкия им размер. Стойността на това отношение за плочковидните и игловидните пълнители е под 20:1, а надминаването на тази стойност е характерно за влакнестите частици [4].

Изотропните пълнители се прилагат предимно за подобряване на ударната жилавост на композитите, докато използването на плочковидни и игловидни пълнители повишава якостните и деформационните характеристики с придаване на анизотропен характер на свойствата. Плочковидните частици създават равнинно усилване. При игловидните усилването е само по направление на по-големия им размер, но това се компенсира от факта, че при напрегнато състояние максималните напрежения са в краищата на близко стоящите частици, давайки предимство в равнинно отношение и на този вид пълнители. Плочковидните частици с минерален произход се употребяват и за подобряване на непропускливостта на полимерните композити. Подредени в едно направление те се явяват преграда за дифузия на проникващи молекули чрез удължаване и усложняване на тяхното движение през композита. Този екраниращ ефект е свързани и с ограничената подвижност на плочковидните частици, което намалява пропускливостта на контактния слой, адсорбиран върху повърхността на всяка частица на пълнителя.

Описаните ефекти в структурата на полимерния композит, произтичащи от специфичната форма на плочковидните и игловидните пълнители, не са толкова изразени, тъй като в процеса на производство е трудно да се постигне тяхната подреденост в дадено направление, а често характерната им форма се нарушава.

Фигура 5. Игловидни и плочковидни пълнители [4]

Фигура 6. Екраниращ ефект при използване на плочковидни пълнители [4]

Размер на дисперсните частици

За сравнение на различната форма на дисперсните частици реалната форма техният размер се изразява с еквивалентния сферичен радиус, ограничаващ обема на частиците в сфера.. Този размер определя размерите на контактната повърхността на контакт между пълнителя и матрицата, на контактния слой, както и на повърхностната свободна енергия, което е от решаващо значение за свързването и съвместната работа на частиците с полимерната матрица. Размерът на дисперсните частици силно варира дори в рамките на отделни партиди, спомага за по-доброто им уплътняване, но е утежняващ фактор при предварителното проектиране на свойствата на композитите.

Морфология на дисперсните пълнители

Морфологията на дисперсните пълнители се състои от различни по форма и размер образувания и включват понятия като първична частица, агрегат и агломерат. Първичната частица е най-малката градивна частица на пълнителя, докато агрегатите и агломератите са сраствания между първични частици, съответно със здрава връзка и с по-слабо свързване на частиците. Полученото разпределение на образуванията на пълнителя по размер влияе върху свойствата на втвърдените полимерни композити.

Уплътняване и обемна концентрация

Способността на дисперсните пълнители да запълват обема на композита е свързана с морфологията на частиците и е основен метод за контрол на микроструктурата и свойствата на полимерния композит. Основните фактори, които характеризират микроструктурата са: обемна концентрация, която е съотношение на обема на пълнителя към обема на композита, и средния диаметър на частиците или средното разстояние между частиците. Изотропните пълнители могат да се влагат в по-големи количества, в сравнение с плочковидните и игловидните пълнители, без това да се отрази на характеристиките и производството на композитите. При полимерните композити, използвани като конструкционен материал подходящата обемна концентрация на дисперсните пълнители е 5÷30% [5]. Възможно е и влагането на по-големи количества пълнители, като се приема, че нива на обемна концентрация над 90% са непрактични [4].

Химичен състав и повърхност на дисперсните частици

Химичният състав на частиците определя реакционната им способност към заобикалящата ги среда и за важни за тяхната неразтворимост и термична устойчивост. Взаимодействията между пълнителя и полимера се осъществяват на повърхността на дисперсните частици и поради това чистота на повърхността е от голямо значение за формирания контактен слой, влияещ на структурата и свойствата на полимерната матрица и втвърдения композит. Адсорбирането на различни вещества върху повърхността на пълнителите могат да отслабят свързването между пълнителя и полимера, но чрез специални добавки този параметър на полимерния композит може да се управлява.

Физикомеханичните свойства на дисперсните частици също зависят от техния химичен състав, но те не са от голямо значение за свойствата на полимерния композит.

Твърдост на дисперсните частици

Твърдостта на материалите зависи от химичния състав, структурата и от енергията на химичните връзки в състава на веществата. От особена важност за свойствата и приложението на полимерни композити е влагането на дисперсни частици с различна твърдост. Усилването от влагането на пълнители се ограничава от „по-мекия пълнител“, който може да се разруши или разцепи при но-ниски натоварвания следствие на деформации на композитния материал, което е предпоставка за нарушаване на целостта на целия композит. Твърдостта на пълнителите има значение и за производствените процеси, свързано с износването на съоръженията за производство и апаратурата за контрол.

Термични свойства на дисперсните частици

Термопроводимостта на повечето от минералните пълнители е по-голяма от тази на полимерните матрици, което придава повишена топлопроводност на композитните материали в сравнение с ненапълнения полимер. В повечето случаи пълнителите имат по-нисък коефициент на температурно разширение от полимерните матрици, което води до създаване на значителни остатъчни напрежения в композитите, особено при анизотропна структура на композита. Съществуват пълнители с отрицателни стойности на коефициента на топлинно разширение, което се използва за проектиране на композити с минимални стойности на топлинно разширение. В допълнение дисперсните частици трябва да са устойчиви при температури до 300÷350º С, при които се осъществяват технологичните процеси при производство на полимерни композити [4].

2.3.2.2. Фактори на влакнестите пълнители (влакна)

Съотношение на дължината към диаметъра на влакната

Механичните характеристики на полимерните композити, усилени с влакнести пълнители зависят от способността на влакната да поемат усилията при напрегнати състояния, създадени от външно натоварване. Усилията от полимерната матрица се предават към влакната, което определя значимостта на тяхната съвместимост и добро свързване в контактния слой. При влакнестите пълнители ефективното предаване на усилията е по продължение на влакната. То значително намалява към краищата и практически отсъства в самия им край. Като критерий за оценяване на предаването на усилията от външни товари върху влакната се използва понятието критична дължина на влакното, което е отношението на произведението от опънната якост на влакното и неговия диаметър отнесено към по-малката от двете стойности, съответно на якостта на връзката между матрицата и пълнителя или границата на провлачване на срязващата якост на матрицата. Когато дължината на влакната на даден композит клони към критичната стойност, максималната му носеща способност се използва само в областта около средата на влакното. При дължина на влакното, по-малка от критичната, матрицата се деформира около него, намалявайки неговия усилващ (армиращ) ефект. С увеличаване на дължината на влакното ефективността на носещата му способност при поемане на усилията от външни товари се увеличава значително. Според този признак влакната се дефинират като непрекъснати при поне 15 пъти по-голяма от критичната стойност и като прекъснати при по-ниски стойности [6].

Отношение на свободната повърхнина към обема на влакната

Високите стойности на това отношение определят голям потенциал на влакната да се използват за усилване (армираща фаза) на полимерните композитни материали.

Ориентация на влакната в обема на матрицата

По отношение на този параметър разположението на влакната може да е успоредно по тяхната дължина, хаотично и вариация между тях. Обикновено непрекъснатите влакна са успоредно ориентирани, докато при прекъснатите се наблюдава хаотична или псевдохаотична ориентация. Освен като непрекъснати и прекъснати влакната могат да се формоват в плетени влакна и тъкани. Пространствената ориентация на влакната определя свойствата на композитните материали, които се характеризират с анизотропност. Якостните характеристики при този тип композити са значителни по продължение на влакната в сравнение с перпендикулярна посока.

Обемна концентрация и разпределение на влакната

Обемната концентрация значително влияе на механичните свойства на полимерните композити. При ниски стойности на обемната концентрация, се получават големи локални

напрежения при относително слабо напрегнато състояние на матрицата, което води до разрушаване на връзката между матрицата и влакната. За сравнение на механичното поведение на полимерни композити с влакнестите пълнители се използва понятието „ефективно обемно съдържание“, което зависи от вида на влакната, тяхната геометрия, условия при производство и др.

Разпределението на влакната в обема на композита също влияе на неговите свойства, които са твърде различни при тяхното равномерно разпределение или при редуване на области с различна концентрация. При всички случаи полимерните композити имат оптимални характеристики при равномерно разпределение на влакната в обема, което определя значимостта на хомогенизирането на стопилката при производството.

Диаметър на влакната

Според своя диаметър влакната се класифицират в три основни групи: нишки, влакна и струни. Нишките са игловидни, единични кристали с диаметър 0,01÷10 μm и съотношение на дължината към диаметъра около 10. Тази комбинация от геометрични характеристики определя високи стойности на отношението на повърхнината към обема, което ги прави много ефективен материал за усилване. Кристалната структура и направлението на нарастване на кристалите определят формата на напречното сечение на нишките, което може да е тригонално, хексагонално, ромбоедрично и т.н. Влакната са издължени частици с диаметър до 250 μm и отношение на дължината към диаметъра надвишаващо 100. Струните имат относително големи диаметри, често над 1 mm, и се употребяват за усилване на специфични продукти – автомобилни гуми, маркучи за работа под високо налягане и др. Най-често струните са произведени от стомана, молибден или тунгстен [7].

Микроструктура на влакната

Синтетичните (изкуствените) влакна са съставени от верижни макромолекулни микроструктури, които агломерират в части на композита, създавайки области с повишена гъстота, което ги доближава до кристалната структура. В композита се оформят и области с относително големи разстояния между макромолекулните вериги, които са с аморфна структура. Областите с кристалинна структура придават на влакната якост и коравина, докато аморфните области допринасят за техните деформируемост и потенциал за абсорбиране на енергия. Двата вида области имат различни характеристики и обемното съотношение между тях е определящо за свойствата на полимерните композити.

Синтетичните влакна имат специфичната ориентация на макромолекулните вериги, която се получава от контакта на изходните стопилки със стените на дюзите при екструдирането на влакната и от охлаждането на повърхностния им слой при контакта им с атмосферния въздух. Тези влакна имат по-изразена кристалинна структура, но във външния им обем има некомпенсирани (остатъчни) напрежения. Полученият външен слой в с повишена коравина, което влияе на тяхната адхезия към полимерните матрици. При екструдирането синтетичните влакна се удължават (разтягане), което от своя страна води до тяхното вторично уякчаване, следствие на допълнителното подравняване на макромолекулните вериги с оста на влакното. Този ефект е съпроводен от пропорционално намаляване на диаметъра на напречното сечение на влакното. Отношението на началния диаметър на напречното сечение към редуцирания по гореспоменатия механизъм се разглежда като показател за разтягането. По-високите стойности на това отношение отговарят на по-уякчено влакно с по-силно изразена кристалинна структура. Повишената кристалинност на влакната повишава намалява тяхната пропускливост чрез намаляване дифузията на чужди молекули, като по този начин се повишава химичната им устойчивост.

Естествените (натурните) влакна от растителен произход са съставени от целулоза и хемицелулоза, лигнин, пектин и малки количества восъци, силикати и водоразтворими вещества. Те са естествен композитен материал - матрица от аморфен лигнин с хемицелулоза, усилена с кристалинни, целулозни микровлакна. Механичните свойства зависят основно от целулозата, хемицелулозата и лигнина, който играе ролята на свързващо вещество. Съставът на влакната от животински произход е главно от протеини като колаген и кератин.

Форма на напречното сечение на влакната

Обикновено напречното сечение на влакната има неправилна форма. При синтетичните влакна формата се получава в следствие на производствения процес, докато при естествените влакна тя е естествено придобито качество. Напречното сечение на влакната има съществено значение за плътността на композитите, усилени с плетени тъкани.

Повърхност на влакната

Повърхността на естествените влакна е подчертано неправилна, с много неравности, което създава условия за дифузия и механично сцепление с полимерните матрици. Синтетичните влакна са с относително гладки повърхности, което обяснява разликата в свойствата на полимерните композити, дължащо се на описаните ефекти. Състоянието на повърхността на влакната има съществено значение за връзката им с полимерните матрици.

Механични свойства на влакната

Потенциалът на влакната да се огъват без да се разрушават (гъвкавостта) е обратно пропорционална на коравината на влакното и радиуса на напречното му сечение. При даден изходен материал с намаляване на радиуса на напречното сечение се увеличава гъвкавостта на влакната, което позволява дори крехки влакна с високи стойности на еластичния модул да проявят известна гъвкавост. Повишената гъвкавост на влакната позволява формоването им в плетени влакна и тъкани. Намаляването на диаметъра на напречното сечение на влакната от друга страна води до намаляване на дефектите на изходния материал, което подобрява якостните им характеристики. Малките диаметри на напречното сечение на влакната, в комбинация с издължената им форма, позволяват да се увеличи носимоспособността на композита, предавайки по-големи товари на влакнестите пълнители, чрез полимерните матрици.

Термични свойства на влакната

Термичната устойчивост на органичните влакна е значително по-ниска от тази на полимерните матрици и това се има предвид при техния избор като усилваща (армираща) фаза. Коефициентът на температурно разширение зависи от произхода на материал на влакната. При проектиране на свойствата на полимерните композити се избира материал за влакната с термично поведение, близко до това на матрицата, което определя добрата им съвместна работа в крайния продукт.

2.3.3. Фактори на контактния слой

Контактният слой се формира по време на смесването на стопилките за получаване на полимерните композити. Както полимерните матрици, така и пълнителите имат разнообразни химични и физични свойства, което предопределя широк спектър на взаимодействията между тях в изходните стопилки. Двата гранични случая са:

- формиране на ковалентни връзки, осъществяването на които често са в резултат на модифициране на повърхностите на пълнителите;
- отсъствие на връзки, което на практика е невъзможно поради междумолекулните ван дер Ваалсови взаимодействия (физични връзки).

На практика взаимодействията са между тези два гранични случая. Полимерните макромолекули се адсорбират върху повърхността на пълнителите и формират контактен слой със специфични свойства, различни от тези на полимерната матрица и пълнителите (армиращата фаза). Свойствата и структурата на контактния слой зависят от много фактори. Обобщено слоят трябва да е химично устойчив и относително здрав, тъй като при механични въздействия разрушаването на полимерните композити започва с неговото компрометиране. Прекалено здравата връзка в контактния слой не е препоръчителна, тъй като повишената коравина създава условия за по-лесно и бързо разпространение на микропукнатините и елиминира пластичните деформации при изтръгването на влакната от полимерната матрица.

Способността на контактния слой да предава усилията от външните товари през обема на полимерната матрица върху пълнителите (армиращата фаза) зависи от големината на адхезионното свързване в контактния слой между двете фази. Адхезията при композитните материали е сложно явление и има редица теории даващи в различна степен принос към цялостния процес на адхезионното свързване. Такива теории са: теория за омокрянето, електростатична теория, дифузионна теория, теория на механичното закотвяне, киселинно-основна теория, теория на отслабените слоеве, теория за химичните връзки в контактния слой, теория за скрепяващите агенти и др. В практиката повишаването на адхезията се реализира с предварителна повърхностна обработка на компонентите на армиращата фаза.

3. ПОВЪРХНОСТНА ОБРАБОТКА НА ПЪЛНИТЕЛИТЕ (АРМИРАЩАТА ФАЗА)

Методите за предварителна обработка на повърхността на дисперсните и влакнестите пълнители (армиращата фаза) условно се разделят на химични и физични.

3.1. Химични методи за повърхностна обработка

Най-често прилагания метод за химична обработка е адсорбиране на различни вещества върху повърхността на пълнителите. Тези вещества проявяват химична активност към полимерните матрици или предпазват тяхното взаимодействие с нежелани вещества. За химична обработка на повърхностите се употребяват бифункционални съединения, с едновременно участие в състава им на органични и неорганични реактивни функционални групи, които формират повърхностни покрития от соли върху компонентите на армиращата фаза и здраво свързани органични йони с голяма дължина към полимерните матрици. Най-често се използват стерични киселини, метални стеарати, органоамини, органосилани и органоборати. В състава на тези съединения една от групите е с органичен произход и се избира съобразно вида на полимерната матрица, а другата в повечето случаи съдържа алокси, метокси, етокси или ди(метокси)етокси групи. Тези групи са с химична активност към хидроксилни групи, в т.ч. и с водата, като по този начин неутрализират влиянието им върху процесите на свързване в полимерния композит.

Върху повърхността на пълнителите е възможно да се адсорбират многослойни покрития с разнородни химично активни бифункционални съединения, които улесняват тяхното диспергиране (пространственото разпределение) в обема на полимерната матрица. Обработка на повърхностите за подобряване на свойствата на контактния слой може да се реализира и с присаждане на ненаситени мономерни звена, близки по химичен състав до полимерна матрица, които при втвърдяването полимеризират и участват в съпътстващото преплитане и съвместната кристализация. При технологични изисквания за улеснено производство преди смесването с полимерната матрица пълнителите предварително се обработват с вещества, които намаляват взаимодействието между фазите. Тези пластификатори предизвикват намаляване на якостните характеристики на полимерните композити и увеличават тяхната склонност към деформации. Най-често употребяваните пластификатори са мастните киселини, но се прилагат и редица оксиданти и антиоксиданти съответно за създаване на тънки оксидни прокрития с цел предпазване и предотвратяване на последващи окислителни процеси.

3.3. Физични методи за повърхностна обработка

Към физичните методи за повърхностна обработка, чрез които се повишава здравината на адхезионно свързване спадат плазмената обработка на повърхностите на дисперсните или влакнестите пълнители чрез студена или гореща плазма или с коронен разряд.

3.4. Повърхностна обработка на полимерни композити, усилени с пълнители

С течение на времето свойствата на полимерните материали, в т.ч. композити, се променят. Това се дължи на въздействието на пряката слънчева светлина и на контакта с атмосферния въздух. За защита от това въздействие повърхността на полимерните композити се обработват с оксиданти, антиоксиданти, стабилизатори и пигменти. За намаляване на техния принос за неконтролираното горене се прилагат покрития от антипирени – вещества, които намаляват горимостта, димообразуването и токсичността на газообразните продукти на пиролиза и значително забавят разпространението на пламък.

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Полимерните композити са сравнително нов строителен материал, но те не са непознати или недооценени в строителната наука и практика. Съществуват многобройни варианти за съчетаване на полимерна матрица с пълнители от разнообразни вещества и материали, които могат да се модифицират за получаване на предварително зададени свойства и характеристики на полимерните композити. Към изследванията, които се правят за подобряване на свойствата и характеристиките на утвърдените строителни полимерни продукти като равноправна суровина се използват пълнители от растителен произход, както и добити от оползотворяване на отпадъчни материали. Към момента техният потенциал да заменят традиционните пълнители на конструкционни строителни материали е подценен, поради необходимостта от многостранно изследване на особеностите на техните физико-механични свойства и прилагане на конкретен химичен и/или физичен метод за тяхното управление с цел подобряване.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Wang R.-M., S.-R. Zheng, Y. Zheng, Polymer Matrix Composites and Technology, Woodhead Publ., 2011, 568 p.
[2] Clark E.J., Molecular and Microstructural Factors Affecting Mechanical Properties of Polymeric Cover Plate Materials, National Bureau of Standards, Washington, NBSIR 85-3197, 1985, 62 p.
[3] Clegg D.W., Collyer, A.A. (Eds.), Mechanical Properties of Reinforced Thermoplastics, Elsevier Applied Science Publishers, 1986, 326 p.
[4] Rothon R. (Ed.), Fillers for Polymer Applications, Springer International Publishing, 2017, 489 p.
[5] Kelly A., C.H. Zweben (editors-in-chief), Comprehensive Composite Materials, Vol. 1: Reinforcements and General Theories of Composites (ed. By E.E. Gdoutos), Vol. 2: Polymer Matrix Composites: Fundamentals (ed by R. Talreja), 2000.
[6] Callister W.D. Jr., Materials Science and Engineering: An Introduction, 7th Ed, Wiley-VCH , 2006, 848 p.
[7] Rosato D.V., M.G. Rosato, D.V. Rosato, Concise Encyclopedia of Plastics, Springer, 2000, 716 p.

ВЪЗМОЖНОСТИ ЗА РИТЕЙЛИНГ НА ТЕРМАЛНИ МИНЕРАЛНИ ВОДНИ КОЛИЧЕСТВА ОТ ОТДЕЛЕН ИЗТОЧНИК В ЗАВИСИМОСТ ОТ ВИДА И ХАРАКТЕРА НА ПОТРЕБЯВАЩИТЕ ГИ СУБЕКТИ И ТЕХНИТЕ ЦЕЛИ

Васил Йорданов[1]

OPPORTUNITIES FOR RETAILING THERMAL MINERAL WATER QUANTITIES FROM AN INDIVIDUAL SOURCE DEPENDING ON THE TYPE AND NATURE OF THEIR USER ENTITIES AND THEIR PURPOSE

Vasil Yordanov[1]

Abstract:
We analyze the opportunities for retailing thermal mineral water quantities from a specific source. We suggest that this be done after a more detailed substantiation of the predictable water quantities and after linking them to the purposes of the user legal entities. This would lead to a possibly more effective use of such available water resources and to the creation of a more competitive environment within a well-managed at the municipal level of competence.

Keywords:
Thermal Mineral Water Quantities, Individual Source with Outpouring Positions or Boreholes, Public State Ownership of Water, Delegation of Rights Over Municipal Water, Legal Entities using Thermal Mineral Water, Social and Economic Goals of User Entities, Opportunities to Allocate the Thermal Mineral Water for the Various Purposes of Its Use, Current Ordinance on the Payment of Thermal Mineral Water Quantities Used.

[1] Васил Йорданов, гл. ас.д-р инж., редовен преподавател в кат. „Организация и икономика на строителството“, Строителен факултет, УАСГ, бул.“Хр. Смирненски“ №1, 1046 София, e-*mail*: eng_yordanov@mail.bg;
Vasil Yordanov, Chief Assist. Prof. Dr. Eng., Department of Construction Management and Economics, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: eng_yordanov@mail.bg.

ОЦЕНКАТА НА ЖИЗНЕНИЯ ЦИКЪЛ НА СТРОИТЕЛНИТЕ ПРОДУКТИ (LCA) КАТО КРИТЕРИЙ ЗА ПРИЛОЖЕНИЕТО ИМ В СТРОИТЕЛСТВОТО

Румяна Захариева[1], Яна Кънчева[2]

LIFE CYCLE ASSESSMENT (LCA) – BASED SELECTION OF CONSTRUCTION MATERIALS

Roumiana Zaharieva[1], Yana Kancheva[2]

Abstract:
Nowadays, there is an increased concern about the environmental burden of construction sector. A lot of measures are taken to reduce the energy, water and resource demand of buildings throughout their life cycle. Efforts are normally focused on the use stage of a building as it is of longest duration. However efficient this approach, attention need also to be paid to the other life cycle stages, e.g. manufacturing of construction materials and products, processes on the building site and end-of-life stage. Some products are of increased interest, e.g. ETICS (External Thermal Insulation Composite System) due to their contribution to the energy efficiency during the use stage of buildings. The article presents a life-cycle oriented approach to estimate the different variables that have impact on ETICS' environmental footprint. The main environmental impacts of ETICS system using expanded polystyrene (EPS) boards as a thermal insulation are analysed. The effect of different thicknesses of EPS and of different renders is discussed. These issues are actually part of Environmental product declarations (EPDs), which are specified by Regulation 305/2011 for substantiating the sustainable use of construction products. EPD is based on a detailed life cycle analysis (LCA). Therefore, LCA can be regarded as an important source for estimating the initial environmental burden of a building and thus, at a design stage, it can serve as a tool for appropriate choice of construction products.

Keywords:
Construction Products, environmental footprint, EPD, ETICS, LCA

1. INTRODUCTION

Nowadays, sustainability of construction sector is among the key fields of industrial innovations. In order to assess the achieved level of sustainability a large number of parameters need to be considered. A modern building is required to provide technically safe, energy efficient and healthy environment at reasonable cost with little or no stress on environment. A variety of

[1] Roumiana Zaharieva, Assoc. prof., MSc Civ.Eng., PhD, Department of Building Materials and Insulations, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: roumiana.zaharieva@gmail.com.
[2] Yana Kancheva, Assist. Prof., MSc Civ.Eng., PhD, Department of Descriptive Geometry and Engineering-Constructive Graphics, Faculty of Geodesy, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: ykancheva@gmail.com.

evaluating tools, standards and building certification systems are available to assess building's performance with respect to its social and economic dimension as well as ecological impact. The categories under evaluation are differently prioritized depending on regional factors, e.g. availability of resources, industrial and machinery advances, established practices, etc.

Construction products and materials, being an irrevocable part of a building's life cycle, are among the key factors to be analysed. A building has three interrelated stages of existence: construction, operation and demolition. Construction forms the input flows for the operation stage of the building, operation in turn forms the potential for reuse, recycling and landfill waste. Building materials are part of all three stages; they serve as an input and form the output of a building at the end of life stage.

The sustainable approach for buildings has identified lifecycle-based Environmental product declarations (EPDs) of construction products as an important certificate of their environmental performance. Despite their voluntary status more and more manufacturers recognize EPDs as a way to improve their products and to declare responsibility for energy and resource efficiency.

2. METHODOLOGY

2.1. Life cycle assessment (LCA) and EPDs of construction products

An EPD is "an independently verified and registered document that communicates transparent and comparable information about the life-cycle environmental impact of products" [1]. There are three types of EPDs. *Type I* is an eco-label approved by a third- party organization (governmental or non-profit organizations) indicating environmental advantages in a common sense based on parameters of the life cycle of products. *Type II* is a self-declared non-verified environmental claims, graphs, symbols by manufacturers used for marketing and advertising purposes. *Type III* is a disclosure of the life cycle environmental performance of products using pre-determined parameters. *Type III EPDs* are built upon *Life cycle assessment (LCA).*

The LCA is a relative quantitative approach for evaluation the environmental impacts of a certain product, process or system. It accounts for all input and output flows and can have different scope (fig. 1).

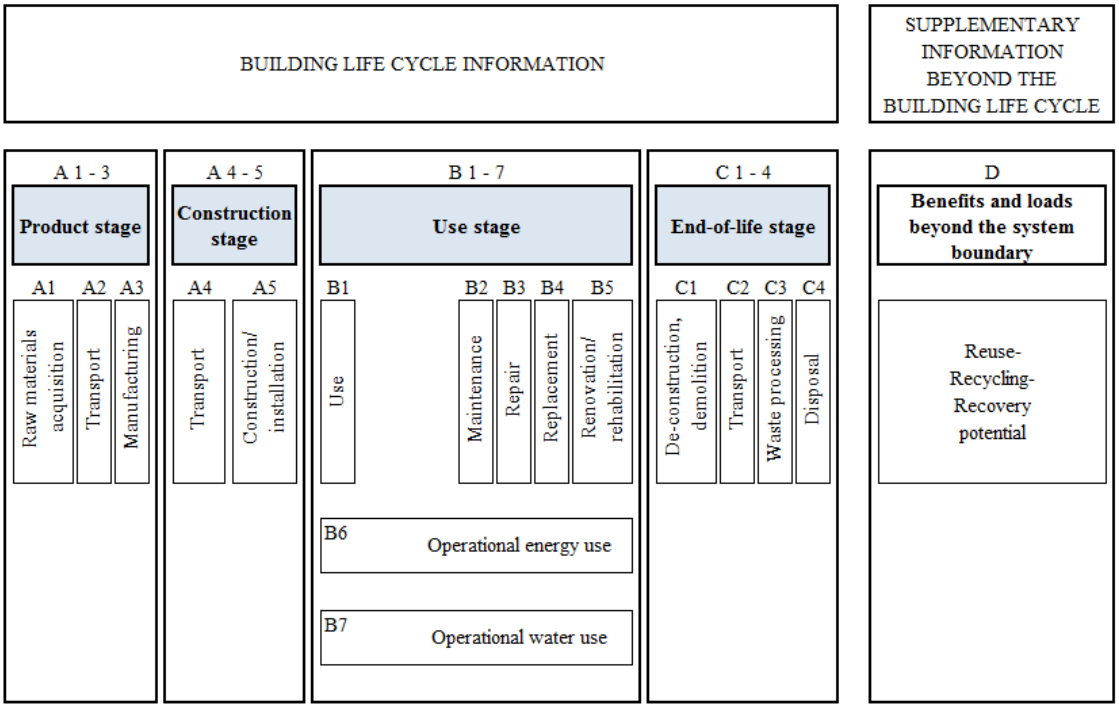


Figure 1. Life cycle stages and modules [2].

The scope of LCA depends on the purpose of the study – cradle-to-gate (Product stage), cradle-to-gate with options (Product stage plus modules from the Construction, Use or End-of-life stages), cradle-to-grave (the whole life cycle of the product) and cradle-to-cradle (the whole life cycle plus recovery processes and end-of-waste state).

The content and format of EPDs are equivalent for groups of products that fulfill equivalent functions (e.g. 'thermal insulation') and are determined by *Product Category Rules (PCR)*. These EPDs are independently verified by third-party experts and can serve as a basis for comparison of construction products in terms of environmental impacts.

Development and publication of Type III EPDs is a subject of a number of CEN and ISO standards among which EN 15804, 15941 and 15942 [2, 3, 4] and ISO 14040, 14044 and 21930 [5, 6, 7].

2.2. Product description and field of application

This study provides a closer look at the Product stage of an External Thermal Insulation Composite System (ETICS).

The ETICS is intended for installation on external walls of various building types (offices, residential buildings, public and commercial buildings, etc.). It is composed of the following layers: a) Bonding (adhesive) layer, which serves to ensure the adhesion of the thermal insulation (b) to the insulated wall. Usually this mortar is based on cement and polymer-modified cement bonder; b) Insulation layer is usually of expanded polystyrene (EPS) or mineral wool. Other materials with low thermal conductivity such as cork, expanded polyurethane, etc. can also be applied. The thickness of the thermal insulating layer varies according to the requirements for the thermal conductance coefficient (U-value) of the insulated wall; c) Coating layer is also a cementitous mortar and serves to coat the thermal insulation layer and to receive the (d) reinforcing layer of fibre mesh (typically glass fibre mesh); e) Primer serves to improve the adhesion of the last, finishing layer – the Render (f). Primer is a very thin layer and its chemical composition depends on that of the Render; f) Render can be acrylic, silicate, mineral or silicone. It is a fine grained mortar. It is white, but can be coloured (prior or, rather, after its production) by small amount of pigments. Mechanical fixings as anchors are also used for the attachment of the insulation layer. They are usually plastic or of combination of steel and polymers.

2.3. Case study of External Thermal Insulation Composite System (ETICS)

The study is based on the EPDs of two ETICS systems.

The *first EPD* is for an ETICS product “weber.therm Family”, offered by Weber, Saint-Gobain Construction Products, Bulgaria. The Bulgarian branch of the company produces the dry mix for the bonding and coating layers. The system will be referred further as “Weber ETICS”[8].

The *second EPD* is on ETICS “CERESIT CERETHERM CLASSIC” issued by the Building Research Institute (ITB), Poland under ref. No. 032/2016. The manufacturer is the Polish branch HENKEL Operations Sp. Z o.o. of another leading construction products producer [9]. The system will be referred further as “Ceretherm ETICS”. It is also based on EPS boards which thickness varies as 10, 12, 15, 20 and 25 cm respectively. Five types of render have been evaluated – acrylic, silicate, mineral, silicone and silicate-silicone.

2.4. Goal and scope of the study

The purpose of this study is to present the main environmental impacts of ETICS system using expanded polystyrene (EPS) boards as a thermal insulation and to analyse the relative share of ETICS components on the environmental impacts and the contribution of different processes (supply of raw materials, transport, manufacturing, packaging). The effects of different thicknesses of EPS and of different renders are assessed.

The impacts on GWP and ODP of each ETICS component is evaluated on the base of its average composition and a typical production line and supply chain for ETICS.

The input and output flows in LCI and LCIA procedures are calculated for declared unit 1 m^2 of the Weber ETICS with specified ingredients and technical performance. The same declared unit is used in the EPD of Ceretherm ETICS.

The life cycle analysis of the examined products covers “Product Stage”, A1-A3 modules (Cradle to Gate) in accordance with EN 15804+A1 and ITB-PCR A.

Details on Ceretherm ETICS systems limits are provided in product specific report. All materials and energy consumption inventoried in factory are included in calculation. In the assessment, all significant parameters from gathered production data are considered, i.e. all material used per formulation, utilised thermal energy, internal fuel and electric power consumption, direct production waste, and all available emission measurements.

The modules included in the LCA for the Weber ETICS are presented in table 1. Since the Bulgarian manufacturer of the Weber ETICS has no control and influence on the manufacturing processes of the EPS plates, mechanical fixings, glass fibre mesh, primer and plaster, these constituents are considered in this study by their substantial composition and transport to the Weber ETICS manufacturer.

Table 1. Modules covered in the LCA report for the Weber ETICS

Weber ETICS elements	**Life cycle modules covered in the study**		
	A1 Raw materials and pre-products	**A2 Transport to factory**	**A3 Manufacturing (ETICS)**
Bonding (adhesive) mortar	☒	☒	☒
EPS	☒	☒	☒
Coating mortar	☒	☒	☒
Mechanical fixings	☒	☒	☐
Glass fibre mesh	☒	☒	☐
Primer	☐	☒	☐
Render	☒	☒	☐

2.5. Life cycle inventory analysis for the Product stage of Weber ETICS (A1-A3 modules)

As presented on figure 1, the *Product stage* includes modules *A1, A2* and *A3* together with all materials, products and energy, packaging processing and its transport, as well as waste processing up to the end-of waste state or disposal of final residues during the product stage. Figure 2 shows the processes in A1-A3 modules for the bonding and coating mortar.

Data collection and calculation procedures for Ceretherm ETICS are summarized in the EPD [8]. Factory-prefabricated boards made of EPS, mesh glass fibre and anchors are not produced by HENKEL [8]. The impacts of those products were included from databases *Ecoinvent, EMPA, Ullmann’s, Plastic-Europe, ITB-Data, SPC and CML ver. 4.2* based on EN 15804:2013+A1 version.

For the Weber ETICS, all relevant inputs and outputs related to the products or product systems are identified and quantified. The typical production process of the bonding and coating mortar is presented in Figure 2. Generic data from *ecoinvent v.3.3* database is used to model the ETICS components that are delivered by external suppliers and the manufacturer does not have influence on their production processes.

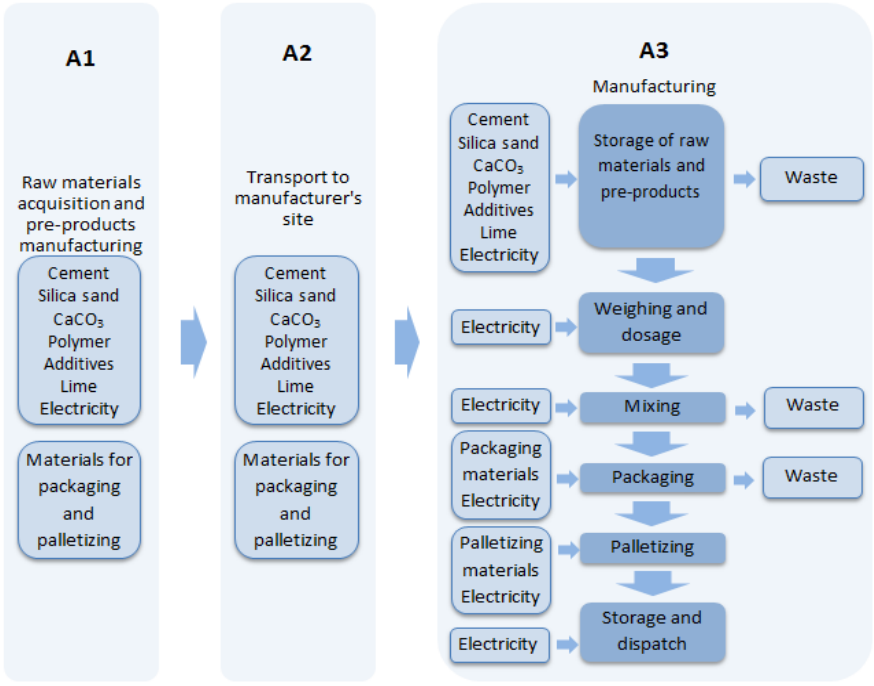


Figure 2. Modules A1-A3 (Product stage) of the bonding and coating mortar at Weber ETICS

2.6. Life cycle impact assessment

The assessed impact categories are in accordance with the provisions of EN 15804. The herein made analysis includes the impact categories listed in table 2.

Table 2. LCA impact categories

Impact category	**Unit**
Global warming potential – GWP	kg CO_2–eq.
Depletion potential of the stratospheric ozone layer – ODP	kg CFC 11–eq.
Acidification potential of soil and water – AP	kg SO_2–eq.
Photochemical ozone creation potential – POCP	kg Ethene–eq.
Eutrophication potential – EP	kg $(PO_4)^{3-}$–eq.
Abiotic depletion potential (ADP-elements) for non-fossil resources	kg Sb–eq.
Abiotic depletion potential (ADP-fossil fuels) for fossil resources	MJ
Total use of renewable primary energy resources (primary energy and primary energy resources used as raw materials) – RPERM	MJ
Total use of non-renewable primary energy resources (primary energy and primary energy resources used as raw materials) – NPERM	MJ

3. INTERPRETATION OF THE RESULTS

The environmental impacts increase with the increase of the EPS thickness (from 8 to 12 cm) as the material quantities are higher and, therefore, form higher environmental impacts (fig. 3). As shown on Figure 3 the increase varies for the different impacts from less than 1% for ADP-elements to 10-20% for GWP, POCP (20%) and ADP-fossil fuels (12-14%). The increase of ODP, AP (10-12%) and EP is on average 5–10 % per every 2 cm EPS added. On average, the increase in the total use of renewable energy resources around 4% per every 2 cm of EPS and for the total use of non-renewable resources the increase is within the range of 12-14 %.

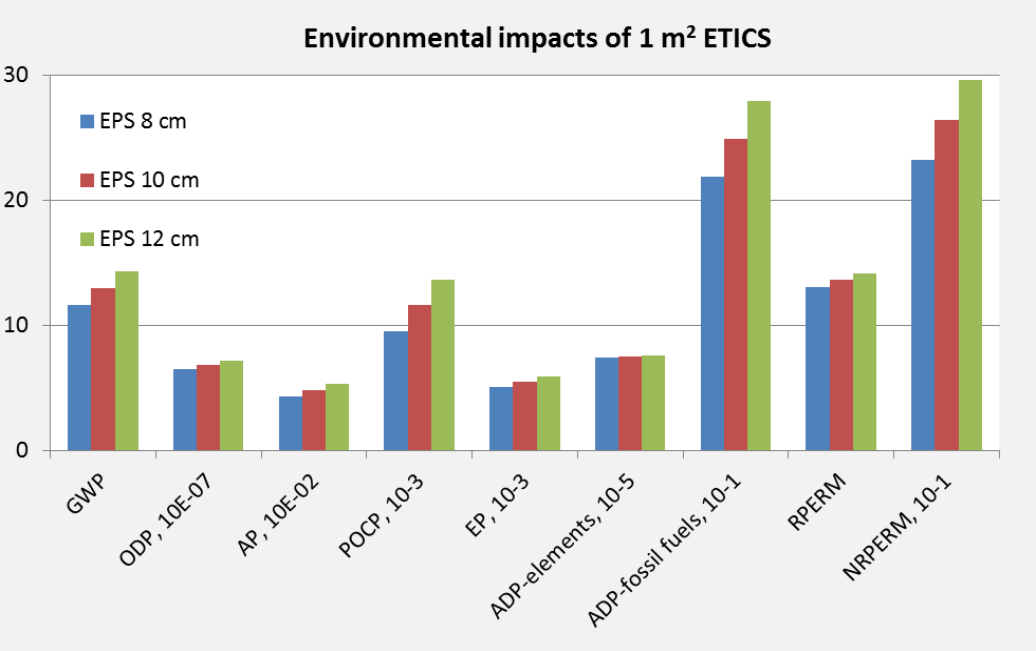


Figure 3. Increase of the environmental impact values of the Weber ETICS with increasing the thickness of the EPS board [8]

LCA results of multi-component products and building elements, like the ETICS under study, can sometimes be difficult to predict when changes are made in the proportions of constituents. In this case, EPS holds for around 10-15% share of the total mass of the ETICS, but its contribution on some impacts is significant, so even small increases in the amount (additional 2 cm in thickness) can cause 10-20% increase of the environmental impacts.

For example, based on other author's studies, the major share (around 50%) of the ETICS's CO_2 emissions originates from the manufacturing of the EPS (the expanding polystyrene process) — figure 4. The reason is that the production process for EPS is energy intensive and the raw material (polystyrene) requires specific chemical treatment. Around 30 % of the GWP comes from the Bonding mortar, namely from its ingredients acquisition, especially from highly energy intensive cement production process, and from the transport of these ingredients.

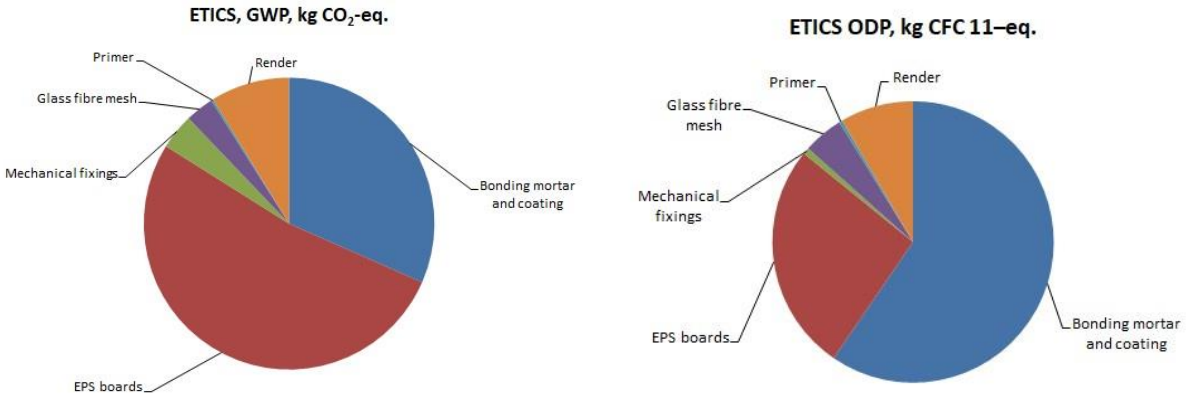


Figure 4. Contributions of different components of EPS-based ETICS to GWP and ODP.

The same ETICS's compounds are responsible for the depletion of the stratospheric ozone layer (ODP), but in a reverse order – due to the composition and manufacturing process of the bonding mortar, its share is around 60% in the overall ODP, while EPS layer forms around 25 %

(fig. 4). Such detailed assessment and interpretation of the results is crucial for identification of the harmful potentials of a product or product system.

The great impact of the EPS on the overall environmental impact of ETICS has been confirmed by the EPD on Ceretherm. A linear relationship can be established between the GWP of the system and the thickness of EPS boards (fig. 5). The relationship is similar for all types of renders, because the render itself has a relatively limited contribution to the GWP of the whole system. However, at a constant thickness of EPS (10 cm), the type of Render has a significant effect on the environmental impact of ETICS – the GWP increases by up to 20% when the acrylic render is replaced by a mineral render and by about 10% when silicate, silicone and silicate-silicone are used instead of acrylic (fig. 6).

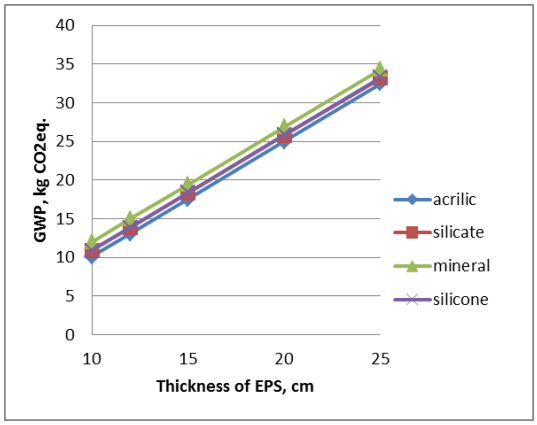


Figure 5. Impact of EPS thickness on the GWP of Ceretherm ETICS [9]

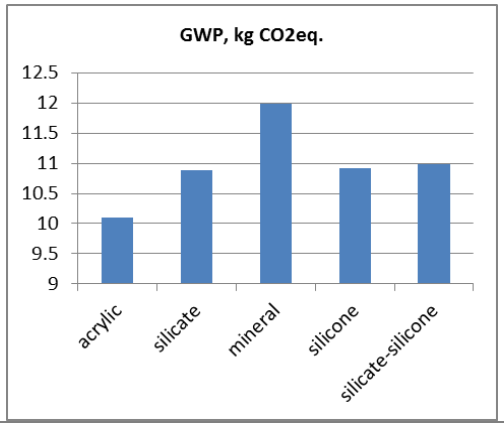


Fig. 6. Impact of the Render’s type on GWP of Ceretherm ETICS (EPS=10 cm) [9]

As mentioned above, the impact ADP-fuels is formed mainly the manufacturing of the EPS board. It is then expected that the impact of the render’s type will be unsignificant – fig. 7. However, the impact of mixed silicone-silicate render on ADP-fuels is bigger by approximately 50% compared to the other types of renders. .

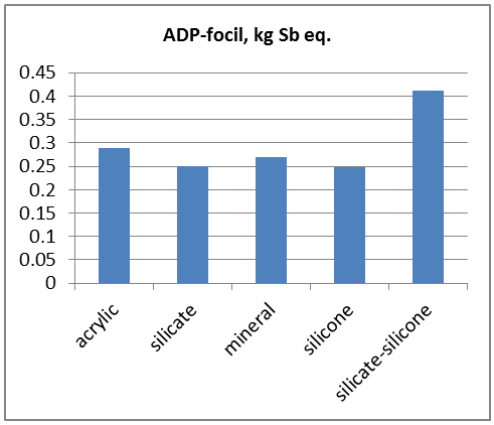


Figure 7. Impact of the Render’s type on ADP-fossil of Ceretherm ETICS (EPS=10 cm) [9]

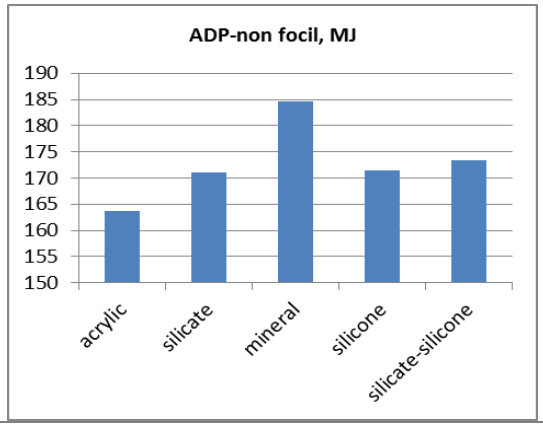


Figure 8. Impact of the Render’s type on ADP-elements of Ceretherm ETICS (EPS=10 cm) [9]

The range of ETICS in terms of ADP-non-fuels (ADP-elements) is quite different –the ETICS based on silicate, silicone and silicate-silicone renders have similar environmental impact, the mineral render leads to a greatest impact, while the smalest impact can be identified with acrylic render (fig. 8).

Although a certain difference in renewable primary energy ressources consumption of different ETICS can be identified, the small absolute values do not allow to draw a certain conclusion (fig. 9). In terms of non-renewable energy ressources, the use of acrylic render ensures the smallest value of that indicator, while the mineral render involves the biggest ressource consumption (fig. 10).

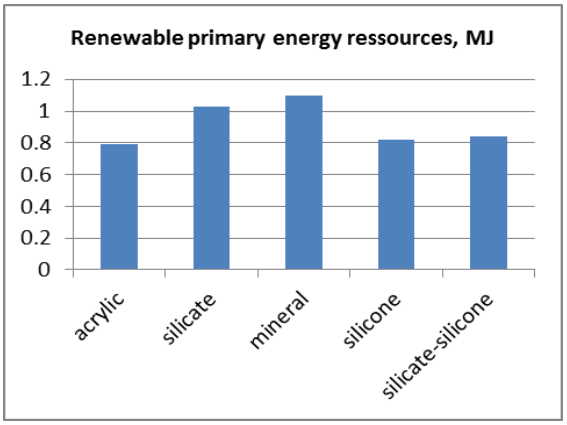


Figure 9. Impact of the Render's type on RPERM of Ceretherm ETICS (EPS=10 cm) [9]

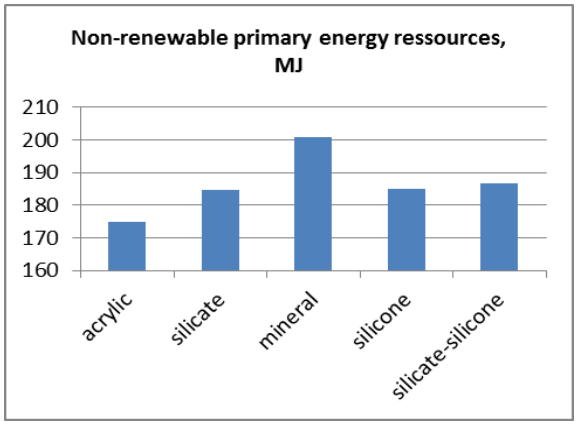


Figure 10. Impact of the Render's type on NPERM of Ceretherm ETICS (EPS=10 cm) [9]

4. CONCLUSIONS

The benefits from using the LCA approach in the construction sector has already been recognised in building certification schemes, EPDs, national strategies for sustainable construction and criteria for green public procurement of roads and office buildings, etc. This study illustrated the advantages of LCA not only for quantifying and assessing the environmental impacts, but also for a more sophisticated analysis regarding contributions of constituents (EPS) in more complex construction elements and systems (ETICS).

It is clear from the examples in this paper that interpretation of the results from the impact assessment must be carefully done regarding the significance of the individual sources. This is particularly important for the case of multi-component systems like ETICS where the additional analysis confirms that contributions vary across the different indicators and identification of general trends is not always possible. The case with the ETICS examples is interesting as there can be various combinations with multitude of product types, e.g. the insulation layer can be from EPS or mineral wool or cork; the rendering mix can be of acrylic, mineral, silicate or other types, etc. It is within the potential of LCA to cover such variables in a transparent and objective manner.

As a result, the LCA assessment can serve for a starting point for optimizations of the manufacturing of ETICS in terms factory processes and better supply chain of the products, including resources delivered by external companies. LCA provides methodology for evaluation of varying quantities and compositions of components, which can serve as a basis for comparison between different options and can be helpful for the decision making process during design and construction of buildings and construction works.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors are grateful to Climate-KIC Accelerator Bulgaria for the support of the LCA studies.

REFERENCES

[1] The International EPD® System, http://www.environdec.com/ [last visited 22 October 2017].
[2] EN 15804:2012+A1:2013 Sustainability of construction works – Environmental product declarations - Core rules for the product category of construction products.
[3] EN 15941:2010 Sustainability of construction works - Environmental product declarations - Methodology for selection and use of generic data
[4] EN 15942:2011 Sustainability of construction works - Environmental product declarations - Communication format business-to-business
[5] ISO 14040:2006 Environmental management -- Life cycle assessment -- Principles and framework
[6] ISO 14044:2006 Environmental management -- Life cycle assessment -- Requirements and guidelines
[7] ISO 21930:2007 Sustainability in Building Construction – Environmental Declaration of Building Products
[8] Building Research Institute (ITB), Environmental Product Declaration No. 065/2017, ETICS webertherm Family, Issuance date: 20.12.2017
[9] Building Research Institute (ITB), Environmental Product Declaration No. 032/2016, ETICS-CERESIT CERETHERM CLASSIC, Issuance date: 01.02.2016

ГЕОТЕХНИЧЕСКО ЗАЗДРАВЯВАНЕ НА ЗЕМНАТА ОСНОВА НА МЕТРОСТАНЦИЯ 9 НА ТРЕТАТА МЕТРОЛИНИЯ В ГРАД СОФИЯ ПО МЕТОДА „СТРУЙНА ЦИМЕНТАЦИЯ”

Йонко Димитров[1], Дария Михалева[2]

GEOTECHNICAL SOIL STABILIZATION OF METRO STATION 9 OF THE THIRD METRO LINE IN SOFIA BY “JET GROUTING” METHOD

Yonko Dimitrov[1], Dariya Mihaleva[2]

Abstract:
Metro station MS 9 - III is situated under Patriarch Evtimiy boulevard near the junction with the Graf Ignatiev street and the end of the station is in the Khan Krum street. After the geological exploration, it was ascertain the existence of single layers of sands, which are threatened of pulping /flowing/ by passing through underground water. The sands have high corners of internal friction, significant cohesion and highly water conducting. This severely threatens the safety of the bottom of the excavations and surrounding buildings. To prevent the passage of groundwater under the slit walls, it is advisable to create a watertight screen beneath the base plate of the metro station that crosses the water filtration. This report presents the technological implementation of the bottom plate by the “Jet Grouting” method.

Keywords:
Flowing, Watertight, Technological Implementation, Jet Grouting.

1. ОБЩИ ДАННИ ЗА МЕТРОСТАНЦИЯ 9

1.1. Местоположение

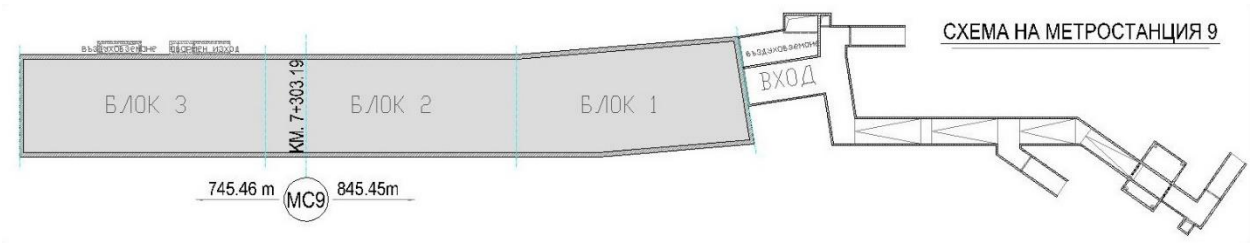
Метростанция МС 9 – III е ситуирана под бул. "Патриарх Евтимий" в близост до кръстовището с ул. "Граф Игнатиев", а края на станцията е при ул. "Хан Крум". Начало станция на км.7+262.29 край на км.7+392.29. Дължината на станцията е 130 m. Част от станцията е в хоризонтална и вертикална крива, като почти не се засяга частта на перона. Среда перон е на км.7+340.99, дължината му е 100 m. Станцията е изнесена леко в южна посока спрямо оста на булеварда. Основните подходи-входове към станцията обслужват кръстовището с ул. "Граф Игнатиев" и бул. "Васил Левски".

[1] Йонко Димитров, инж., докторант, катедра „Строителство на сгради и съоръжения”, Архитектурен факултет, Варненски свободен университет „Черноризец Храбър”, гр. Варна, *e-mail*: ionko.dimitrov@abv.bg;
Yonko Dimitrov, Eng., PhD Student, Department of Construction of Buildings and Facilities, Faculty of Architecture, Varna Free University "Chernorizets Hrabar", Varna, Bulgaria; *e-mail*: ionko.dimitrov@abv.bg.
[2] Дария Михалева, доц. д-р инж., катедра „Строителство на сгради и съоръжения“, Архитектурен факултет, Варненски свободен университет „Черноризец Храбър“, гр. Варна, *e-mail*: dariyamihaleva@gmail.com;
Dariya Mihaleva, Assoc. Prof. PhD, Eng., Department of Construction of Buildings and Facilities, Faculty of Architecture, Varna Free University "Chernorizets Hrabar", Varna, Bulgaria; *e-mail*: dariyamihaleva@gmail.com.

Станцията е подземна и се изпълнява от горе надолу по "Милански метод". Във височина има четири нива:

- технически етаж;
- вестибюлно ниво – връзка с входовете и ниво за технически помещения и ТПС;
- перонно ниво;
- подперон.

Разделена е на три блока с дилатационни фуги в плочите и вътрешната конструкция. От началото към края на станцията съответно Блокове 1, 2 и 3. Дължините на блоковете са от порядъка на 44-45 m.



Фигура 1. Схема на Метростанция 9

В план станцията е със светла ширина между шлицовите стени 16,8 m, като в Блок 1 поради хоризонталната крива има преходна зона и разширяване на светлия отвор между шлицовите стени до 18 m.

Станцията представлява монолитна стоманобетонна конструкция тип "кутия", състояща се от външна и вътрешна конструкция. Обхватът на външната-основна конструкция под защитата, на която се изпълнява вътрешната е:

- Шлицови стени с дебелина 80 cm, разделени на отделни типове. Кампадите са правоъгълни по ~2,5 m;
- Трапецовидна покривна плоча;
- Първа "милански тип" плоча – дъно на технологичния етаж;
- Втора "милански тип "плоча – ниво вестибюл;
- Дълбочина на горния край на укрепителните стени, мерено от нивото на терена – 3,85 – 3,20 m;
- Дължини на шлицовите стени – 25 m;
- Дълбочина на долния край на шлицовите стени, мерено от нивото на терена при дълбочина на горния край на стените под повърхността на терена 3,5 m е 28,50 m.

Вътрешната конструкция обхваща:

- Дънна плоча – обратен трапец;
- Стени до шлицовите по отделните нива;
- Подперонни стени и перонна плоча, оформящи вътрешни колектори;
- Конструкция, осигуряваща вертикалната комуникация с входовете – стълби, ескалатори, асансьори.

Засипката върху станцията в средната зона е от ~1,1 m до 0,4 m. Станцията е съобразена така, че при изпълнено дъно и плоча на вестибюлно нива да е възможно преминаване на щита за тунелното сечение /ТБМ/.

1.2. Инженерно-геоложки и хидрогеоложки условия

Инженерно геоложките и хидрогеоложки условия на площадката са проучени с два сондажа (МС-16А и МС-16Б) по 35 m и описание на почвите на място.

Проучвателен сондаж МС-16Б с дълбочина 35 m е ситуиран в зоната на строителната площадка по посока МС 10 - III. Почвите са проучени чрез визуални описания, лабораторни и SPT изпитвания. Установеното водно ниво е на 7 m под котата на терена.

Вторият проучвателен сондаж МС-16А също е с дълбочина 35 м и е изпълнен в другия край на станцията, който е извън зоната на строителната площадка. Почвите са проучени чрез визуални описания, лабораторни и SPT изпитвания. Установеното водно ниво е на 5 m под котата на терена.

1.3. Почвени разновидности

Непосредствено под долната част на шлицовите стени залягат пласт 5.1 и пласт 5.2. Съгласно описанията в инженерно-геоложкия доклад, пласт 5.1 е глина, тъмносива, прахова, плиоценска. Глината основно изгражда тъмносивия неогенски комплекс с дълбочина 29-30 m от терена надолу. Тя се прослоява от единични прослойки от пясъците. Визуално глината се описва основно като прахова, на места до прахово-песъчлива, средно до твърдопластична, сива, неравномерно прехождаща във фин прахов пясък. Съгласно резултатите от лабораторните изследвания почвата се класифицира в границите от прах (Si) до песъчлив глинест прах (saclSi). В пласта не са провеждани пенетрации тип SPT, но по данни от съседни пластове, броя на SPT са над 50. От направените дефиниции следва, че пластът има висока якост, но поради високото съдържание на прах е неустойчив при филтрация на води през него.

Пласт 5.2 в геоложкия доклад е пясъци, дребни до средни, прахови до слабо заглинени, плиоценски. Пясъците се установяват като единични пластове и прослойки в тъмносивия неогенски комплекс с дебелини от 0,0 m до 1,0 m. Те са дребни до средни, заглинени и сиви. Отнасянето им към отделните пластове е направено на базата на визуална оценка. Поради ограниченото им разпространение, те са разгледани като една разновидност. Съгласно резултатите от лабораторните изследвания, почвата се класифицира основно като прахов дребен и среден пясък (siFSa и siMSa). Както се вижда, и тези почви са прахови и застрашени от пулпиране /протичане/ при преминаване на подземни води през тях. Освен това, пясъците са и силно водопроводими.

За опасностите вследствие преминаване на води под основите на щлицовите стени има направени допълнителни хидрогеоложки проучвания и две експертизи. Доказва се, че вследствие на водопонижението, сляганията ще имат ограничен характер. По–голяма опасност съществува от протичането на води през пластовете 5.1 и 5.2, които в естественото си състояние и при определена технология на изкопите и отводняването, могат да осигурят хидродинамичната устойчивост на дъното на изкопите. Съществува обаче опасност от протичане на пясъците, които могат да причинят неприятни последици за сигурността на дъното на изкопите и на околните сгради.

С оглед предотвратяване на преминаването на подземни води под шлицовите стени с посочените по–горе последици, се препоръчва създаване на водоплътен екран под основната плоча на метростанцията, която да пресече филтрацията на водата. Технологично, това може да се изпълни по някои от методите CFA или Jet Grouting.

Характерни особености на пясъците под шлицовите стени са, че те са стуктурирани, имат високи ъгли на вътрешно триене, а дори и значителна кохезия. Тази кохезия се дължи на съдържанието на прахови фракции – 8–12 %, които създават структурата на тези пясъци. Поначало, праховите фракции са нестабилни при протичане на води през тях. Тогава те губят своята свързваща функция и се наблюдава така нареченото „протичане“ (или „пулпиране“) на пясъците, при което те губят своята свързаност и имат поведението на тежка течност. В тези случаи, дори статиката на укрепителните конструкции да е издържана, поради протичането на пясъците може да се загуби съпротивителната

способност на пясъците с много негативни последици, както в самата станция, така и за околното пространство.

1.4. Суфозионен прорив на дъното на изкопа при директно водопонижение

Независимо от изследванията за опасност от протичане на пясъците, се прави и допълнително изследване за така нареченото съпротивление на почвата срещу суфозионен прорив. Това изследване е направено от проф. Божинов, като в заключение е описано, че дъното на изкопа ще бъде устойчиво. Взето е предвид и обстоятелството, че на практика нивото на подземните води извън изкопа ще бъде по – ниско поради сработването на водите под основите на стените. При наличието на водоплътна тапа от инжектирана почва, такова чувствително водопонижение извън строителния изкоп не би трябвало да се очаква.

2. ПРОТИВОФИЛТРАЦИОННА КОНСТРУКЦИЯ ПОД ДЪНОТО НА ИЗКОПА

Дълбочината на дъното на изкопите до шлицовите стени е приета 20 m. По данни от геоложкия доклад, котите на терена при устието на сондажите са 546,66 и 545,63 – средно 546,14. От допълнителни данни за нивото на дъното на изкопите се определя средна кота на дъното на изкопите 528. Това прави дълбочина на изкопите 18,14 m. На страната на сигурността и поради различието на котите на терена и дъното на изкопите, се приема средна дълбочина на изкопите 18,50 m. Тази кота се различава от първоначално определената, поради приемането на закръглена стойност на котите на шлицовите стени под повърхността на терена.

При изкопаване на строителната яма до кота дъно – 18,50 – 6 = 12,50 m и обемно тегло на водата 1 t/m^3, водният напор става 12,5 t/m^2. Този напор, резултиран за цялата ширина на метростанцията от 16,60 m, дава повдигаща сила от 12,5.16,60 = 207,75 t/m – кръгло 208 тона за линеен метър от дължината на станцията. Напорът ще се увеличи към средата на сечението на метростанцията, поради удълбочаването на изкопа.

При условие, че цялата повдигаща сила трябва да се уравновеси от циментирана почва с обемно тегло 2,2 t/m^3, необходимата дебелина на инжектираната почва е d = 12,5/2,2 = 5,68 m, което не е икономически изгодно. Граничната стойност на срязващата сила в контакта на инжектираната зона със шлицовите стени при получения напор е 208/2 = 104 t на линеен метър от дължината на станцията. Това предполага значителни сили на зацепване между инжектираната почва и шлицовите стени, ако се разчита на задържащото действие на това зацепване срещу изплуване на инжектираната „тапа“ от циментопочва в дъното на метростанцията. Такова „зацепване“ не може да се осъществи, тъй като измерени сили на триене стар – нов бетон, не надвишават 35 – 40 t/m^2. Тук тези сили са значително по – ниски, поради наличието на бентонитова ципа до стените, която намалява триенето.

Допълнително условия за стабилитета на противофилтпационния екран е условието за поемане на съответните огъващи моменти в средата на сечението на станцията.

Някои очаквани благоприятни обстоятелства, които не могат да се предвидят с необходимата точност са понижениятa на водите извън укрепителната стена, което е нормално, въпреки, че дънната плоча ще възпрепятства „сработването“ на нивата на подземните води от външната и от вътрешната страна на шлицовите стени. Опитът показва, че при нормални условия и свободна филтрация под основата на ограждащте стени, такива понижения са от порядъка на до 1/2,5 до 1/3 от дълбочината на изкопите, което при 12,5 m воден стълб прави водопонижение от 4 до 5 m. Поради липсата на водоплътна тапа в дъното на изкопа, може да се очаква такова водопонижение. Това обаче са предварителни предпоставки, които трябва да се докажат в процеса на изкопаване на

ямата. Водопониженията могат да се приемат само априори и то при наличието на пясъци под основите на стените, както е дадено в инженерногеоложкия доклад.

Предвид посочените обстоятелства и при наличието на водоплътна „тапа“ под дъното на изкопа не може да се предвиди с необходимата точност водопонижението и приемането на решение крие опасности от грешки.

2.1. Струйна цементация под дъното на изкопа

От достигната дълбочина 14 m под терена вътре в станцията се правят сондажи за изпълнение на „струйната цементация“, като инжектираните дълбочини – котите на горен и долен край на заздравените участъци са дадени на фигура 2.

Дебелините на заздравените участъци се изменят от 1,5 до 2,5 m, като по-големите дебелини са в контактните области до шлицовите стени и в средата. Удебеляването покрай стените е за да се създаде по-голяма сила на сцепление между инжектираната почва и шлицовите стени. С удебеляването в средата се цели увеличаване на собственото тегло на инжектираната почва и поемане на огъващите моменти в плочата от воден подем. При приемане на сцепление между инжектираната почва и шлицовите стени $\delta = 15$ t, то при дълбочина на контактната зона от 2 m, силата на приплъзване на инжектираната „тапа“ ще бъде 30 t/m. За цялата ширина на „тапата“ от 16,5 m, общата сила, която може да се приспадне от целия напор е 30/16,5= 1,82 t на линенен метър.

От получената стойност на напора след водопонижението – 7 t/m^2 се спада стойността 1,82 t/m^2, след което остава остатъчен напор от 5,20 t/m^2 и необходимата дебелина на инжектираната почва става 2,36 m, приблизително 2,40 m. Тази стойност е близка до средната дебелина на инжектираната почва. Напрежението от 1,82 t/m^2 създава огъващ момент в дебелината на инжектираната почва. При етапи на откопаване с дължина 40 m и ширина на участъка между стените 16,60 m, максималният огъващ момент в „тапата“, приета като ивица по късата страна, натоварена с равномерно разпределен товар от 1,82 t/m^2, се приема с стойност M_{max} = 50-55 tm/m.

При дебелина на плочата в средата 2,0 m, съпротивителният момент е 0,66 m^3. При тези данни, опънните напрежения в инжектираната почва ще бъдат 55/0,66 = 83 t/m^2 = 8,3 kg/cm^2 или по същата формула, но за по – малката стойност на момента – 75 t/m^2 = 7,5 kg/cm^2. При условие, че се приеме частично запъване на плочата, напреженията намаляват до 5 – 6 kg/cm^2, което е в границите на опънната якост на инжектираната почва с натискова якост от 2 – 3 MPa. Ако се вземе предвид обаче, че връзката между отделните инжекционни колони няма необходимата якост, съществува реална опасност от спукване на инжектирания екран поради значителните опънни напрежения, вследствие на огъващите моменти. Благоприятно обстоятелство е, че при огъването на дебелите плочи, особено ако могат да работят в стадии на пластичност, допустимите опънни напрежения се увеличават до два пъти. Трябва да се има предвид и опасността от повдигане на цялата „тапа“ от инжектираната почва вследствие на водния подем.

2.2. Осигуряване на инжектираната почва срещу воден напор

Възможни са два варианта за осигуряване на инжектираната почва от воден напор.

Първият вариант е поемане на част от напора с анкери – по 1 – 2 анкера на линеен метър от дъното на изкопа през инжектираната почва.

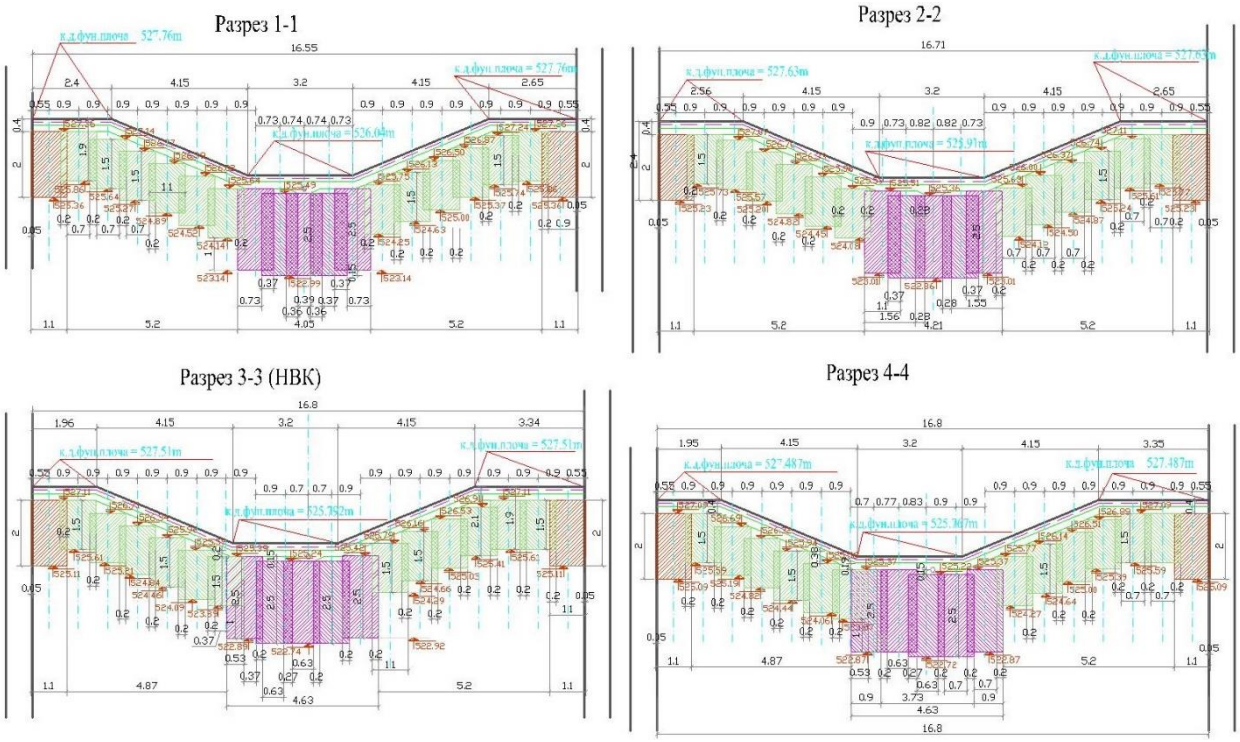
Вторият вариант е чрез пробиване на инжектираната почва, при което след изтичането на минимални водни количества водният напор спада до безопасна стойност. Тези водни количества няма да окажат съществено влияние на технологията на изкопите и не съществува опасност от воден прорив. Този вариант е по – подходящ, тъй като осигурява сигурна устойчивост на инжектираната почва и не създава статически и технологични проблеми при изпълнението.

Водопонижението може да се реализира чрез сондажни кладенци, разположени на известно разстояние – 8-10 m осово един от друг и ситуирани по надлъжната ос на метростанцията. По този начин водочерпенето се отдалечава от водопритока, който е под основите на шлицовите стени, като се удължава пътя на филтриращата вода и по този начин се намалява градиента и се елиминира опасността от воден прорив.

Дренажните сондажи се изпълняват с „дренажен филтър“ от баластра с дебелина над 10 cm. Опитно е доказано, че филтър от баластра с такава дебелина предотвратява изнасянето на прахови или пясъчни частици, с което се избягват условията за „протичане“ на пясъците. Дълбочината на сондажа трябва да има възможност за създаване на линия на депресия на водното ниво така, че да се избегне образуването на недопустим воден подем. Дренажните сондажи могат да се снабдят и с индикатор за налягане, който да отваря сондажните отвори и изтичащата вода от собствен напор да се изпомпва, или директно от сондажите, или от допълнителни шахтички, разположени по дъното на изкопа.

3. ТЕХНОЛОГИЯ НА ИЗПЪЛНЕНИЕТО

Изкопите за метростанцията се изпълняват до дълбочина 14 m под терена. До основата на фундаментната плоча на метростанцията остава неизкопана част с дебелина 8 m – в средата на станцията и 6 m – покрай стените. Това се прави, за да се противодейства със съществуващия геоложки товар на водния подем, който при основата на фундаментната плоча е 12,5 t/m^2, без да се отчита понижението на нивата на подземните води, вследствие на сработване на водните нива вън и вътре в изкопа, под основите на шлицовите стени. Наличието на претоварващ насип от неизкопана почва предотвратява или намалява евентуален „рефлукс“ – обратно изтичане на циментово мляко при инжектиране на почвата.



Фигура 2. Характерни разрези с разположение на заздравителните колони

Инжектирането на почвата става от кота 1,5 m, 2 m и 2,5 m под долната повърхност на дъното на фундаментната плоча на метростанцията на дълбочини, които са предписани в проекта. До дъното на фундаментната плоча, сондажите са „глухи“ – неинжектирани.

Дължините на инжектираните сондажи се изменят от 1,5; 2,0 и 2,5 m. Заздравителните колони са през осово разстояние 0,90 m до 0,74 m, както е показано на фигура 2. Препоръчително е пилотите за заздравителните колони да се изпълняват през един, след което се изпълняват и междинните колони.

При системата с един флуид се използва двуканален лост ф89 за сондиране и инжектиране. Лостът отвежда водата и циментовия разтвор до монитор с коаксиална дюза (една или повече, в случая само една). Режещата глава на лоста е с диаметър ф127 mm.

След приключване на сондирането, сондажният лост се изтегля като се върти и в същото време се впръсква (инжектира) циментовия разтвор, което има за цел да разруши структурата на почвата и да запълни колоната със смес от местна почва и циментов разтвор.

Методът с един флуид включва използването на инжекционна помпа, с която да се подава циментовият разтвор към дюзата с налягане до 400 bar. Началото на нагнетяване е след като режещата глава на сондажния лост достигне на 0,4 m под дъното на инжекционната колона.

Работите по метода „струйната цементация“ за заздравяване на земната основа под дъното на шахтата се изпълнят на три етапа:

Етап 1: Опитен участък. В началната зона се изпълняват 3 броя опитни колони. Изпълнението на колоните започва със сулфатоустойчив цимент марка CEM II/B–L42.5R. При изпълнение на 50% от колоните се използва ускорител за свързване на цимента по сертификат на доставчика. Целта е да се уточнят точните параметри на инжектиране, степента на насищане на почвите с цимент, диаметъра на колоните и якостно-деформационните показатели на заздравените почви. След получаване на оптимални резултати на заздравяване на земната основа, се извършват всички заздравителни работи, посочени в проекта.

Етап 2: Инжекционни работи. В проекта се предвижда изпълнение на 2926 бр. инжекционни колони с D=1,15 m – установен опитно, при среден разход на сух цимент около 400 kg/m. Тези колони се изпълняват след уточняване на технологичните параметри на инжектиране и определяне на якостно-деформационните характеристики на 3 бр. опитни колони.

Етап 3: Контролни работи. За определяне якостно-деформационните характеристики на обработените след струйната цементация почви – ъгъл на вътрешно триене, кохезия и якост на едноосов натиск, се прокарват проучвателни ядкови сондажи във всяка от трите опитни колони. Единият от сондажите е в периферията на всяка колона, а другият между центъра и периферията. По таблични и аналитични зависимости от нормите се определя модулът на обща деформация за всяка една проба. За конкретният случай очакваните стойности на модула е около 40 MPa и якост на едноосов натиск над 2,5 MPa.

От всеки проучвателен сондаж, респективно от всяка опитна колона, се вземат проби за лабораторен анализ. Тези проби се комбинират по височина с оглед да бъде постигнато подробно проучване по цялата височина на опитните колони.

След получаване и обработка на резултатите от изпитване на опитните колони, оптималното съчетание на технологичните параметри, с които да бъде изпълнено заздравяването под дъното на шахтата, се определя след удовлетворяване на два критерия – диаметърът на заздравената колона да бъде по-голям от 1,1 m и показателите на циментираната почва да покажат деформационен модул не по-нисък от 40 MPa и якост на натиск над 2,5 MPa. В случай, че параметрите не бъдат достигнати е възможно при изпълнението да бъде добавен въздух, т.е. струйната цементация да стане с два флуида.

Непосредствено след изпълнението на всяка колона, изпълнителят съставя работен доклад.

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Със заздравяването на земната основа под дъното на метростанцията по метода „струйна цементация“ се постига както уплътняване и ограничаване на притока на вода, така и осигуряване на стабилността на забитата част под дъното на шлицовите стени.

Прилагането на метода „струйна цементация“ (Jet Grouting) при строителството на сгради и съоръжения в урбанизираните територии и извън тях дава много добри резултати за осигуряване на нестабилни земни основи, земни основи с високо ниво на подпочвени води или с реки в близост. Подвижността и възможността за изпълнение при всякакви условия, стандартизирането на процедурите и контрола на качество по време на изпълнение, правят метода иновативно, интересно, гъвкаво и лесно средство за изпълнение на специални геотехнически работи.

ЛИТЕРАТУРА

[1] https://www.haywardbaker.com/solutions/techniques/jet-grouting
[2] https://www.soletanche-bachy.com
[3] https://theconstructor.org/geotechnical/jet-grouting-procedure-advantages/14470/
[4] https://www.metropolitan.bg
[5] https://bulgaria-engineering.com/bg-tehnologiya_jet_grouting
[6] Наредба № 55 от 29 януари 2004 г. за проектиране и строителство на железопътни линии, железопътни гари, железопътни прелези и други елементи.

ВЪЗСТАНОВЯВАНЕ НА НАДЕЖДНОСТТА И ДЪЛГОТРАЙНОСТТА НА СТОМАНОБЕТОННИ МОСТОВИ ОПОРИ

Димитър Димов[1]

RECOVERING THE RELIABILITY AND DURABILITY OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE'S SUPPORTS

Dimitar Dimov[1]

Abstract:
In a number of cases from construction practice just during the execution of reinforced concrete structures of buildings and bridges, usually are make defects relate to the quality of concrete works of some of bases bearing elements. Then the possibilities are two: destruction and making again execution at strict control for conformity with the requirements of the project, or strengthening/repair for recovering the disturbance reliability or durability by using suitable and effective method.
In this paper is considered similar case where is established no density and insufficient strength of concrete in round reinforced concrete columns of a new execution bridge's support. Due to carried out preliminary investigation there are made important conclusions for the state of this support and is proposed effective decision for recovering the reliability and durability of it, without interruption of construction works..

Keywords:
Bridge's Support, Bridge's Columns, Recovering, Reliability, Durability.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Настоящият доклад разглежда практически случай, при който поради установени повърхностни шупли и каверни в колона К41 (Р41) от стълб Р4 на новостроящ се пътен надлез на км 137+336.54 по път 1 от проект: Модернизация на ж.п. участък Септември – Пловдив, част от трансевропейската ж.п. мрежа – Пътен надлез и пътни връзки „Стамболийски“, е предложено и изпълнено по подходящ начин възстановяване на нарушената надеждност и дълготрайност на мостовата опора.

Във връзка с това първоначална са проведени проучвания за оценка на якостта, еднородността и качеството на изпълнените бетонови работи, вкл. плътност, скрити дефекти (каверни и др.), в зависимост от което е дадено целесъобразно решение за възстановяване на проектната носимоспособност на въпросната колона. За целта в периода от 28.11.2017 г. до 12.12.2017 г. бе извършено следното:

[1] Димитър Г. Димов, проф. д-р инж., катедра „Масивни конструкции“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mails*: dimov_fce@uacg.bg; dimg.dimov@gmail.com;
Dimitar G. Dimov, Prof., PhD, Eng., Department of Reinforced Concrete Structures, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mails*: d dimov_fce@uacg.bg; dimg.dimov@gmail.com.

(1) Разработване на Методика и технология за извършване на обследване на състоянието, диагностика и безразрушителни изпитвания за окачествяване на бетони и армировки в елементи на мостови конструкции;

(2) Обстоен оглед на колоните на стълб Р4 и на проявените повреди и дефекти;

(3) Изрязване на сондажни ядки Ø80 mm и/или Ø50 mm от К41 и от друга колона без външни дефекти и лабораторни изпитвания за якост, и плътност на бетона;

(4) БК с твърдомер на Шмидт на всички колони от стълб Р4 и окачествяване според действащите БДС EN 13791: 2007/NA: 2011 и БДС EN 206-1: 2014/ NA: 2015;

(5) Ултразвукова диагностика в по 3 бр. сечения на К41 и в съседните без видими дефекти, за установяване на евентуални скрити каверни;

(6) Заключение за техническото състояние и решение за възстановяване на проектната носимоспособност на колоната.

2. КРАТКО ОПИСАНИЕ НА ОБСЛЕДВАНИТЕ КОЛОНИ

Колона К41 на новостроящия се Пътен надлез на км 137+336.54 по път 1 е една от трите колони, формиращи стълб №4 (Р4) на това мостово съоръжение (вж. фиг. 1). Колоните са с кръгло напречно сечение с диаметър 100 cm и светла височина 650 cm; Фундирани са върху 4 бр. изливни пилоти Ø1,2 m, с дължини по 20 m и ростверк над тях с размери 1,6/1,6/12,4 m.

Фигура 1. Общ вид на стълб №4

Фигура 2. Фрагмент на долната част на колона К41(б), с наличие на повърхностни шупли и каверни

По проект колоните на тази опора са предвидени да се армират надлъжно с по 24N32 от стомана клас B500C, обхванати със спирала от N16 от същия клас със стъпка 8 cm. Проектният клас на бетона в тях е С30/37, а проектното бетонно покритие – 35 mm.

Със Заповед №1 от 18.07.2017 г. [11], проектантът е променил спиралната армировка на N14 от същия клас стомана, но с намалена стъпка в размер на 6см. При изпълнението на колоните от тази опора се констатира, че по повърхността на колона К41- дясна (фиг. 2) се е получил дефект. Във връзка с това със Заповед №14/10.11.2017 г. [14] той предписва тази колона да се провери за скрити каверни във вътрешността и да се вземат проби за окачествяване на вложения в нея бетон.

3. РЕЗУЛТАТИ ОТ ПРОВЕДЕНИТЕ ИЗПИТВАНИЯ И АНАЛИЗ

3.1. Изследване на взети проби от бетона

Възприетата методика за настоящите безразрушителни изпитвания е в пълно съответствие с изискванията на БДС EN 13791:2007 [2] и БДС EN 13791:2007/NA:2011 [3],

визиращи оценката на съществуващи и новостроящи се конструкции, които се налага да бъдат променени, преизчислени или имат повреди. Тази методика включва:

- БК на бетона с твърдомер на Шмидт на всеки вид главни носещи елементи – в случая колони на сълб на мстово съоръжение;
- изрязване на пробни тела (ядки), от 3 до 14бр или над 15бр, от места предварително изпитани с твърдомер на Шмидт чрез определяне на големината на отскока;
- лабораторни изпитвания на пробните тела за плътност и на натиск до разрушаване;

По този начин са решени два важни въпроса:

- установена е структурата и са определени действителните физико-механични свойства на бетона (плътност, еднородност, деформоционен модул);
- направен е паралел между установената повърхностна твърдост по БДС EN 12504-2:2005 [5] с действителната якост на бетона в изследваните части и елементи, получена по БДС EN 206-1/NA:2015 [1] и БДС EN 13791:2007/NA:2011 [3] чрез разрушаване на изрязани пробни тела от самите тях.

Фигура 3. Диагностика на положението на армировката

Фигура 4. Сондиране за вътрешни дефекти

Проучването за наличие на евентуални скрити каверни във вътрешността на колона К41 се извърши първоначално в мястото с най-големи повърхностни дефекти с помощта на сондажна машина HILTI DD200, чрез сондиране с боркорона с външен диаметър 50 mm (фиг. 4). За да не се засегне армировката, предварително с помоща на сканиращ апарат Ferroscan FS200 на Hilti Corporation , чрез линейно (фиг. 3) и площно сканиране (фиг. 5), се установи точното местоположение на надлъжната и напречната армировка в изследваните участъци, а така също нейния вид и бетонното покритие.

За изследване на свойствата на бетона, влложен в изпълнените колони, бяха изрязани цилиндрични бетонови ядки (фиг. 6) с външен диаметър на боркороната 80 mm. Бетоновите ядки са изрязани от колона К41 (с установен външен дефект) и от колона К43 (без видими дефекти) и са обработени в съответствие БДС EN 12504-1:2005 “Ядки. Изрязване, проверка и изпитване на натиск“.

От изрязаните бетонни ядки са оформени 8 бр. цилиндрични пробни тела с диаметър 74 mm и височини по около 80 mm (фиг. 7).

Всяко пробно тяло, след измерване на масата му, е натоварвано на натиск до разрушаване (фиг. 8). Изпитването и оценяването на бетона е проведено в акредитираната УСИЛ на УАСГ, в съответствие с изискванията на БДС EN 13791:2007/ NA:2011 [3] ”Оценяване на якостта на натиск на бетона на място в конструкции и готови бетонни елементи”.

Фигура 5. Диагностика на армировката

Фигура 6. Изрязване на сондажни ядки

Фигура 7. Оформяне на пробни тела

Фигура 8. Изпитване на натиск до разрушаване

(1) От проведените лабораторни изследвания на взетите и оформени пробни бетонни тела се установи средна плътност в размер на 2253 kg/m^3, според която вложеният в колоните на стълб Р4 бетон отговаря на „обикновен бетон“ съгласно дефинициите на БДС EN 206-1/NA:2015 [1];

(2) При това плътностите на единичните пробни тела се оказаха много близки, т.е. физическата еднородност на бетоните в отделните колони е много добра, което се потвържди и от външния вид на изрязаните сондажни ядки (фиг. 12) – без дефекти, с равномерна и еднородна структура;

(3) Механичните изпитвания на същите пробни тела показаха също сравнително добра еднородност на резултатите, но относително по-ниски за момента якости от предвидената по проект.

(4) Статистическият анализ на тези якости, извършен според изискванията на БДС EN 206-1/NA:2015 [1] и БДС EN 13791:2007 [2] показа, че бетонът вложен в колони К41 и К43 се определя като бетон клас С25/30, а според тези на БДС EN 13791:2007/NA:2011 [3] – на бетон клас В30 (вж. табл. 1.6).

(5) От изрязаните сондажни ядки се установи още, че вложеният в колоните бетон е приготвен с относително добро съотношение между дребен и едър добавъчен материал (максимален р-р 20-25 mm) и равномерна структура (вж. фиг. 5-7), но с добавъчни материали от речна баластра.

3.2. Ултразвукови изпитвания

Те се проведоха чрез двустранно прозвучаване с ултразвуков апарат *Unipan*, модел 543 (фиг. 9 и 10), в съответствие с БДС EN 12504-4:2005 [6], на годните за прозвучаване 6бр. цилиндрични пробни тела с диаметър 74 mm и на трите колони. Цилиндричните пробни тела са прозвучавани двустранно в средата по надлъжната им ос, а колоните – по два ортогонални диаметъра, на три нива, отстоящи от горен ръб ростверк съответно на 0,5 m; 1,0 m и 1,5 m, като е обхванат изцяло дефектния повърхностен участък на колона К41.

Фигура 9. Ултразвукова диагностика на пробните тела

Фигура 10. Ултразвукова диагностика на изследваните колони

Динамичният и статичният модули на линейни деформации на бетона са изчислени въз основа на измерените времена и скорости на прозвучаване по познатите зависимости от физиката [12], а именно:

$$E_{c,dyn} = k\rho V_c^2, \tag{1}$$

където:

$k = 0,9$ - коефициент, който е приет равен на $(1+\nu)(1-2\nu)/(1-\nu)$, за прозвучаване на масивни елементи;

$\rho_c = \gamma_c / g$ - акустическа плътност на бетона в kNs^2/m^4 и

$$E_c = k_1 E_{c,dyn}\ , \tag{2}$$

където $k_1 = 0,91$ за бетони със средни якости; докато якостта на бетона е изчислена според БДС 15013-84, по методиката на „тарировъчните криви”, посредством зависимостта:

$$f_{ci}\left[MPa\right] = cV_{ci}^{3,75}\left[km/s\right], \tag{3}$$

където $c = 0,157 \div 0,231$ в зависимост от условията на приготвяне на бетона и състоянието му при провеждане на диагностиката.

(1) Ултразвуковата диагностика на пробните тела и на колоните на място потвърди, че физическата еднородност на бетона е много добра – $K_{\text{hom}} = 0,93$;

(2) Същото изследване показа, че модулът на линейни деформации на бетона при различните видове деформационни и др. проверки може да се приеме консервативно E_c = 30500 MPa;

(3) Тази негова стойност, както и определената по емпиричен път по формула 3 вероятна характеристична якост в размер на 30,1 MPa, отново потвърдиха, че по време на обследването, на едномесечна възраст, бетонът в изпълнените колони на стълб №4 отговаря на бетон клас B30, т.е. C25/30 според действащите норми и стандарти [1, 2, 3].

3.3. Безразрушителни изпитвания на бетона чрез големината на отскока

Те се проведоха с механичен твърдомер на “Schmidt“, в пълно съответствие с изискванията на стандарта [5]. Изпитани бяха общо 45 бр. места (серии) по 15 бр. от всяка колона, разпределени по височина на 5 бр. нива - съответно на 0,5; 1,5 и 3,0 m под долен ръб ригел и на 0,6 и 1,8 m над горен ръб ростверк (фиг. 11). Резултатите за получените якости показват следното:

(1) При математическата обработка и анализ е използван съответния „коефициент на съгласуване” установен от комбинираното изпитване, с характеристична стойност 1,343;

(2) От проведения комплексен безразрушителен контрол (БК) на бетона чрез повърхностната му твърдост според БДС EN 206-1/NA:2015 [1] и БДС EN 13791:2007/NA:2011 [3], понастоящем той може да се класифицира за колони К41 и К42 като бетон клас B30, което кореспондира и с резултата получен от прякото изпитване на взетите пробни тела (вж. предходната т. 3.2), а за К43 – като бетон клас B35;

(3) Установи се също, че единичните якости на бетона варират в сравнително тесни граници – за К41 и К42 от около 29-30 MPa до 37-38 MPa, а за К43 от около 35 MPa до към 42 MPa. Т.е. и при този вид БК се потвърждава относително добрата еднородност на бетона;

(4) Друго косвено доказателство за добрата еднородност на бетона са установените кефициенти на вариация, чиито стойности от 0,056 до 0,091 са значително по-ниски от приетата за нормална горна граница в размер на 0,135.

Фигура 11. БК на бетона с твърдомер на Шмидт

Фигура 12. Тест за карбонизация

3.4. Изследване на карбонизацията на бетона

Дълбочината на карбонизация на бетона в колоните е изследвана чрез своевременно третиране на изрязаните бетонни ядки посредством 1% разтвор на фенолфталейн в спирт (фиг. 12). При това положение липсата на оцветяване показва дълбочината на неутрализиране на течната фаза на бетона със стойност на pH ≤ 11,8 под която стойност бетонът не е в състояние да защитава армировката от корозия. Резултати от този специализиран тест показват следното:

(1) Неутрализацията (карбонизацията) на бетона в колоните се оказа нулева (виолетово оцветяване по цялата дължина на всяка от изрязяните ядки, т.е. Ph>11,8), вероятно поради факта, че той бе едва на едномесечна възраст;

(2) Това означава че бетонното покритие, което варира за спиралната армировка от 25-30 mm до 45-50 mm, а на надлъжната армировка – от около 45 mm до към 90 mm е в състояние да предпазва армировката от корозия, и от тази гледна точка не е необходимо да се предприемат мерки за репарация и защита на видимите бетонни повърхности.

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ ЗА СЪСТОЯНИЕТО И РЕШЕНИЕ ЗА ВЪЗСТАНОВЯВАНЕ

От прегледа и анализа на резултатите от извършеното обследване и проведените на място и лабораторни изпитвания и диагностични проучвания се направиха следните обобщени изводи за техническото състояние на изследваните ст.б. колони:

4.1. С изключение на установените повърхностни шупли и малки каверни в най-долната четвъртина на колона К41, по останалите части на същата колона, както и по повърхностите на другите две колони К42 и К43 на стълб Р4 не са констатирани никакви подобни или други дефекти.

4.2. Проведеното комплексно проучване на цитираните три колони чрез сондиране и изрязване на бетонни ядки в дълбочина и паралелно ултразвуково прозвучаване в сечения без и с установени външни дефекти категорично показаха, че в нито една от тях няма данни за наличие на вътрешни (скрити) каверни, нееднородност или други недостатъци.

4.3. Съгласно действащите в Р. България БДС EN норми и стандарти [1, 2, 3], бетонът вложен в колони К41 и К42 за периода на изпитването (36 дневна възраст) отговаря на бетон клас В30, а в колона К43 – на бетон клас В35 при предвиден в проекта клас С 30/37 (В37). **Т.е. и в трите колони на този стълб на едномесечна възраст проектната марка на бетона не е постигната. Основната причина за това вероятно е използването на добавъчен материал от речна баластра за направата на бетона, който материал няма необходимите качества за постигане на изискваните по-високи якости.**

4.4. Независимо от това към този момент може определено да се твърди, че бетонът на разглежданите колони все още няма никаква неутрализация, т.е. бетонните покрития в местата без повърхностни шупли и дефекти са в състояние напълно да предпазват армировката от корозия.

4.5. Установените при контролните сканирания вид, гъстота и разположение на надлъжните и напречни (спирални) армировки, показаха добро съответствие с предвидените в проекта. Бетонните покрития на спиралната армировка и на надлъжната армировка са по-големи от минималните изискуеми, съответно 25 и 40 mm.

4.6. За възстановяване на проектната носимоспособност на колони К41, К42 и К43, на които проектната якост на бетона не е постигната, бе препоръчано и се извърши усилване чрез спираловидно обвиване с тъкан от въглеродни нишки, с фирмени материали и продукти на фирма Mapei, като се съблюдаваха следните изисквания:

(1) Използвана е тъкан от въглеродни нишки Mapewrap C Uni-Ax 300/40 с еднопосочно ориентирани влакна, с характеристики както следва:

- тегло 300 g/m^2;
- плътност 1800 kg/m^3;
- еквивалентна дебелина 0,164mm и широчина на лентата 400 mm;
- якост на опън ≥ 4900 N/mm^2;
- модул на еластичност 252000 N/mm^2
- удължение до скъсване ≥ 2%.

(2) Тъканта беше полагана спираловидно със застъпване най-малко 50 mm (фиг. 13 и 14), върху предварително добре обработена (обезпрашена и обезмаслена) повърхност по т.н. „сух метод“, при който са използвани следните смоли:

- Mapewrap Primer 1 – епоксиден грунд;
- Mapewrap 11 – епоксидна изравнителна шпахловка и
- Mapewrape 31 – епоксидна импрегниращa смола

(3) При полагането се съблюдаваше температурата на бетонната основа да не е по-ниска от +8°C и да е поне с 3°C по-висока от точката на оросяване, при максимално допустима влажност на бетонната основа 4%.

(4) За предпазване от UV лъчи, натриеви хлориди, сулфатни съединения, антиобледенителни състави, пенетрация на въглероден диоксид и водни молекули (с оглед предотвратяване на образуването на въглеродна киселина и последващ процес на карбонизация), се реализира защита с двукомпонентно покритие също на Mapei – Mapelastic в цвят Chiaro (светлосив), нанесено в два слоя с дебелина до 3 mm.

(5) Всички материали и продукти се доставиха, приготвиха и положиха от фирма „К&К Прожект Груп“ ЕООД, специализирана за изпълнение на подобни системи за конструктивно усилване, в съответствие с указанията на каталозите и инструкциите на Mapei.

Фигура 13. Момент от усилването на К41

Фигура 14. Поглед към усилваните колони на стълб Р4

5. ИЗВОДИ

5.1. Въз основа на извършеното комплексно предварително проучване и обследване не само на колона К41 (с визуално дефектната повърхност), но и на другите две колони К42 и К43 на стълб Р4 от пътния надлез при гр. Стамболийски, са направени важни изводи за якостта и състоянието бетона във вътрешността на колоните, за начина им на армиране и за съответствието на вложените в тях материали с изискванията на проекта.

5.2. С предложеното и изпълнено решение чрез прилагане на една от съвременните системи за конструктивно усилване (с FRP материали) е постигнато пълно възстановяване на нарушената надеждност от недостатъчната проектна якост на бетона в колоните от разглежданата мостова опора.

5.3. Реализираното плътно (чрез застъпване) апликиране на усилващия композитен материал (тъкан от въглеродни нишки+епоксидно лепило) предотвратява каквато и да е възможност за по-нататъшна карбонизация и/или корозия на армировката, с което се гарантира и дълготрайността на всяка от усилените колони и на цялата мостова опора.

5.4. Този ефективен начин на усилване на съществуващи и в процес на изпълнение мостови опори, може да се препоръча и в други случаи с допуснати подобни грешки и неблагополучия поради това, че позволява да бъде извършван в процеса на експлоатация и/или без прекъсване на строителния процес, както и поради факта че променя незначително (пренебрежимо малко) геометричните параметри на усилваните елементи.

ЛИТЕРАТУРА

[1] БДС EN 206-1/NA:2015 Бетон – Част 1: Спецификация, свойства, производство и съответствие.
[2] БДС EN 13791:2007 Оценяване на якостта на натиск на бетона в конструкции и готови бетонни елементи.
[3] БДС EN 13791:2007/NA:2011 Оценяване на якостта на натиск на бетона на място в конструкции и готови бетонни елементи (Национално приложение NA към БДС EN 13791:2007).
[4] БДС EN 12504-1:2009 Изпитване на бетон в конструкции. Част 1: Ядки. Изрязване, проверка и изпитване на натиск.
[5] БДС EN 12504-2:2005 Изпитване без разрушаване. Част 2: Определяне на големината на отскока.
[6] БДС EN 12504-4:2005 Изпитване без разрушаване. Част 4: Определяне на скоростта на ултразвуков импулс.
[7] БДС 9252:2007 Стомана за армиране на стоманобетонни конструкции. Заваряема армировъчна стомана. Пръти, кангали и стомана изправена от кангал.
[8] ASTM C876-99. Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.
[9] Димов, Д. Безразрушителни изпитвания на строителни конструкции, Дайрект Сървисиз, София, 2011.
[10] Работен проект (РП) по част „Конструктивна за съоръжения“ за обект: Пътен надлез на км 137+336.54 по път 1 от проект: Модернизация на ж.п. участък Септември – Пловдив, част от трансевропейската ж.п. мрежа – Пътен надлез и пътни връзки „Стамболийски“, С., 07.2015.
[11] Заповед №1 от 18.07.2017г. на проектантта-конструктор за промяна на спиралната армировка от N16 на N14 от същия клас стомана, но с намалена стъпка в размер на 6 см.
[12] Заповед №14/10.11.2017г. на проектантта-конструктор с предписание колона К41 да се провери за скрити каверни във вътрешността и да се вземат проби за окачествяване на вложения в нея бетон.
[13] Дневник за бетоновите работи за обект: Пътен надлез на км 137+336.54 по път 1 за периода от 21.09.2017г. до 26.10.2017 г.
[14] Декларация за характеристиките на строителен продукт (бетон клас C30/37 – C_w 1.0 – XC3 – XD2 – XF1 – XA1 – Cl 0,10 – S3 – Dmax 22,4) № 01-17-05-2017 на производителя и доставчика на бетона – Бетонов център „Драгиев и Ко“ ООД, гр. Пловдив.

ЕФЕКТИВНА ШИРОЧИНА ЗА КЛАСОВЕ СЕЧЕНИЯ 1 И 2 НА КОМБИНИРАНИ ГРЕДИ

Енчо Дулевски[1]

EFFECTIVE WIDTH FOR SECTION CLASSES 1 AND 2 FOR COMPOSITE GIRDERS

Encho Dulevski[1]

Abstract:
There is a statement that the effective width for classes 1 and 2 equal for composite girders with the effective width for the other classes in Ultimate Limit State in EC4 is in contradiction with the principle of determination of the effective width in general. A new approach is suggested to this problem which considers the cross-section's strains distribution. Critical point is defined at the level of the upper edge of the concrete slab above the axis of the girder where the strain reaches its limit ε_{cu}. This value decreases to ε_c and further – proportionately to the stress changes in the elastic area. It comes up zones with plastic and elastic concrete state. Stresses there define the contribution of the concrete slab to the bending resistance of the girder. They are bigger, up to 24%, than according to the procedures obtained from EC4. This approach allows it to be applied to reinforced RC T – girders, but with a reduced effect.

Keywords:
Composite Bridges, Effective Widths, Section Classes.

1. INTRODUCTION

The effective width concept is too common to provoke scientific or practical interest. In order to do so, two examples will be considered being a consequence from some provisions in Eurocodes 2, 3 and 4 (EC2 [1], EC3 [2] and EC4 [3]).

First example: Figure 1.1 shows the graphics for the effective width ratio β according to EC2, EC3 and EC4. For comparability the formulas according to EC2 and EC4 are transformed here in a suitable way.

The results shown in Figure 1.1 raise the following questions and cogitations:

- The data from EC3 is obtained for elastic stress state of the material. It coincides closely enough with analogous ones, obtained from other sources [4], [5];

[1] Енчо М. Дулевски, проф. д-р инж. (пенсиониран), катедра „Пътища и транспортни съоръжения“, Факултет по транспортно строителство, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: emd_fce@uacg.bg;
Encho M. Dulevski, Prof., PhD, Eng. (retired), Department of Road Construction, Faculty of Transportation Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: emd_fce@uacg.bg.

- For a large interval of the graph, the values obtained from EC3 lie between those from EC2 and EC4, and for the remaining interval they are nearby. Therefore they also can be perceived valid for concrete in elastic condition;
- Why the values for the β-ratio differ (differences reaching up to 60%), when the same material is considered in EC2 and EC4? Why the formulas are not unified?
- Why the effective width of classes 1 and 2 composite girders under plastic condition remains the same as that under elastic condition? The question results from the fact that the direct stress diagrams differ considerably (in both directions).

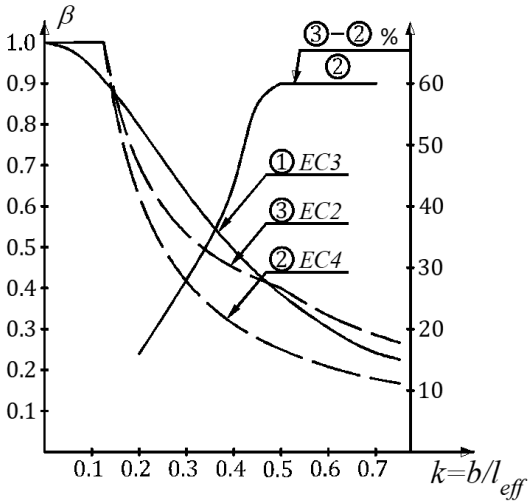


Figure 1.1. Comparison of the β-ratio according to EC2, EC3 and EC4

Second example: In Figure 1.2 a cross section class 1 of a composite beam is presented. The steel class is S460 and the neutral axis is at a distance from the upper concrete plate edge equal to 0,4*h*. For such a case EC4 prescribes the plastic moment value M_{pl} of the section to be reduced by 20% in order to obtain the bending resistance M_{Rd} of the composite beam. If M_{Rd} is compared with $M_{a,pl}$ (the plastic resistance of the beam only), the latter is higher. If the RC plate width is unlimited, in order to use the shown value of the effective width, the effective length l_{eff} should be 4,608 m. It is resulting in a ratio h/l =1/4 for a simply supported girder. If the span is larger, than the distance between the girders should be 1,352 m. The both possibilities hardly ever may occur in practice.

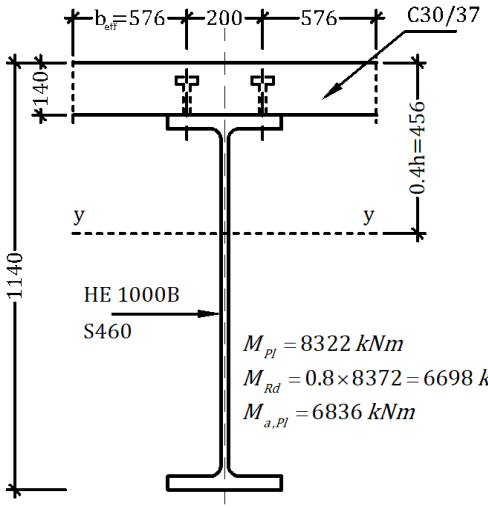


Figure 1.2. Composite beam used for example 2

The second example leads to the following conclusions:

- Sometimes the composite action may be “harmful”, or,
- Some of the provisions in EC4 need to be clarified or be amended eventually.

This work presents an attempt to clarify and solve some of the questions above. The strains are used for determination of the effective width.

2. POSTULATES

The strains along the vertical cross section axis change linearly. The direct stresses in horizontal direction, at the top of the RC plate reach the design stress f_{cd} in part of the plate and get smaller in the remaining part (Figure 2.1.b). Wide plates may have an unstressed part.

In the part where $\sigma = f_{cd}$, the strains change linearly $\varepsilon_{cu} - \varepsilon_c$, while in the remaining part they change proportionally to the σ-stresses (Figure 2.1.a). The RC plate stresses change vertically in the elastic region according to the non-linear stress-strain correlation law. Further this case will be indicated by CLA. Also the bilinear law of the same correlation is considered with the indication BLA. In Figure 2.1.c the plate zones in plastic and in elastic condition are shown. The stress distribution outside the plastic zone is accepted according to the formulas given in EC3. Smooth transition of the strains between the two zones is applied for the determination of b_1 and b_2 dimensions. Using $\beta_2 = 1/\left(1+6{,}4k_2^2\right)$ effective breadth ratio, taken from EC3, the b_2-zone has been transformed to $b_{2,eff}$; $b_{2,eff} = \beta_2 b_2$; $k_2 = b_2 / l_{eff}$.

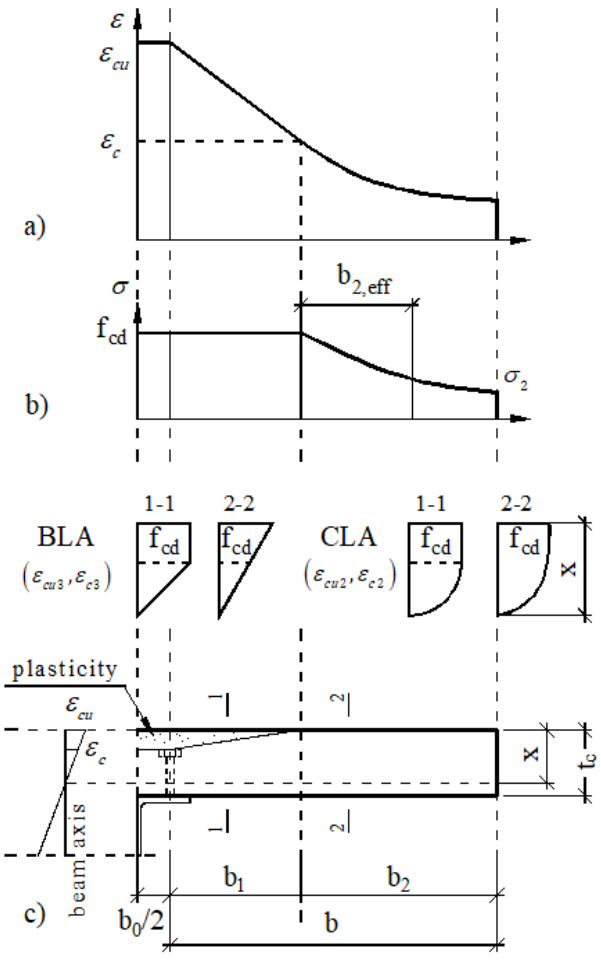


Figure 2.1. Concrete plate, a) distribution of strains, b) distribution of stresses, c) plate state

3. DETERMINATION OF b_1 AND b_2

For b_2-zone EC3 gives a formula for the direct stress distribution, which is modified to:

$$\sigma(y) = \sigma_2 + (f_{cd} - \sigma_2)\left(1 - \frac{y}{b_2}\right)^4, \tag{3.1}$$

$$\sigma_2 = 1{,}25(\beta_2 - 0{,}2) f_{cd}. \tag{3.2}$$

The coordinate axis y is right-directed with starting point in the left end of b_2-zone.
The formula (3.1) can be transformed to

$$\varepsilon(y) = \frac{\varepsilon_c}{4}\left[5\beta_2 - 1 + 5(1-\beta_2)\left(1 - \frac{y}{b_2}\right)^4\right]. \tag{3.3}$$

The strains in the b_1-zone are determined by:

$$\varepsilon(y) = -\frac{y_1(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_c)}{b_1} + \varepsilon_{cu}. \tag{3.4}$$

Axis y_1 is collinear to axis y and starts from the left end of b_1-zone.
The smoot strain transition between the two zones leads to:

$$b_2 = b\frac{5\varepsilon_c - (1-\beta_2)}{\varepsilon_{cu} + 4\varepsilon_c - 5\varepsilon_c\beta_2}, \text{ and } b_1 = b - b_2. \tag{3.5}$$

The dimension b has a limitation inside the stressed zone $b \le l_{eff}$.
After replacing β_2 and some processing the expression above reaches to:

$$k_2 = \frac{k_0 \pm \sqrt{k_0^2 - a_1}}{a_2} \le 0{,}7. \tag{3.6}$$

$k_0 = b/l_{eff}$ and coefficients a_1 and a_2 are presented in Table 3.1.

Table 3.1. Coefficients a_1, a_2

Concrete class	BLA		CLA	
	a_1	a_2	a_1	a_2
C12/15-C50/60	0,150	2,400	0,108	2,300
C55/67	0,103	2,289	0,055	2,164
C60/75	0,073	2,210	0,034	2,104
C70/85	0,047	2,140	0,016	2,050
C80/95	0,024	2,072	0,005	2,016
C90/105	0,017	2,052	0,000	2,000

For the concrete classes in the first row of Table 3.1, the relation $k_2 = f(k_0)$ is presented in Figure 3.1 by curved graphics. The parts plotted by solid lines are valid. When k_0-values are small, the β-ratio is not well defined by the formula given in EC3. As a consequence, values for k_2 cannot be found in the Figure 3.1 for that interval. More exact expression for β will give results for k_2 but with calculation difficulties. In order to avoid them and on the safe side, the dotted straight lines are accepted instead of curved ones.

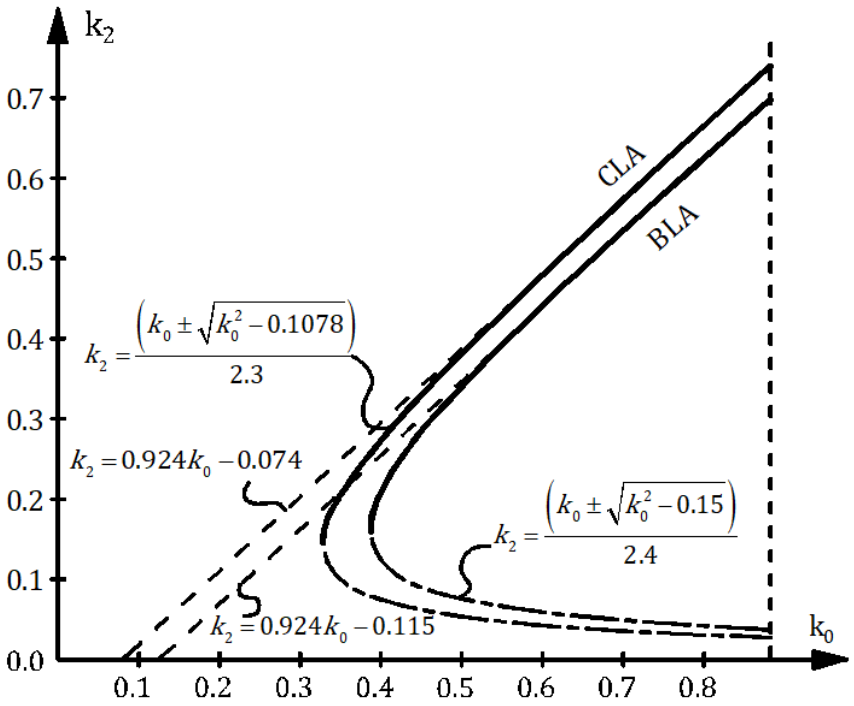


Figure 3.1. Illustrative presentation of expression (3.6) and its linear variant

After the dimensions b_1 and b_2 are defined, the plastic and elastic concrete zones can be outlined. Further, the position of the neutral axis and the resultant force of the concrete stresses can be found.

4. PLASTIC MOMENT RESISTANCE

According to Figure 2.1.c the resultant force of the compressive stresses in the RC plate can be determined after the stressed effective zone is divided into elementary parts for which their resultant forces and application points are known.

If the plate is symmetrically arranged with respect to the cross section axis, and the neutral axis is situated in the concrete part, the dimension x and the contribution of the concrete stresses to the plastic moment resistance can be obtained from:

$$x = \frac{N_{a,Rd}}{f_{cd}\left(a_3 b_0 + a_4 b_1 + a_5 b_{2,eff}\right)}; \tag{4.1}$$

$$M_{c,Rd} = f_{cd} x^2 \left(a_6 b_0 + a_7 b_1 + a_8 b_{2,eff}\right). \tag{4.2}$$

The stress contribution of the steel part is easy to calculate. If the neutral axis is situated in that part, the calculations become more complicated. BLA approach give result after an iteration process. CLA approach is practically inapplicable. Such cases however are infrequent. The coefficients $a_3 - a_8$ are given in Table 4.1.

Independently from the position of the neutral axis, an approximate approach can be applied. It is easy for use and the results obtained are on the safe side. All strains in the effective concrete plate part are accepted to be elastic. A generalized coefficient $k_{eff} = b_{eff} / l_{eff}$ is necessary; $b_{eff} = b_1 + b_{2,eff}$.

The corresponding formula is:

$$k_{eff} = \frac{1{,}23k_0^3 + k_0^2 + 2{,}78k_0 + 0{,}08}{16{,}17k_0^2 - 2{,}59k_0 + 3{,}06}. \quad (4.3)$$

When $k_0 \geq 0{,}5$, then $k_{eff} \cong 0{,}32$. Formula (4.3) finally may be simplified to:

$$k_{eff} = 1{,}24k_0(1 - k_0) \leq 0{,}31 \text{ and} \quad (4.4)$$

$$b_{eff} = 1{,}24b(1 - k_0) \leq 0{,}31l_{eff}. \quad (4.5)$$

The approach using formula (4.4) is marked by CLSA. Further, the calculation of *x* and $M_{pl,Rd}$ may continue in the usual way.

Table 4.1. Coefficients $a_3 - a_8$

Concrete class	BLA			
	a_3	a_4	a_6	a_7
C12/15-C50/60	0,750	1,250	11/24	19/24
C55/67	0,710	1,210	0,444	0,777
C60/75	0,672	1,172	0,428	0,762
C70/85	0,630	1,130	0,409	0,742
C80/95	0,577	1,077	0,381	0,370
C90/105	0,558	1,058	0,370	0,703
a_5=1,0; a_8=2/3 for all classes				
	CLA			
C12/15-C50/60	0,886	1,686	0,494	0,960
C55/67	0,858	1,658	0,490	0,964
C60/75	0,841	1,641	0,487	0,964
C70/85	0,822	1,622	0,484	0,963
C80/95	0,808	1,608	0,482	0,961
C90/105	0,800	1,600	0,480	0,960
a_5=1,600; a_8 =0,960 for all classes				

5. EXAMPLES

In Figure 5.1, graphics for composite beam plastic moment resistance are shown for a range of k_0-values. The presented results are obtained by BLA, CLA and CLSA approaches. It can be noticed that the different approaches give insignificant differences, but all of them give larger bending resistance compared to the one obtained according to EC4 rules. The deviation at k_0 = 0,5 vary between 22%-24%.

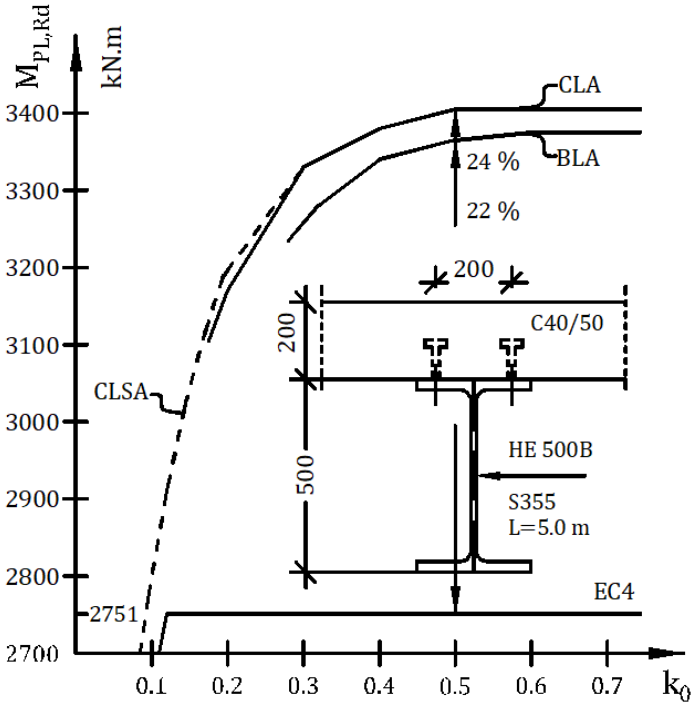


Figure 5.1. Moment resistance example

For the cross section shown in Figure 1.2 calculation is made by the CLSA approach. The moment obtained is $M_{pl,Rd}$ = 9470 *kNm* for unlimited plate width and for effective length l_{eff}, such that according to EC4 rules, gives the shown effective width. Bending resistance becomes 38% larger.

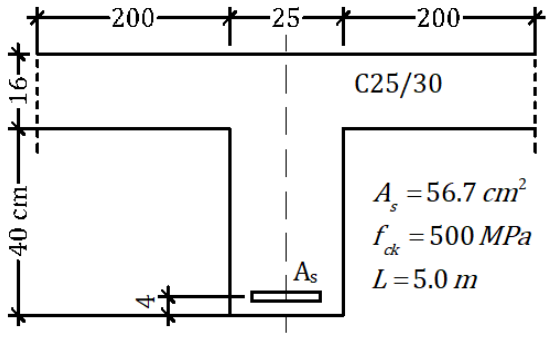


Figure 5.2. Example for concrete T-girder moment resistance

The presented manner for obtaining the effective width may be used for calculation of RC T-girders. In Figure 5.2 a section of such a girder is shown. The printed results for the bending resistance refer to the case when the reinforcement ratio is at the upper allowable limit, and for the calculations CLA approach is used. If CLSA approach has been applied, the difference with the value obtained from EC2 rules becomes 3.4%.

6. CONCLUSIONS

Calculation of class 1 and 2 composite girder bending resistance by more exact presentation of strain and stress distribution gives higher results compared to those obtained by the rules given in EC4.

More of the postulates above are general and the remaining seems to be logical. In such circumstances however, doubts may sometimes occur. One way to eliminate them is by laboratory tests.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.
[2] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plate structural elements.
[3] Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.
[4] BS 5400, Steel, concrete and composite bridges, Part 3, Code of practice for design of steel bridges. 1982.
[5] Dulevski E., Effective Width of Steel Plate Deck Bridges with Closed Stiffeners. Stahlbau. July 1989. Heft 7: 217-221.

ПРОЕКТ НА СТОМАНЕНА ЕСТАКАДА, ЧАСТ ОТ ТРАСЕТО НА ЖЕЛЕЗОПЪТНА МАГИСТРАЛА И АМ "СТРУМА" В УЧАСТЪКА БЛАГОЕВГРАД – КРЕСНА

Енчо Дулевски[1], Александър Жипонов[2]

DESIGN PROJECT OF STEEL VIADUCT, PART OF THE RAILWAY LINE AND MOTROWAY STRUMA IN THE SECTION BLAGOEVGRAD – KRESNA

Encho Dulevski[1], Alexander Jiponov[2]

Abstract:
A new option has been considered for the trace of high-speed double track railway in combination with a motorway. The alignment from communication point of view, goes directly above the existing railway and road and at some places they are crossing each other or they are almost parallel. Due to that, all the requirements are satisfied according to current standards. At one particular section, the Employer requires a structure on three levels: lower level – for double track high-speed railway; middle level – for highway traffic in one direction and upper level – for the highway traffic in the other direction. There is such a requirement due to the presence of tunnels with three traffic levels at both sides of each structure. It is elaborated a Preliminary design for the most complex structure which is in horizontal curve directly above the old railway and it partly overlaps it. Most of the structural elements are designed to work as composite elements. The total length of the structure is 446 m with 48 m spans.

Keywords:
Structure on three levels, Composite elements, Double track high-speed railway

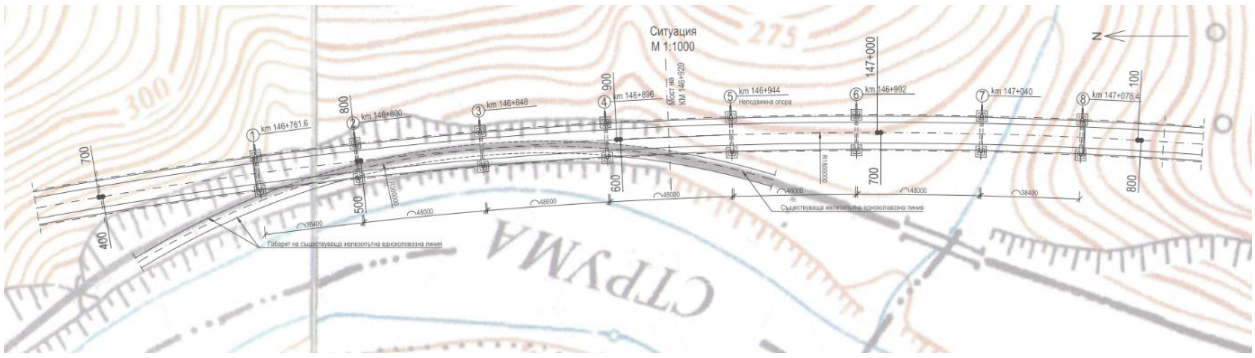
1. ВЪВЕДЕНИЕ

Лансираният в последно време "Източен вариант" на АМ "Струма" в участъка на дефиле "Кресна" все още е в състояние преди възлагане на строителство. Това предпоставя амбиции за преразглеждане на търга и дава основание за предлагане на нови конкурентни варианти.

[1] Енчо М. Дулевски, проф. д-р инж. (пенсиониран), катедра „Пътища и транспортни съоръжения", Факултет по транспортно строителство, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски" № 1, 1046 София, *e-mail*: emd_fce@uacg.bg;
Encho Mi. Dulevski, Prof., PhD, Eng. (retired), Department of Road Construction, Faculty of Transportation Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: emd_fce@uacg.bg.
[2] Александър К. Жипонов, инж., докторант / асистент, катедра „Пътища и транспортни съоръжения", Факултет по транспортно строителство, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски" № 1, 1046 София, *e-mail*: ajiponov@abv.bg;
Alexander K. Jiponov, Eng, PhD Student / Assist. Prof., Department of Road Construction, Faculty of Transportation Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: ajiponov@abv.bg.

Един такъв алтернативен вариант е предложен, като в проекта е заложено осъвместяване на трасетата за пътно и железопътно магистрално движение. Железопътната магистрала е двуколовозна с проектна скорост 200 км/ч. Изисква се съоръжение на три нива: долу – за железопътно движение, по-горе пътен трафик в едната посока и най-горе пътен трафик в обратната посока. Това до някъде необичайно изискване се диктува от факта, че от двете страни трасето влиза директно в тунели, които са решени на три нива. В нивелетно отношение трасето е разположено с минимална денивелация над съществуващите път и жп. линия, като на определени места се пресича безконфликтно (

Фигура). Реката не се пресича, магистралата е откъм Пирин.



Фигура 1

Зададеното за проектиране съоръжение е в крива с радиус 1800м и в средната си част преминава над старата линия, която също е в крива с по-малък радиус. Разположението на опорите е избрано така, че да не се налага реконструкция на старата линия и тя да може да функционира, макар и в специален режим по време на строителството.

Сравнителен анализ между "Източния" вариант и описаното трасе дава редица предимства на последното, видно от Таблица .

Таблица 1. Сравнение на вариантите

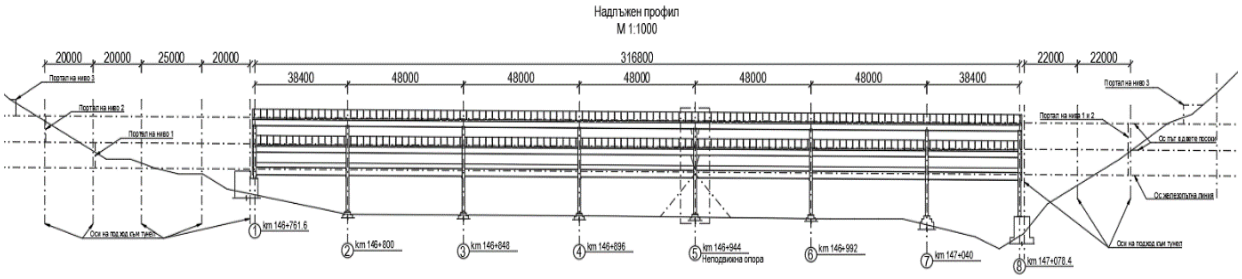
Показатели	И.В.		Н.В.
	И.Т.	С.Т.	
Обща дължина (m)	33550		23750
Мостове (бр.)	19	3	10
Тунели (бр.)	5	1	13
Мостове Σ l (m)	5183	930	3935
Тунели Σ l (m)	4550	1500	11490
Макс. наклон ‰	5	0,92	1,21
Макс. надморска височина (m)	720	281	288
Денивелация (m)	562	123	130
Настилка (1000 m^2)	257	169	362
И.В. – Източен вариант; И.Т.- източно(ново) трасе; С.Т. – старо трасе; Н.В. – нов вариант			

В добавка може да се твърди, че източния вариант ще изисква по време на строителството временни пътища и строителни площадки, които ще увредят допълнително околната среда и в последствие ще се нуждаят от рециклиране. Надморската му височина е голяма и ще изисква по-голям ресурс за зимно поддържане. Новият вариант ще изисква минимални разходи за временни пътища защото ще ползва наличните път и жп линия, а строителните площадки ще са лесно реализуеми на равнинен терен около реката.

2. ОПИСАНИЕ НА СЪОРЪЖЕНИЕТО

Съоръжението е от естакаден тип с преимуществено използване на комбинирани стомано – стоманобетонни елементи. Идеята е строителството да върви в два потока. След изграждане на фундаментите в първи поток ще се монтират стоманени елементи използвани за самоносеща конструкция, а след тях да върви втория поток представляващ кофриране, армиране и бетониране. Комбинираните елементи снижават силно себестойността на строителството и позволяват висока изпълнителна скорост.

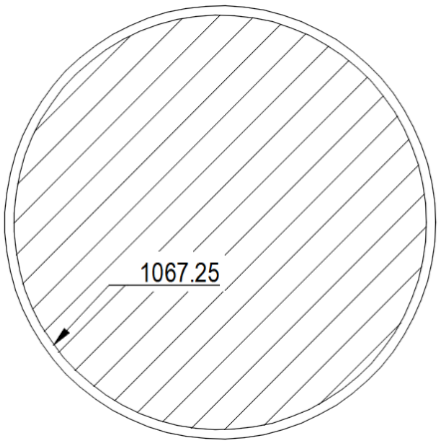
Опирането в централната част е по схемата: 38,4 + 5x48 + 38,4 m с обща дължина 316,8 m. Двустранни преходни конструкции осъществяват връзката с тунелите. Те са стъпалообразно оформени според конфигурацията на терена и са с обща дължина 129 m. Така цялата дължина на съоръжението става 445,8 m (фигура 2).



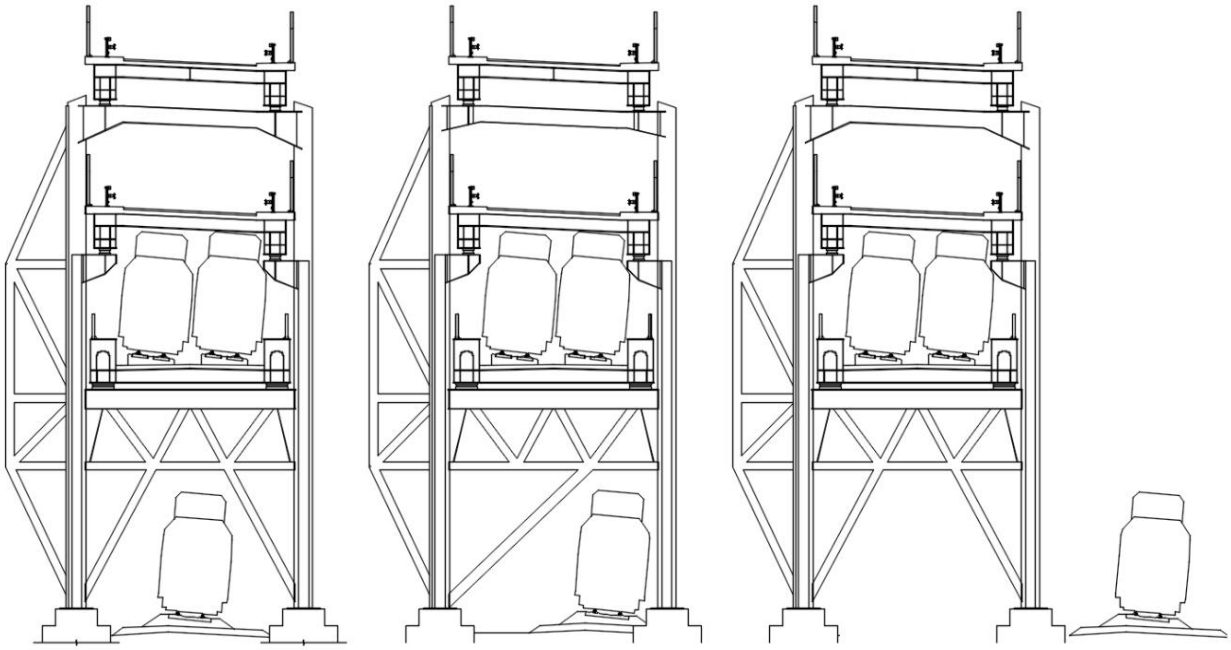
Фигура 2.

Всяко отделно ниво се състои от по две кутиени главни греди и пътна конструкция от напречни греди със стоманобетонна пътна плоча. Само главните греди на долното ниво не са комбинирани защото за тях пътната плоча е разположена по средата на сечението: имаме път долу за да се получи максимално сближаване на нивелетите на трите нива и да остане габарит от долу за старата линия.

Опори на трите нива са напречни рамки, чиито колони са също комбинирани (Фигура): стоманени тръби ∅1067.25 запълнени с бетон. Бетонът дава около 1/3 от носимоспособността и спомага за етапността на изпълнението както и за по-малък диаметър на тръбата. Напречните рамки са подсилени с фермови укрепващи елементи срещу земетръс. Рамките се различават само на най-долното ниво за да се позволи прекрачване на старата линия, която заема произволно положение по дължина (Фигура):



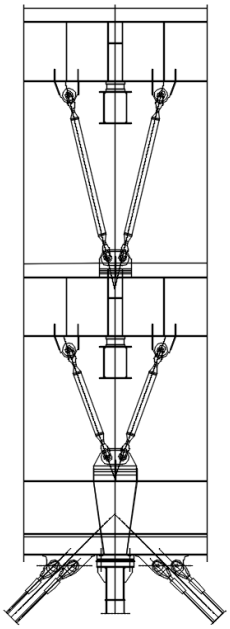
Фигура 3.



Фигура 4.

Цялата централна конструкция представлява един температурен блок с дилатационни устройства на границите с преходните конструкции. Спирателната сила от трите нива се съсредоточава при най – близката до средата рамка. Нейната големина е такава, че излиза извън обхвата на каталозите на различни фирми за производство на лагери.

За да не се поръчват специални лагери, спирателната сила се акумулира от различните нива чрез подкоси от тръби и под най-долното ниво продължава чрез коси спирално усукани въжета (закрит тип) 16∅85 към отделни фундаменти (Фигура 5). Така съответната рамка се освобождава от големи огъващи моменти в надлъжна посока. Надлъжният земетръс се поема аналогично, като се оставя възможност ако се наложи при работното проектиране да се инсталират демпфери в двата края.



Фигура 5.

3. ТЕХНОЛОГИЯ НА ИЗПЪЛНЕНИЕТО

За транспорт на конструктивни елементи и материали могат да се използват както пътят, така и жп линията. Възможно е изграждането на строителна площадка откъм южната страна между трасето и реката, респективно между новото трасе и трасето на старата жп линия. Голяма част от материалите и елементите ще се доставят по нея. При необходимост за ползване на пътя, който е от другата страна на реката вероятно ще се наложи построяване на временен мост над нея. Колоните на рамките ще се сглобяват от два елемента като се доставят по линията и се монтират от жп кран. Само крайните рамки ще се окажат извън обхвата на крана и ще се наложи ползването на колесен кран. Свързани с най-долния ригел, те ще позволяват поставянето на главните и напречните греди на долно ниво – всичко това с вече описаните монтажни средства. Следва бетониране на пътната плоча на долно ниво. По-нататък тази плоча може да служи като платформа за монтаж на останалата част от рамките, както и на горните пътни нива.

4. КОЛИЧЕСТВЕНИ ПОКАЗАТЕЛИ

Изготвена е количествена сметка на етапа на концептуално проектиране основана на начални изчислителни проверки за доказване на носимоспособност. По важните пера за централната конструкция са дадени в Таблица .

Таблица 2. Количества (Разходът на конструктивна стомана е 237 kg/m^2 – показател за добро ниво. Разходът на бетон е 0,73 m^3/m^2.)

Видове работа	Ед. мярка	Количество
Мет. конструкция – изработка, монтаж	T	2586
Кофражни работи	m^2	10140
Армировъчни работи	T	350
Бетонови работи	m^3	7958
Опорни устройства – лагери	бр.	48
Стоманени въжета	T	18,5
Тръбни подкоси с промишлени накрайници	T	6,4

5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

При решаването на тази сравнително сложна задача, стремежът беше да се проектира конструкция, която да е във възможностите на нашата промишлена и строителна практика. Тя следваше да предполага минимални усилия за поддържане и да има добро експлоатационно поведение, както по отношение провеждането на трафика, така и по отношение поемането на земетръсните въздействия характерни за района. Изчислителните проверки в необходимия за настоящия етап на проектиране обхват бяха изпълнени съобразно изискванията на Европейските норми и националните приложения.

За компетентните органи остава да са в състояние да оценят качествата на новото трасе, както и на съоръжението в частност. Ние сме убедени, че то превъзхожда другите предоставени до сега и може да представлява добър атестат за строителната ни практика при реализация.

ЛИТЕРАТУРА

[1] БДС EN 1991-2. Еврокод 1. Въздействия върху строителните конструкции. Част 2: Подвижни натоварвания от трафик върху мостове.

[2] БДС EN 1993 – 1-1. Еврокод 3: Проектиране на стоманени конструкции. Част 1-1: Общи правила и правила за сгради.
[3] БДС EN 1993-2. Еврокод 3: Проектиране на стоманени конструкции. Част 2: Стоманени мостове.
[4] БДС EN 1994 - 1-1. Еврокод 4: Проектиране на комбинирани стомано-стоманобетонни конструкции. Част 1-1: Общи правила и правила за сгради.
[5] БДС EN 1994 -2. Еврокод 4: Проектиране на комбинирани стомано-стоманобетонни конструкции. Част 2: Общи правила и правила за мостове.

НОВАТА ВЕРСИЯ НА ЕВРОКОД 2 ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ – ПРИЛОЖНИ АНАЛИЗИ И СРАВНЕНИЯ

Атанас Георгиев[1]

THE NEW VERSION OF EUROCODE 2: DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES – APPLIED ANALYSES AND COMPARISONS

Atanas Georgiev[1]

Abstract:
In the present paper are compared the basic principles of the current Eurocode 2, and the draft version of a new standard, which is planned to come into force in 2020. Besides the amendments in the reinforced concrete structures reliability models, here are marked the additions, which specify and update already known computational checks and detailing. In the paper are also systematised those rules, which could even now be applied in the design work, as they are missing in the current standard and therefore cannot be in contradiction with it.

Keywords:
Concrete Structures, Eurocode 2, Analyses.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

През последните 5 години конструктивните Еврокодове, в частност EC2 [1], се наложиха у нас като водещи стандарти в инвестиционното проектиране, докато националните ни норми вече са с ограничено действие и популярност. Добрата европейска практика през последните 15 години и съвременните научни достижения, систематизирани вече в MC2010 [3], са основа за усъвършенстване и допълване на EC2. Такава е основната цел на проекта *pr*EC2 [2], който се планира да бъде въведен през 2020 г. Основните задачи, които си поставя работната група по това издание на проекта са:

- обединяване на изискванията за сгради, мостове и съоръжения в един стандарт, който се допълва със съответни специфични приложения;
- намаляване на броя на параметрите, които се предоставят за национален избор;
- по-лесно приложение на стандарта;
- отчитане на мащабния фактор и по отношение състава на бетона;
- проектиране чрез нелинейни крайни елементи;

[1] Атанас Георгиев, проф. д-р инж., катедра „Масивни конструкции“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: atanasg@vip.bg;
Atanas Georgiev, Prof., PhD, Eng., Department of Reinforced Concrete Structures, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: atanasg@vip.bg.

- специфични изисквания за дълготрайност;
- проектиране в ранната възраст на бетона.

Разбира се основният закон на фамилията конструктивни еврокодове, *методът на* граничните *състояния с частни коефициенти за сигурност*, който е регламентиран в EN1990 (EC0), се запазва. Тук са представени анализи на такива изменения, допълнения и уточнения, които са с приложно значение и могат да се ползват и понастоящем в проектирането на конструкции от обикновен стоманобетон (без предварително напрягане), без съмнения за противоречие с действащия стандарт EC2. Номерацията и заглавията на следващите раздели съответстват на тези от EC2.

2. СТРУКТУРА

(1) Запазва се отделното разглеждане и тълкуване на явленията (напр. огъване, срязване, провисване) в конструкциите, а някои особености са представени в раздела за конструиране на елементите (плочи, греди, колони).

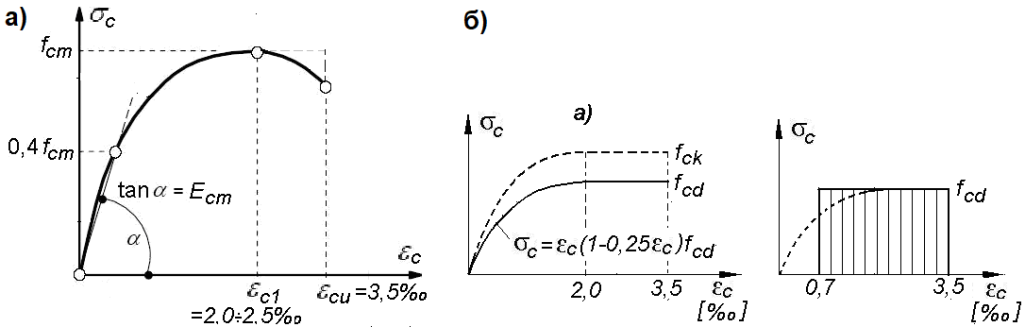
(2) Във връзка с обединяването на всички конструктивни части на EC2, приложенията към него не само ще се увеличават, но ще се наложи да се дефинират като *нормативни*.

3. МАТЕРИАЛИ

3.1. Бетон

(1) Въведено е формално опростяване на означението на класа на бетона (напр. C25, вместо C25/30), обосновано с водещата роля на цилиндричната якост на натиск.

(2) Стойностите на секущия (фиг.1 а) модул на еластичност E_{cm} са дефинирани за кварцови добавъчни материали, както е и в *EC2*, където за варовикови материали и пясъчници се препоръчва стойността да се намали съответно с 10% и 30%, а за базалтови добавъчни материали стойността да се увеличи с 20%. Въз основа на проучвания и неудачи при постигане на стандартните стойности, в зависимост от вида и произхода на добавъчните материали, в *pREC2* се предлага редукция на тези стойности до 2 пъти (!) и завишаване с до 30%. Изборът трябва да се направи в националното приложение на всяка страна.

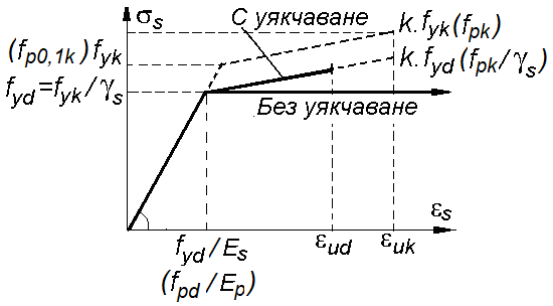


Фигура 1. Зависимост напрежения-деформации (а)
и изчислителни диаграми при осов натиск на бетона (б)

3.2. Обикновена и напрягаща армировка

(1) Изискванията повтарят познатите от EC2 и се отнасят за оребрени и студено деформирани пръти. Ценни са въведените класове по якост на стоманата за предварително напрягане от струни, въжета и пръти със съответни означения и характеристики.

(2) Потвърждават се и познатите форми на идеализираните работни диаграми и за двете стомани: наклонен клон (уякчаване) с контрол на максималната деформация и хоризонтален клон без ограничаване на деформациите (фиг. 2). Тук този факт се отбелязва специално, защото в началото на тази година у нас се проведе дискусия относно „безкрайността“ на хоризонталния клон, след която промени не настъпиха.



Фигура 2. Типичните идеализирани диаграми напрежения-деформации за стоманите

4. ДЪЛГОТРАЙНОСТ И БЕТОННО ПОКРИТИЕ НА АРМИРОВКАТА

Условията на околната среда, изискванията за дълготрайност, методите за проверка и изборът на покритията и на класовете на бетона следват познатите параметри и процедури от EC2.

5. АНАЛИЗ НА КОНСТРУКЦИИТЕ

(1) Всички изисквания за провеждане на общ (цялостен) и местен (локален) анализ на конструкциите са в съответствие с принципите и правилата, познати от т.5 в EC2.

(2) Специалното ново приложение „O. Опростено определяне на ефектите от втори ред“ в *pREC2* всъщност не съдържа нищо ново и изобщо не оправдава претенциите на заглавието.

6. КРАЙНИ ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ

6.1. Огъване с или без осова сила

Тук проектът за нов стандарт внася уточнение, свързано с определянето на носимоспособността на елементи, подложени на осови натискови сили (напр. самостоятелни, хоризонтално укрепени колони).

(1) В ал.4 от EC2, която гласи „*за напречни сечения със симетрична армировка, натоварени с натискова сила, се приема минимален ексцентрицитет* $e_0 = h/30$ *, но не по-малко от 20 mm, където h е височината на сечението*“, у нас и в други европейски страни ексцентрицитетът e_0 се тълкува неоснователно като минимална стойност на ефект от геометрични несъвършенства e_i. При такова приемане в случаите на осово натоварване на колоните ($e_1 = M_{Ed}/N_{Ed} = 0$), в крайно гранично състояния при дълготрайни и извънредни изчислителни ситуации се получава общ екцентрицитет

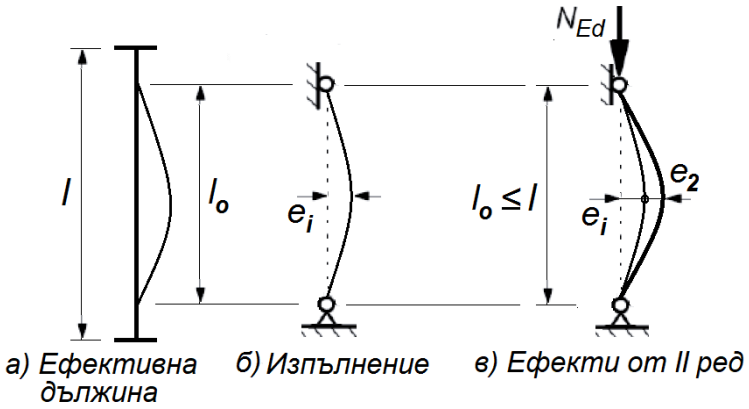
$$e = \max\{e_i + e_2; e_0 + e_2\}, \quad (1)$$

където $e_i = l_0/400$, l_0 – ефективна височина на колоната, e_2 - преместване (ефект) от II ред (фиг.3).

(2) Уточнението в *p*REC2 е категорично: „*нормални сечения, подложени на натискови осови сили се проектират за минимален момент* $N_{Ed}e_0$, *където* $e_0 = \max\{h/30; 20mm\}$ *“*. Това означава, че за разлика от условие (1), изискването е всъщност

$$e = \max\{e_i + e_2; e_0\}. \quad (2)$$

(3) Този проблем е разгледан от автора на този доклад още през 2016 г. [4], където са доказани следните приложни изводи:



Фигура 3. Схема и ексцентрицитети при осово натоварване на укрепени колони

1. За представените в табл.1 максимални ефективни (изкълчвателни) височини на колоните $(l_0)_{\max}$, сумата от ексцетрицитетите от имперфекции e_i и от II ред e_2 не надвишава минималното изискването за e_0 и проверките им за носимоспособност могат да се провеждат за изчислителната нормална сила N_{Ed} с ексцентрицитет точно e_0.

Таблица 1. Стойности на $(l_0)_{\max}$

h , mm	250	300	400	500	≥600
$(l_0)_{\max}$, m	**3,10**	**3,50**	**4,40**	**5,20**	**≤6,0**

2. В обхвата на този случай с изключително достъпна и елементарна проверка на носимоспособност, без необходимост от изчисляване на ефекти от II ред, попадат почти всички хоризонтално укрепените колони, които са елементи от обичайните стенни стоманобетонни конструкции.

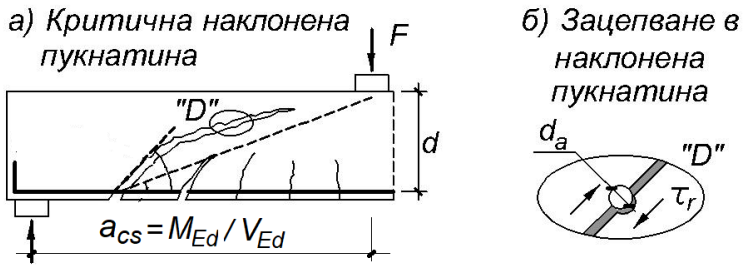
3. Този безспорен вече прочит на стандарта води до редукция на надлъжната армировка в колоните, ако тя е необходима по изчисление, с до 50%.

6.2. Срязване

Това явление, което обикновено е критично при опорните области на елементи подложени на огъване, може да се дефинира и като *равнинно срязване*, тъй като е инвариантно по характер по широчината на елементите – обикновено плочи и греди. Въпреки това, то зависи от много параметри и през последните няколко десетилетия лутането между „чиста теория“, „разумна теория“ и „приложна теория“ при дефинирането на носимоспособността в световните стандарти е перманентно. Този раздел, както и разделът за *местно срязване (продънване)* от новия проект за европейски стандарт потвърждават този факт. За да се почувства духът на промените, тук са представени само някои съществени.

6.2.1. Срязване без напречна армировка

(1) Зацепването между повърхностите на наклонените пукнатини е водещ компонент при предаване на напречните сили/срязващите напрежения. При постоянен размер на едрия добавъчен материал на бетона, напреженията на зацепване се редуцират с увеличаване на полезната височина на напречните сечения d (фиг. 4). Този „ефект на мащаба“ в EC2 се отчита опростено (но елегантно), като се следи само за полезната височина на елемента.



Фигура 4. Мащабен фактор при срязване без напречна армировка

(2) В проектостандарта при дефиниране на минималната носимоспособността на срязване $v_{\min}$ (в [MPa]) е въведен индиректно и фактическият размер на грубата фракция от състава на бетона:

$$v_{\min} = 6{,}67\sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}}\frac{d_{dg}}{d}}\,, \tag{3}$$

където $d_{dg} = 16 + D_{lower} \le 40mm$ (обикновено $32mm$) е размер, който отчита грапавината на критичната наклонена пукнатина, а D_{lower} е минималният размер на ситото за едрата фракция.

(3) Прието е изразът за познатата фактическа изчислителна носимоспособност на срязване $v_{Rd,c}$ да отчита и възможността за директно предаване на сили, разположени в близост до опорите чрез т.н. *отвор на срязване* a_{cs} (фиг.4):

$$v_{Rd,c} = 0{,}67\left(100\rho_l f_{ck}\frac{d_{dg}}{a_{cs}}\right)^{1/3} \ge v_{\min}\,, \tag{4}$$

където $a_{cs} = M_{Ed} / V_{Ed} \ge 2{,}5d$.

(4) Отношението на стойностите на носимоспособностите по EC2 (форм.6.2.a) и тези по форм. (4) тук е относително стабилно – в границите от 0,90 до 1,10 за полезна височина на елементите от 200 до 800mm. Това поставя под съмнение необходимостта от промяна.

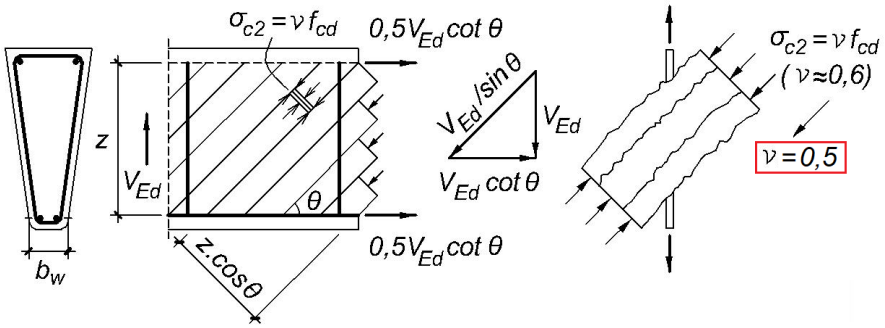
(5) Тук не са представени всички ограничения на въведените параметри и затова горните изрази не могат да се прилагат директно. Те демонстрират влиянието на зърнометрията на бетона върху носимоспособността на срязване без напречна армировка, което е безспорно. Това прецизиране обаче не обслужва ежедневното проектиране.

6.2.2. Срязване при необходима напречна армировка по изчисление

(1) Фермовите модели за носимоспособност са достъпни и разбираеми. Те се запазват и се „конструират” по известните в EC2 принципи и правила (фиг.5).

(2) Предложени са допълнителни правила за уточняване на ъгъла на наклона на натисковите диагонали θ , но границите му се запазват: $2{,}5 \ge \cot\theta \ge 1{,}0$.

(3) Бетонните диагонали, които са подложени на напречен опън от стремената , работят с редуцирана изчислителна якост на натиск $v.f_{cd}$. Предлага се стойността на коефициентът ν да се промени от 0,6 на 0,5. Промяната не е от значение за обичайните случай на срязване, в които носимоспособността на бетонните диагонали рядко е меродавна, но се отнася за всички класове на бетона и може да се оцени като положителна.



Фигура 5. Напречен ритеров разрез на фермов модел

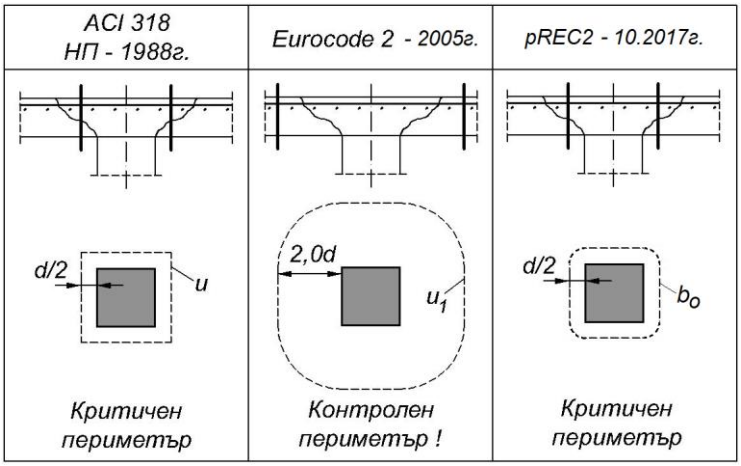
(4) Представен е и несполучлив опит за дефиниране на носимоспособност на елементи с кръгли напречни сечения, който не е достоен за коментар.

6.3. Усукване

Носимоспособността при чисто и комбинирано (със срязване) усукване се основава на фермовия модел за равнинно срязване и затова принципите и правилата се запазват.

6.4. Продънване

На фиг.6. са систематизирани основните параметри на хипотезите за носимоспособност при продънване на плочи и фундаменти, нормирани във водещи национални норми и стандарти.



Фигура 6. Приложните модели за продънване

(1) В EC2 проверките са за u_1, описан на $2{,}0d$ от ръбовете на опорите, който е извън обичайните пирамиди на продънване и затова е наречен *контролен*. Този избор е изключително удачен – на такова разстояние огъването на плочите може да се приеме за едномерно, преобладаващо в радиално направление. Затова за гранични в бетона по периметъра u_1 се приемат познатите от равнинното срязване стойности $v_{Rd,c}$. За случаите с напречна армировка (силно продънване) през 2016г. беше въведено едно отдавно необходимо ограничение: максималната продънваща сила не може да надвишава носимоспособността на бетона с повече от 50%, т.е.

$$V_{Ed} \leq 1{,}5V_{Rd,c}. \tag{5}$$

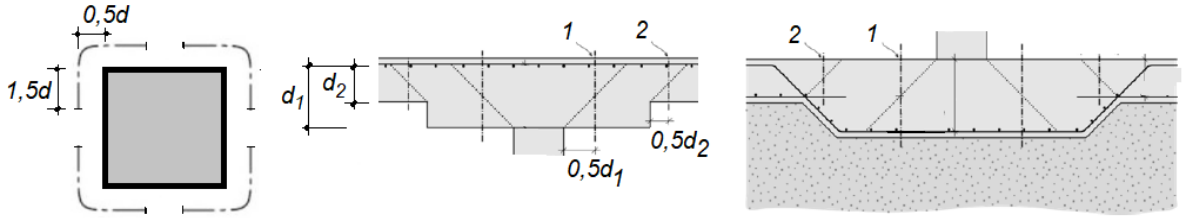
Това изискване ограничава необходимостта от напречна армировка в област до $3{,}0d$ около ръбовете на опорите, което съответства на местната проява на явлението

продънване. Моделът в EC2 създава затруднения при проверките на продънване на фундаментни плочи, при които трябва да се използват реални пирамиди на продънване: проверяват се по близки периметри, които навлизат в областта на благоприятното тангенциално огъване на плочите, а това се отчита със завишаване (в напрежения) на носимоспособността на бетона на срязване.

(2) В американския стандарт ACI318 (както и в българските норми–1988) се проверява среден периметър на основите на пирамида с наклон на стените под ъгъл 45^0, а за гранични напрежения на срязване в бетона се използват завишени стойности. В pREC2 се предлага връщане към този модел, но с модифициран (закръглен) критичен периметър.

6.4.1. Продънване без напречна армировка

(1) Типичните контролни периметри се оформят рутинно около традиционните колони. Внимателно трябва да се подхожда около колони с големи напречни сечения или извън удебеления и капители (фиг.7).



Фигура 7. Примери за особени случаи на контролни периметри

(2) Изчислителната носимоспособност на срязване на бетона (в MPa) се определя на база равнинното действие (форм.4), завишено с коефициент k_{bp} заради локалното пространствено срязване около опорите:

$$v_{Rd,cp} = k_{bp} v_{Rd,c}\,, \tag{6}$$

където k_{bp} се изчислява и се приема в границите

$$1{,}0 \le k_{bp} \le 3{,}0\,. \tag{7}$$

За сведение, в българските НП-1988 този коефициент беше приет със стойност 2,0.

6.4.2. Продънване с напречна армировка

(1) Следва познатото сумиране на частично участие на бетона (η_c) и на напречната армировка (η_s):

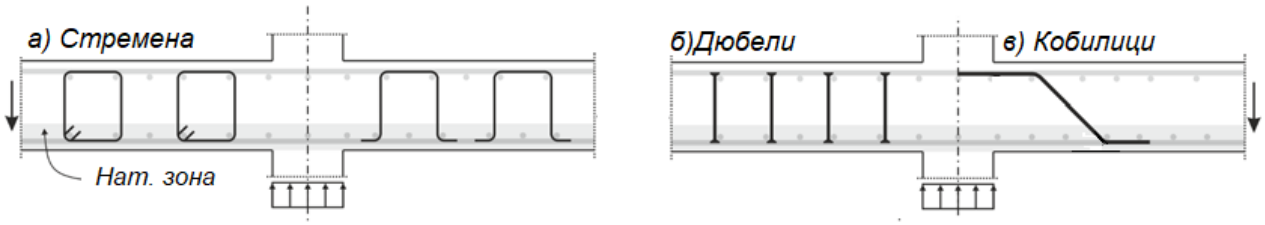
$$v_{Rd,cs} = \eta_c v_{Rd,c} + \eta_s \rho_w f_{ywd} \le v_{Rd,\max}\,. \tag{8}$$

(2) Допускат се всички познати елементи за напречно армиране (фиг.8).

(3) Подобно на (5), което се отнася за EC2, максималната носимоспособност на продънване (в напрежения) се предлага да се предлага ограничи до:

$$v_{Rd,\max} = \eta_{sys}.v_{Rd,cp}\,, \tag{9}$$

където: $\eta_{sys} = 1{,}5$ - за напречна армировка от стремена (фиг.8), $\eta_{sys} = 1{,}8$ - при дюбели. Тук аналогията с EC2 е разширена за дюбелите, които показват категорично ефективност във всички случаи на срязване. Това трябва да се има предвид от конструкторите и при настоящото проектиране по EC2 дюбелите също трябва да се предпочитат.



Фигура 8. Типове напречно армиране в зоната на продънване

7. ЕКСПЛОАТАЦИОННИ ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ

Не се предвиждат съществени изменения или облекчения (за съжаление!) в правилата за контрол на напреженията, пукнатините и преместванията, които повтарят познатите тягостните процедури.

8. КОНСТРУИРАНЕ НА ОБИКНОВЕНАТА АРМИРОВКА И НА ЕЛЕМЕНТИТЕ

По-съществени са новините, свързани със изчисляването на дължините на закотвяне и снаждането на прътите със застъпване.

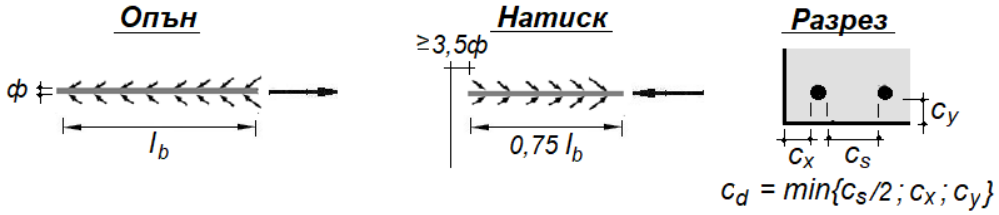
(1) За базова е приета необходимата дължина на закотвяне при опън

$$l_{bd,req} = 50\phi \tag{10}$$

на прът с диаметър $\phi = 20mm$ от армировка с $f_{yd}\,435\,MPa$ в бетон клас С25 при $c_d = 1{,}5\phi$ (фиг.9), разположен в област с познатите „не добри условия на сцепление”. При други параметри, необходимата закотвяща дължина може да се уточни:

$$l_{bd,req} = 50\phi\left(\frac{25}{f_{ck}}\right)^{1/2}\left(\frac{\phi}{20mm}\right)^{1/3}\left(\frac{1{,}5\phi}{c_d}\right)^{1/2}\left(\frac{f_{yd}}{434\,MPa}\right)^{3/2} \geq 12\phi, \tag{11}$$

където се приема: $\phi / 20mm \geq 0{,}5$ и $1{,}5\phi / c_d \geq 0{,}4$.



Фигура 9. Изчислителни дължини на закотвяне

(2) При „благоприятни условия на сцепление” (те са дефинирани както в ЕС2), необходимата дължина на закотвяне може да се редуцира с 25%.

(3) Също с 25% може да се редуцира дължината на закотвяне на натисковите пръти, ако покритието им в края е $\geq 3{,}5\phi$ (фиг.9). Авторът счита, че това е недостатъчно обосновано допускане.

(4) Разгледани са (естествено) и всички други приложни случаи на закотвяне: с куки и огъвки, примки, заварени мрежи и с удебеления („глави” или анкерни плочи) в края.

(4) Дължините на снаждане чрез застъпване са резултат от горните базови изисквания за закотвяне и не се нуждаят от коментар.

(5) В раздела за конструиране на елементите няма съществени допълнения.

9. ЗАКЛЮЧЕНИЯ

Целта на доклада е да направи достояние само посоката на развитие на европейския стандарт за проектиране на стоманобетонни конструкции, тъй като анализираната редакция не е окончателна. Въз основа на представеното тук и на по-детайлните изследвания на автора, който е в течение с работата по стандарта, могат да се изброят редица положителни промени и допълнения, които съответстват на съвременното състояние на приложната теория на стоманобетона. Анализите показват също, че промените влияят слабо върху познатите граници на носимоспособност и експлоатационна годност на критичните области на стоманобетонните елементи и затова установените разходи за конструкция ще останат непроменени. Могат да се направят обаче и смущаващи обобщения, свързани и с опита ни от прилагането на действащите европейски стандарти:

(1) Като относително съществени могат да се оценят измененията, които са предвидени за доказване на носимоспособността в областите с традиционно „трудните ненормални” явления срязване и продънване. Промените в моделите са видими, но с нищожен ефект върху крайните резултати. По-горе стана дума за лутане, което явно продължава.

(2) Доказва се отново, че фамилията конструктивни еврокодове са стандарти във формат, който трудно обслужва „ежедневното проектиране”. Затова една от целите, записана в този проект на EC2 (“*enhanced ease of use”*) не е постигната.

(3) Въвеждането на ново поколение конструктивни стандарти няма да е внезапен процес, а спряганият срок 2020 е крайно пожелателен, особено за утвърждаването им на национално ниво. По известни причини, най-настоятелни ще бъдат разпространителите на неизбежните нови софтуерни пакети.

(4) Примерът от т.6.1 показва за пореден път, че трябва да сме много внимателни и отговорни при тълкуванията на принципите и правилата в конструктивните стандарти и особено при тяхното публикуване. Със своя ресурс, НПС „Конструкции на сгради и съоръжения” при КИИП е единственият „терен”, на който може да се обсъжда, развива и обнародва тази дейност, от която колегията безспорно се нуждае.

ЛИТЕРАТУРА

[1] БДС EN 1992-1-1:2005, Еврокод 2: Проектиране на стоманобетонни конструкции, Част 1-1: Общи правила и правила за сгради.
[2] Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures, *pr*EN 1992-1-1: 2017-10.
[3] Model Code for Concrete Structures 2010, International Federation for Structural Concrete (fib), 2013.
[4] Георгиев Ат., Носимоспособност на стоманобетонни колони, подложени на осови сили, Международна научна конференция “Проектиране и строителство на сгради и съоръжения”, 15-17 септември 2016, Варна (сборник с доклади).

КОНЦЕПЦИИ ЗА УСИЛВАНЕ НА СТОМАНЕНИ ОРТОТРОПНИ ПЪТНИ ПЛОЧИ ЗА МОСТОВЕ

Лазар Георгиев[1], Стоян Иванов[2]

STRENGTHENING CONCEPTS FOR ORTHOTROPIC STEEL DECKS IN BRIDGES

Lazar Georgiev[1], Stoyan Ivanov[2]

Abstract:
Relatively large steel bridges with orthotropic steel deck (OSD) are in service at the road network of the Republic of Bulgaria. Because of complex reasons european practice shows that OSD are sensitive to fatigue damage and commonly the first fatigue cracks are detected after about 7÷30 year of exploitation. In spite of relatively lower traffic intensity it must be mentioned that because of insufficient execution quality and implementation of connection details between structural elements with low fatigue strength the question of the reliability of OSD in our country with respect to fatigue must be seriously analyzed. Different approaches for rehabilitation and strengthening of OSD for steel bridges are described in the paper. The strengthening with UHPFRC (ultra high performance fiber reinforced concrete), where the high density and watertight allows to integrate the functions of structural element, waterproof layer and surface layer, is taken under special consideration. The effect of UHPFRC use in respect to the local streess in designed by authors OSD test specimen with open longitudinal ribs, corresponding by measures and geometric configuration to the OSD of a steel bridge along Hemus highway, is evaluated.

Keywords:
Steel Bridges, OSD, Strengthening, UHPFRC.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Стоманените ортотропни пътни плочи (ОПП) представляват относително сложно решение на оребрен в двете ортогонални направления, надлъжно и напречно, стоманен лист. Въпреки относително по-високата си строителна стойност в сравнение със

[1] Лазар Д. Георгиев, доцент, д-р инж., катедра „Пътища и транспортни съоръжения“, Факултет по транспортно строителство, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: ldg_77@abv.bg;
Lazar D. Georgiev, Assoc. Prof., PhD, Eng., Department of Road Construction, Faculty of Transportation Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: ldg_77@abv.bg.
[2] Стоян Д. Иванов, главен асистент, д-р инж., катедра „Метални, дървени и пластмасови конструкции“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: stoyan_denkov@yahoo.com;
Stoyan D. Ivanov, Assistant Prof. PhD, Eng., Department of Steel, Timber and Plastic Structures, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: stoyan_denkov@yahoo.com.

стоманобетонните, стоманените ОПП намират сериозно приложение след средата на двадесети век поради това че са сравнително по-леки. При пътни конструкции със стоманена ОПП могат да бъдат постигнати по-големи отвори и/или облекчаване на долното строене на съответни мостови конструкции.

Строителството на стоманени мостове с ортотропна пътна плоча в Европа е най-масово в средата на миналия век, в периода 1965-1980 г., което съвпада със строителството на основна част от пътната мрежа.

В същия период се строят и първите мостове с ортотропна плоча у нас, като това са двата моста над стария и новия плавателен канал към Варненското езеро. Първият т.н. малък Аспарухов мост със сравнително скромен отвор 32 m (мостът е подвижен и това налага ограничение на теглото) е пуснат в експлоатация през 1975 г. През 1976 г. е пуснат в експлоатация Аспаруховия мост над новия плавателен канал, свързващ кв. Аспарухово с град Варна с отвори 100+160+100 m. Следват пътните надлези в гр. Елин Пелин и по бул. „Брюксел“ в столицата, както и двата стоманени виадукта по магистрала „Хемус“. В края на миналия век 1999 г. е пуснат в експлоатация и стоманения мост при парк „Вртопо“, по който освен пътния трафик, преминава и софийското метро. Последното приложение на стоманена ортотропна плоча у нас, е през 2013 г. на пътния надлез над бул. „А. Ляпчев“ в кв. „Младост“, гр. София.

Поради наличието на сложни детайли на пресичане между елементите в стоманените ОПП, при тях често има детайли с ниска уморна категория и един от сериозните проблеми на този ефективен тип пътни конструкции са уморните повреди при циклично променливо натоварване в определени зони.

2. ДЕТАЙЛИ ОТ ОРТОТРОПНИТЕ ПЛОЧИ ПОДАТЛИВИ НА УМОРНИ ПОВРЕДИ

Най-често повредите в стоманените ортотропни плочи се дължат на циклично променливо натоварване (умора на материала). Според основните елементи на стоманените ортотропни пътни плочи (ОПП) те могат да бъдат описани като:

Пътна плоча

Вследствие на напречното (локално) огъване на пътната плоча, пукнатина от умора може да се инициира в надлъжните заваръчни шевове между реброто и плочата. Тя може да се зароди в корена на шева (от вътрешната страна на затворени надлъжни ребра), като този случай най-често се наблюдава при локално огъване на плочата опряна „кораво“ в надлъжните ребра – най-често в опората, близо до напречни греди. Или да се зароди в петата на шева (от външната страна на затворени надлъжни ребра), когато локалното огъване е вследствие поддаване на натовареното надлъжно ребро спрямо съседните – най-често в полето, между две напречни греди. Липсата на достатъчна огъвна коравина на надлъжните ребра се отразява и в напукване на пътната настилка. За ограничаване на тези повреди в [1] се препоръчват минимални дебелини на пътната плоча, както и минимална коравина на огъване на надлъжните ребра. Първата мярка е свързана с намаляване на напреженията и деформациите от локално огъване на плочата, докато втората води до намаляване на вертикалните деформациите на надлъжните ребра.

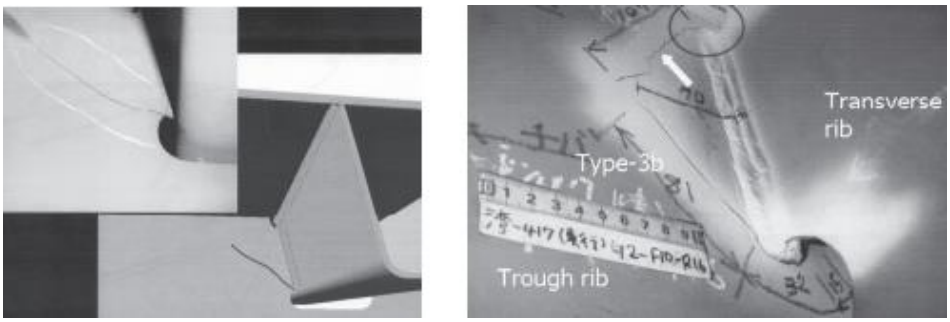
Друг характерен детайл в стоманената плоча е снаждането ѝ, както по широчина, така и по дължина на моста. И в двете посоки то се препоръчва да се извършва със заваръчен шев на пълен провар, като в напречна посока се предпочита двоен V-шев или единичен, изпълнен върху керамична подложка (метални подложки не се препоръчват поради прекъсването им в местата на надлъжните ребра).

Фигура 1. Подложни плочки за осигуряване на пълен провар на стоманената ОПП

Надлъжни ребра

Поради коравата връзка между надлъжните ребра и плочата, може да се получи огъване в стеблата на трапецовидните надлъжни ребра вследствие на деформациите от локално огъване на плочата и завъртането в мястото на присъединяване на реброто. Освен това в заваръчния шев, свързващ ги с плочата, възникват допълнителни надлъжни хлъзгащи сили, породени от срязващите сили в надлъжните ребра. Съчетанието на тези напрежения може да инициира пукнатина в надлъжното ребро, тръгваща от заваръчния шев с плочата.

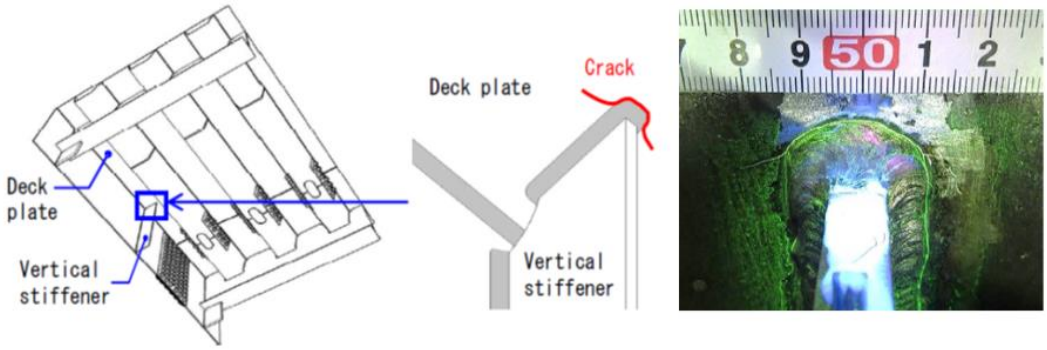
Друго характерно място свързано с концентрация на напрежения е мястото на пресичане между надлъжните ребра и напречните греди. Установено е, че от съществено значение за подобряване на уморната якост на този тип детайли е непрекъснатото преминаване на надлъжните ребра и формата на отворите (изрезите) в стеблото на напречната греда. Внимание следва да се обърне и на детайла на снаждане на надлъжните ребра.



Фигура 2. Уморни пукнатини в зоната на пресичане на надлъжно ребро и напречна греда [2].

Напречни греди

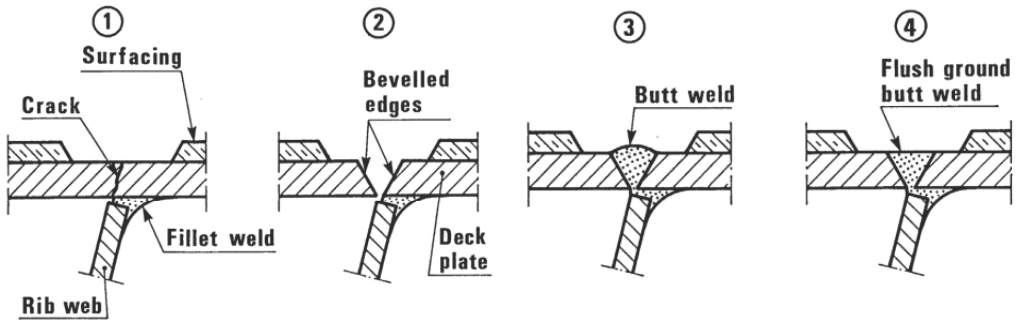
Едно от характерните места с концентрация на напрежения е детайла за присъединяване на напречната греда към главните греди, както на стебло, така и на долният й пояс. Когато това съединение се реализира към напречни ребра, следва да се осигури местно закоравяване във възела, с оглед намаляване на концентрацията на напреженията. Друго характерно място, вече споменато и по-горе, е пресичането на стеблото на напречната греда с надлъжните ребра.



Фигура 3. Уморна пукнатина в зоната на присъединяване на напречна към главна греда [14].

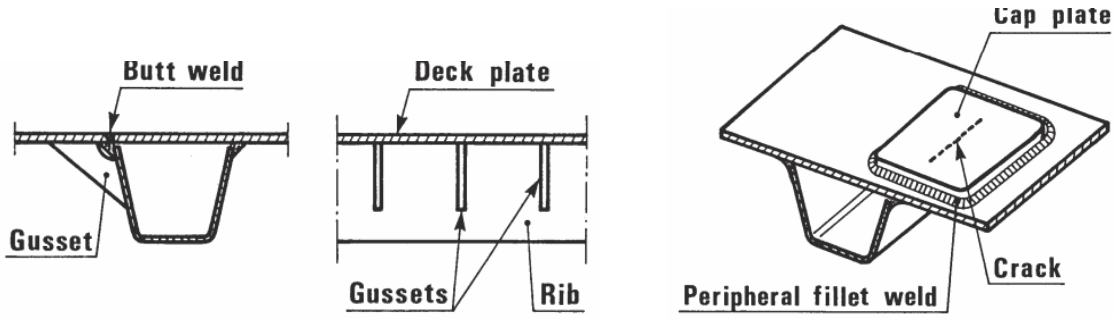
3. НАЧИНИ ЗА ВЪЗСТАНОВЯВАНЕ И УСИЛВАНЕ

При наличие на уморна пуканатина в стоманената плоча, за нейното ремонтиране обикновено се налага спиране на трафика по моста. При относително къси и не много широки пукнатини е възможно в зоната на пукнатината да се изпълни нов заваръчен шев на пълен провар, след премахване на настилката и оформяне на краищата на стоманената плоча в зоната на пукнатината [2].

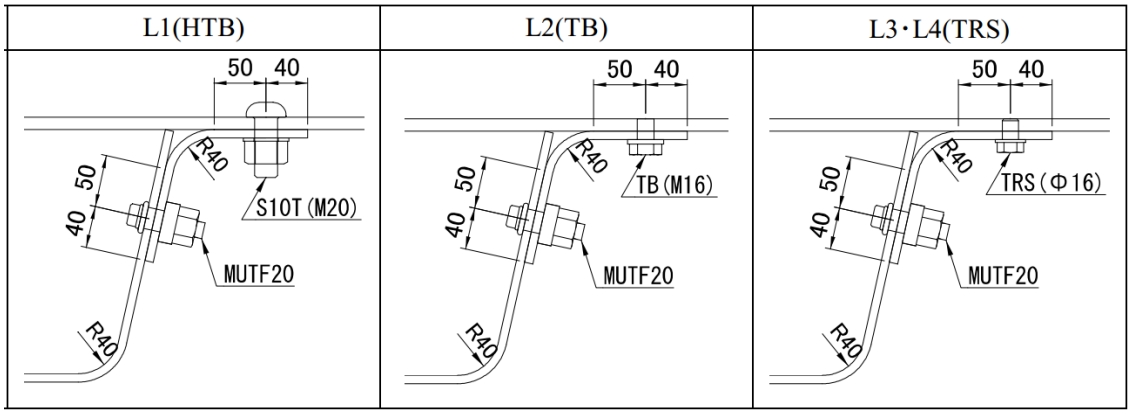


Фигура 4. Ремонт при относително къси пукнатини в стоманената плоча [2]

При по-дълги пукнатини с неравни краища са прилагани два начина за ремонт, единият е с допълнителни триъгълни стоманени плочи, разположени перпендикулярно на пукнатината, и заварени за надлъжното ребро и стоманената плоча, а другият чрез допълнителна стоманена плоча разположена върху зоната с пукнатината и заварена по периферията си [2]. Въпреки че тези методи са сравнително бързи и лесни за изпълнение те не са особено ефективни, тъй като след това възниква пукнатина в ъгловите заваръчни шевове, свързващи добавените стоманени плочи.



Фигура 5. Прилагани методи за ремонт при относително по-дълги пукнатини [2]



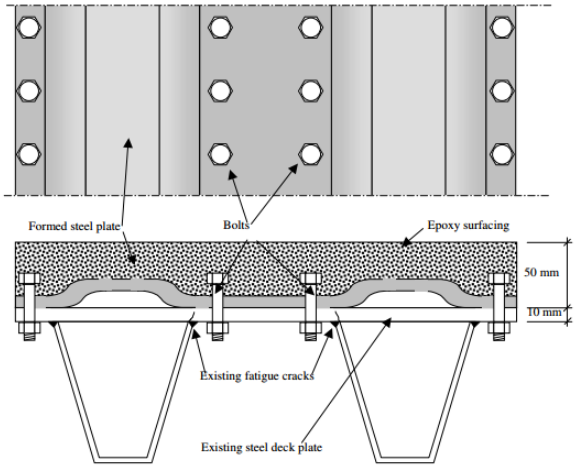
Фигура 6. Възстановяване на уморна пукнатина чрез допълнителни елементи [12]

При дълги и паралелни пукнатини обикновено се изрязва повредената част от стоманената плоча и се заменя с нова. В случай, че повредата засяга и надлъжните ребра, част от тях също може да се изреже заедно с плочата. Методът е ефективен, но се прилага рядко, поради относително високата цена и необходимостта от напълно спиране на трафика по моста за часовете, през които се изпълнява възстановяването и частично спиране на лентите с повредата за няколко седмици, докато се произведе допълнителното парче по мярка от място.

Начини за усилване на стоманени ортотропни плочи на съществуващи мостове са насочени основно в посока на намаляване на напреженията в стоманените елементи и увеличаване на коравината на плочата, с цел намаляване на деформациите.

Изложени са няколко варианта, които удовлетворяват горните условия:

- Добавяне на допълнителна стоманена плоча (дебелина 5-8 mm) върху съществуващата, като връзката между двете плочи е посредством адхезия [2]. Основното предимство на този метод е в относително ниския дял на допълнителното собствено тегло, което го прави привлекателен при усилване на подвижни мостове. Недостатък е осигуряването на надежна връзка между двете стоманени плочи. Допълнителната стоманена плоча може да бъде присъединена и посредством механични съединителни средства.



Фигура 7. Усилване на ОПП чрез допълнителна стоманена плоча

- Добавяне на допълнителна плоча от обикновен стоманобетон върху съществуващата стоманена плоча. Връзката между стоманената плоча и стоманобетона може да се осъществи с помощта на различни видове дюбели.

Методът е лесен за изпълнение, но като основен недостатък може да се посочи относително голямото допълнително собствено тегло. Пример за приложението на този метод е моста Mincio в Италия [4], където допълнителната стоманобетонна плоча е с дебелина от 16cm.

- Добавяне на допълнителна плоча от супервисокоякостен бетон върху съществуващата стоманена плоча, която изпълнява и ролята на настилка [5]. Методът е изключително ефективен, тъй като теглото на допълнителния супервисокоякостен бетон е приблизително равно на теглото на премахнатата асфалтова настилка. Пилотен проект, с приложението на този начин на усилване, е изпълнен през 2003 г. в Холандия на моста Caland, където дебелината на супервисокоякостния бетон е само 60mm. Постигнатата редукция на напреженията от локално огъване на стоманената плоча е в размер на 70-80%, което води до значително удължаване на живота на моста от гледна точка на уморно разрушение. Връзката между стоманената плоча и положения бетон, в този случай, е осъществена с двукомпонентна епоксидна смола, върху която е поръсен агрегат със зърнометрия 3-6mm. Обнадеждаващите резултати от пилотния проект, довели до прилагането на този метод за усилване и на други мостове в Холандия, като в периода 2005-2007 г. са усилени мостовете Hagenstein и Moerdijk [6].

Фигура 8. Мостът Caland, Ротердам, Холандия [7]

Подобно на Холандия, във Франция е разработен научно-изследователски проект Orthoplus, който имал за цел да изследва възможностите за прилагане на супервисокоякостен бетон за усилване на мостове със стоманена ортотропна плоча. Изследвани са две възможности за връзка между бетона и стоманената плоча, едната е чрез заваряване на армировъчна мрежа директно за стоманената плоча, а другата чрез заваряване на къси (с височина 25 mm) болтови дюбели [8]. През 2011 г. моста Illzach е усилен с предварително готови елементи от супервисокоякостен бетон, с дебелина 50mm, свързани със стоманената ортотропна плоча с къси болтови дюбели. В резултат на това напреженията в стоманената плоча са намалени с 50% [9].

- Запълване на надлъжните ребра с адекватни състави. Методът е приложим само за затворени надлъжни ребра.

Фигура 9. Мостът Illzach, усилване с готови елементи от UHPFRC, [9].

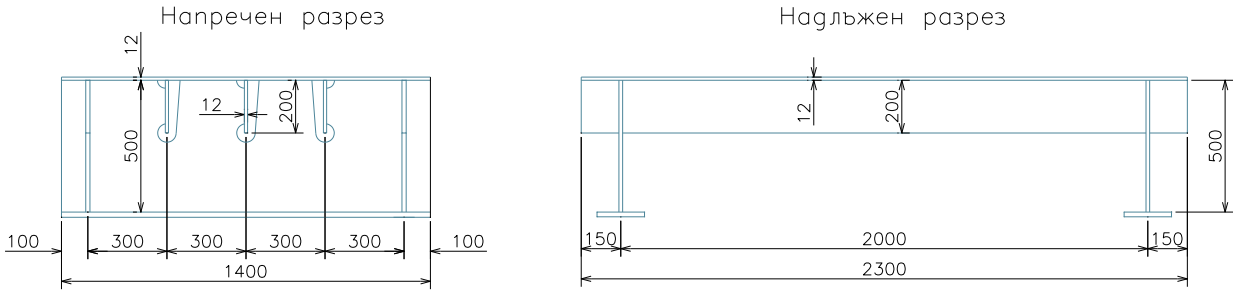
4. ОЦЕНКА НА ЕФЕКТА ОТ ПРИЛОЖЕНИЕТО НА СВБ ЗА УСИЛВАНЕ НА СТОМАНЕНА ОПП МОСТ ПО АМ „ХЕМУС“ НА СТАР КМ. 27^{+500}.

С цел да илюстрираме ефекта от редуциране на напреженията, породени от локано огъване на стоманената плоча, чрез полагането на допълнителен слой от супервисокоякостен бетон, е разгледан фрагмент от ортотропна стоманена плоча, чийто геометрични размери са подбрани така, че да съответстват на Виадукт 2 по автомагистрала „Хемус“ на km 27^{+500}. Причините да се спрем на този мост са няколко: от неговото построяване до сега са изминали 32 години, период който е достатъчен за възникването на уморни дефекти, моста е разположен по автомагистрала, което предполага сравнително по-голям интензитет на преминаващия трафик и не на последно място това е моста с най-голям отвор у нас, 162 m (виж Фигура).

Фигура 10. Виадукт 2 (100+162+100 m) на стар km 27^{+500} по АМ „Хемус“

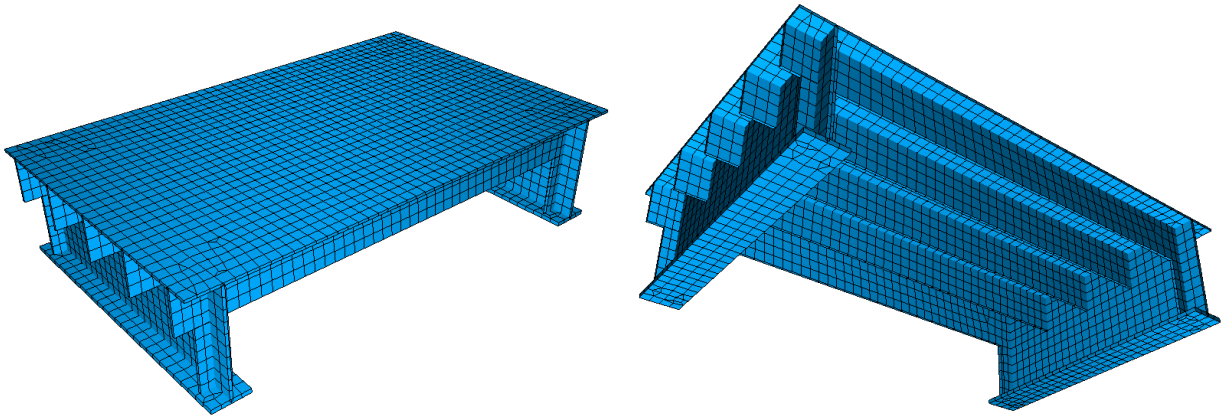
Размерите на стоманената плоча, на избрания фрагмент, в план са 1400×2300 mm, дебелината й е 12 mm. Включен е участък между две напречни греди с разстояние между тях 2000 mm и 5 броя плоски надлъжни ребра с размери 12×200 mm и осово разстояние между тях 300 mm. Напречен и надлъжен разрез е показан на Фигура 11.

Усилващия слой от супервисокоякостен бетон (с нормативна якост на натиск 150 MPa и модул на еластичност 50000 MPa) е приет с дебелина 50 mm, приложен върху стоманената плоча. За настоящото изследване за връзка между двата материала е прието пълно взаимодействия т.е. липса на приплъзване в контактната повърхност.



Фигура 11. Геометрия на избрания фрагмент от ортотропна плоча.

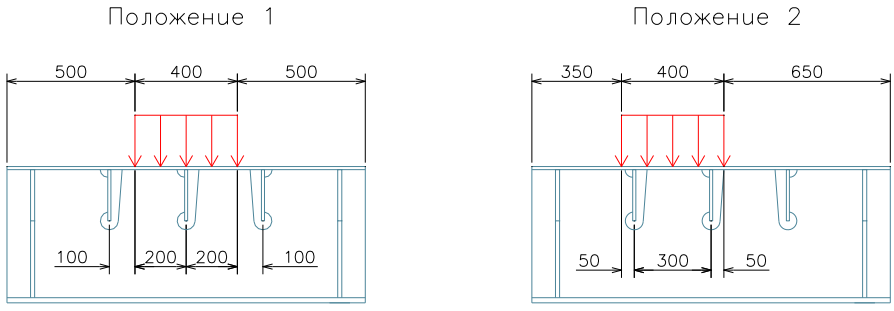
Изготвени са два пространствени числени модела по МКЕ, един на чисто стоманената ортотропна плоча (Фигура 12) и един на усилената със супервисокоякостен бетон.



Фигура 12. Триизмерен числен модел на фрагмент от ортотропна плоча.

Избраното натоварване е концентрирана сила равна на 150 kN, което съответства на характеристичната стойност на колесния товар от една ос на товарен модел ТМ1 – [11]. Силата е разпределена на печат с размери 400×400 mm. Изследвани са две положения на печата в напречно направление (виж Фигура 13), в надлъжно направление силата е приложена в средното сечение на надлъжните ребра.

Извършен е линейно еластичен анализ, като са сравнени резултатите за получените нормални напрежения в стоманената плоча (за двете главни направления), в надлъжните ребра и провисванията.



Фигура 13. Разположение на товара в напречна посока.

В таблицата по-долу са представени получените резултати от първото разположение на товара от двата числени модела (неусилен и усилен), както и редукцията в проценти.

				Неусилен елемент	Усилен с UHPC	Редукция [%]
Нормални напрежения в стоманената плоча [MPa]	Между ребрата	σ_y	Горен ръб	-168	14	-
			Долен ръб	177	32	-82
		σ_x	Горен ръб	-107	-3	-97
			Долен ръб	42	11	-74
	Над реброто	σ_y	Горен ръб	190	9	-95
			Долен ръб	-173	22	-
		σ_x	Горен ръб	-5	-7	+40
			Долен ръб	-89	6	-
Нормални напрежения в надлъжното ребро [MPa]	В средно сечение	σ_x	Горен ръб	-55	-6	-89
			Долен ръб	268	108	-60
Максимално провисване мерено под надлъжно ребро [mm]	В средно сечение	δ_z	-	2,7	1,0	-63

5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В заключение методът за усилване на съществуващи стоманени мостове с ортотропна пътна плоча, чрез полагането на допълнителен конструктивен слой от супервисокоякостен бетон е едно съвременно, иновативно и доказано ефективно решение. През последните години този метод е приложен успешно в страни като Холандия и Франция, където стоманените ортотропни пътни плочи (ОПП) заемат относително по-голям дял от съществуващите мостове в сравнение с този у нас [10]. В отговор на световните тенденции в това направление, през 2018 г. към Центъра за научни изследвания и проектиране (ЦНИП) на Университета по архитектура, строителство и геодезия стартира научно-изследователска тема „Възможности за приложение на супервисокоякости бетони за усилване на строителни конструкции в България“, част от която е усилването на съществуващи стоманени мостове с ортотропна пътна плоча. Резултатите, получени при изследване по МКЕ на фрагмент от ОПП на виадукта от Фигура 11. показват, че при конструктивно усилване с допълнителен пласт от супервисокоякостен бетон (UHPFRC) води до съществено намаляване на нормалните напрежения в критични зони, както и на вертикалните премествания. Предвид недоброто качество на изпълнение и приложението на детайли с ниска уморна категория при съществена част от стоманените мостове с ОПП у нас изследването на ефективни начини за усилване на тези конструкции е от съществена важност за осигуряване на надеждността на пътния трафик.

БЛАГОДАРНОСТИ

Авторите изказват благодарност на ЦНИП при УАСГ за финансирането на научно-изследователската тема БН-206/18, „Възможности за приложение на супервисокоякости бетони за усилване на строителни конструкции в България“.

ЛИТЕРАТУРА

[1] БДС EN 1993-2:2007 :2007 Еврокод 3: Проектиране на стоманени конструкции Част 2: Стоманени мостове.
[2] M. H. Kolstein, „Fatigue Classification of Welded Joints in Orthotropic Steel Bridge Decks“, printed by Gildeprint Drukkerijen B.V. the Netherlands.
[3] S. Teixeira de Freitas, “Steel Plate Reinforcement of Orthotropic Bridge Decks”. PhD Thesis, Delft Technical University, 2012.
[4] G. Tecchio, M. Caldon, F. P. Marchesini, M. A. Zanini, M. Donà, C. Pellegrino, C. Modena., “Fatigue cracks in orthotropic plates - a case study”, https://www.researchgate.net/publication/274956617, 2015.
[5] F.B.P. de Jong, M.H.Kolstein, “Strengthening a bridge deck with high performance concrete”, Orthotropic Bridge Conference, Sacramento, California, USA – August 25-27, 2004.
[6] P. Buitelaar, R. Braam, “Application of Reinforced High Performance Concrete Overlays on Orthotropic Steel Bridge Decks - theory and practice.”, International Orthotropic Bridge Conference, Sacramento, California, USA – August 25-30, 2008.
[7] P. Buitelaar, ”Ultra High Performance Concrete: Developments and Applications during 25 years ”, Plenary Session, International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, September 13 - 15, 2004.
[8] F. Toutlemonde , P. Marchand, F. Gomes, L. Dieng,”Using UHPFRC as a topping layer for orthotropic bridge decks: Prototype validation.” Proceedings of RILEM-fib-AFGC International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, Marseille, France, 2013.
[9] Z. Hajar, M. Novarin, C. Servant, G. Généreux, D. Przybyla, D. Bitar,”Innovative solution for strengthening orthotropic decks using UHPFRC: The Illzach Bridge.” Proceedings of RILEM-fib-AFGC International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, Marseille, France, 2013.
[10] Л. Георгиев, Ст. Иванов, „Стоманени ортотропни пътни плочи за мостове – експлоатационни проблеми.“, Международна юбилейна научна конференция „75 години УАСГ“, София, България, 1-3 ноември, 2017.
[11] БДС EN 1991-2:2006, Еврокод 1: Въздействия върху строителните конструкции. Част 2: Подвижни натоварвания от трафик върху мостове.
[12] Yoshiaki Mizokami, Masafumi Kamata,Yuki Kishi, Masahiro Sakano, “A study on repair method using TRS for fatigue cracks in orthotropic steel deck”, EUROSTEEL 2017, September 13–15, 2017, Copenhagen, Denmark.
[13] F.B.P. de Jong, „Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks“, ISBN-10: 90-9021412-7, 2006.
[14] Osumi K., Tokida H., Mori T., Sakama D., Effect of stop-hole on fatigue at vertical stiffener welds of orthotropic steel deck, IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-III, August 21-22, 2015, Dhaka, Bangladesh, 2015.

НАДЛЪЖНА ОСИГУРЕНОСТ НА НЕПРЕКЪСНАТИ КОМБИНИРАНИ СТОМАНО-СТОМАНОБЕТОННИ ВРЪХНИ КОНСТРУКЦИИ ЗА ЖП ВИАДУКТИ

Лазар Георгиев[1], Стоян Иванов[2]

LONGITUDINAL STABILITY OF CONTINUOUS COMPOSITE STEEL-CONCRETE SUPERSTRUCTURES FOR RAILWAY VIADUCTS

Lazar Georgiev[1], Stoyan Ivanov[2]

Abstract:
This article presents the problem faced by the designer, when subjected to choose the support system for continuous composite superstructures for railway bridges with relatively big lengths. On the one hand the supporting system plus substructure should possess enough stiffness and load bearing capacity in horizontal longitudinal direction in order to withstand the braking and acceleration forces generated by the traffic and also limit the deformations due to the bridge track interaction. On the other hand in order to provide free longitudinal temperature dilatations and reduction of the seismic forces coming from the superstructure it is preferable to have one "softer" connection between the superstructure and the substructure.
Simultaneous meeting of mutually contradictory requirements is a complex task, which should be solved in the conceptual design phase for this type of bridges. Some ideas for its solution, as well as examples from the world practice, are presented in the report.

Keywords:
Railway Viaducts, Longitudinal Stability, Seismic Isolation.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Една съществена разлика между пътните (пешеходните) и жп мостовете е непрекъснатостта на горното строене в зоните на фугите на връхната конструкция при последните. Докато при пътните мостове в зоната на фугите обикновено прекъсва и асфалтовата настилка (изключение правят фугите от закрит тип, но те се прилагат при връхни конструкции с относително малки дължини), то при съвременните жп линии, с цел

[1] Лазар Д. Георгиев, доцент, д-р инж., катедра „Пътища и транспортни съоръжения“, Факултет по транспортно строителство, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: ldg_77@abv.bg;
Lazar D. Georgiev, Assoc. Prof., PhD, Eng., Department of Road Construction, Faculty of Transportation Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: ldg_77@abv.bg.
[2] Стоян Д. Иванов, главен асистент, д-р инж., катедра „Метални, дървени и пластмасови конструкции“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: stoyan_denkov@yahoo.com;
Stoyan D. Ivanov, Assistant Prof. PhD, Eng., Department of Steel, Timber and Plastic Structures, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: stoyan_denkov@yahoo.com.

подобряване на комфорта и безопасността на пътуване и намаляване на експлоатационните разходи, се предпочита баластов безнастaвов релсов път (БРП), особено в случаите на високоскоростни жп линии. В този случай релсите преминават непрекъснато над фугата и поемат надлъжните въздействия (например от ускоряване и спиране) съвместно с връхната конструкция на моста. От друга страна непрекъснатите релси ограничават свободната дилатация на връхната конструкция от температурни изменения, съсъхване и т.н.

В тази връзка, при проектирането на жп мостове съвместното реагиране на коловоза (горното строене) и връхната конструкция на моста следва да се вземе под внимание, тъй като то оказва влияние върху напрегнатото състояние, както на връхната конструкция на моста, така и върху надлъжно неподвижните лагери и релсите. Препоръки за отчитането на този ефект са дадени в [1].

Едно възможно решение е поставянето на устройства за линейно разширение на релсите (УЛРР, уравнителни устройства) в зоната на фугите на моста, но предвид на тяхната стойност (строителна и експлоатационна) железопътните администрации предпочитат тяхното избягване, когато това е възможно. Уравнителното устройство е съоръжение от горното строене на железния път, осигуряващо непрекъснато движение на подвижния жп състав и компенсиране на линейното удължение на железния път при жп мостове и в края на участъци с безнастaвов път – Фиг. 1.

Фигура 1. Уравнителни устройства – [4], [5]

С цел избягване копрометирането на железния път, при съвместното му реагиране с връхната конструкция на моста, в [1] се дават проектни критерии, които трябва да бъдат удовлетворени при проектирането на жп мостове с баластово легло:

- Максимални допълнителни напрежения в релсите:

Допълнителното допустимо напрежение в релсите, вследствие на съвместното реагиране на коловоза с връхната конструкция на моста се ограничава до:

$\sigma_c \leq 72$ MPa – при натиск;

$\sigma_t \leq 92$ MPa – при опън;

- Надлъжно хоризонтално преместване в края на връхната конструкция:

Граничните стойности на надлъжните хоризонтални премествания между края на връхната конструкция и съседния устой или между две отделни части на връхна конструкция, изчислени само от спирателни и ускорителни сили се ограничават до:

$\delta_b \leq 5$ mm – при непрекъснати заварени релси;

$\delta_b \leq 30$ mm – при наличие на устройства за линейно разширение на релсите в двата края на връхната конструкция;

Премествания над 30 mm се допускат само в случай, че и баластовото легло има дилатационни фуги.

Надлъжното хоризонтално преместване на горния ръб на връхната конструкция вследствие на нейната деформация (завъртане в края) от вертикален подвижвн товар (LM71 и/или SW/0) се ограничава до 8 mm.

- Вертикално преместване в края на връхната конструкция:

Вертикалното преместване на горната повърхност на връхната конструкция, спрямо съседна такава или устой от променливи въздействия се ограничава до:

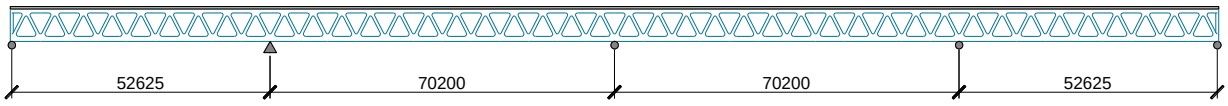
$\delta_v \leq 3$ mm – при максимално скорост до 160 km/h;

Нормираните критерии са сравнително строги и обикновенно е трудно да бъдат изпълнени при жп виадукти с по-голяма дължина, което налага поставянето на уравнителни устройства в краищата на моста. При жп мостове с по-малки дължини е възможно избягването на уравнителни устройства.

Интересно е да се отбележи обаче, че изброените въздействия, които трябва да се отчитат при проверките, не включват сеизмичните. Съгласно критерия за неразрушение при крайно гранично състояние, записан в БДС EN 1998-2:2006, връхната конструкция на моста трябва да се проектира така, че да се избегнат разрушения, освен на второстепенни елементи. Освен това след възникване на сеизмичното въздействие, трябва да се осигури възможност за използване на моста от авариен трафик.

Връхните конструкции на комбинирани стомано-стоманобетони жп виадукти обикновено представляват непрекъснати греди, опрени върху долно строене от стоманобетон с помощта на лагери и устройства. В райони с голям сеизмичен хазарт, с цел намаляване на сеизмичните сили в долното строене и фундаментите, обикновено се предпочита използването на сеизмична изолация в равнината на опиране на връхната конструкция. Такъв тип решение води до увеличаване на периода на основните форми на моста, а оттам и на преместванията в зоната на фугите. Как това ще се отрази на горното строене и по-специално на непрекъснато преминаващите релси е въпрос, който не се коментира в стандарта и дали след сеизмичното въздействие ще бъде възможно преминаването на авариен жп трафик?

Зд да отговорим на поставени въпрос ще разгледаме числен пример на жп виадукт с обща дължина 245,70m. Връхната конструкция представлява непрекъсната комбинирана стомано-стоманобетонна греда на четири отвора 52,65m+70,20m+70,20m+52,65m. Схема на избрания начин на опиране е представена по-долу.



Фигура 2. Схема на прътова връхна конструкция

2. НАТОВАРВАНИЯ И ВЪЗДЕЙСТВИЯ

Основните натоварвания, които трябва да бъдат отчетени при ефектите от взаимодействие между връхната конструкция на моста и жп коловоза са следните:

- Температурни разлики – температурна разлика на връхната конструкция между температурата при монтажа и екстремните стойности за дадения район е приета ±35°C. Температурната разлика за релсите е приета ±50°C, откъдето разликата между температурата на релсите и тази на връхната конструкция се получава ±15°C;

- Ускорителни и спирателни сили от подвижния състав:

Ускорителна сила за товарни модели LM71 и SW/0:

Q_{lak} = 33 [kN/m] x L [m] ≤ 1000kN

Спирателна сила за товарни модели LM71 и SW/0:

Q_{lbk} = 20 [kN/m] x L[m] ≤ 6000kN

- Класифицирани вертикални товари от трафика – за целта на настоящите изчисления е отчетен само товарен модел LM71, класифициран с α = 1,00.

За целите на спектралния анализ са приети следните параметри за определяне на сеизмичното въздействие:

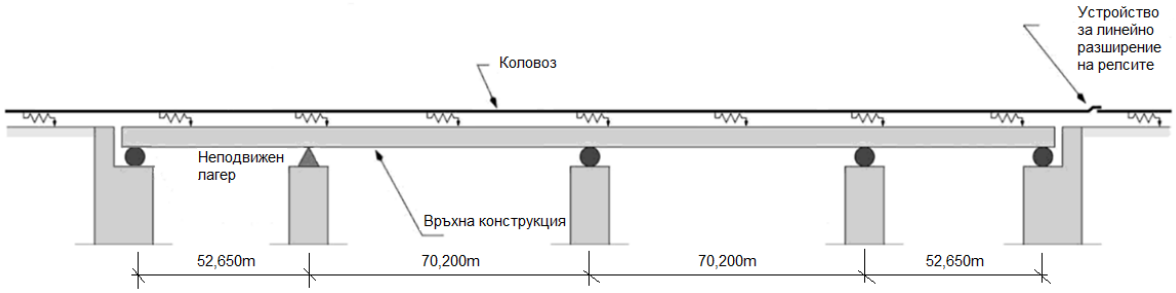
Референтно максимално ускорение на земната основа - 0,23g, съгласно фигура NA.D.2, БДС EN 1998-1:2005/NA:2012;

Клас на значимост III – съгласно NA.2.3, БДС EN 1998-2:2006/NA:2012;

Коефициентът на значимост – 1,40, съгласно NA.2.4, БДС EN 1998-2:2006/NA:2012;

Земната основа е определена като – тип А.

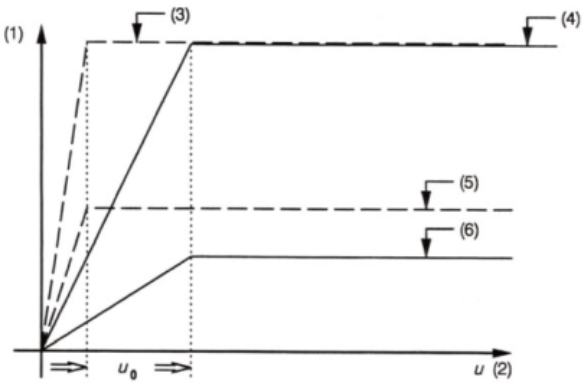
3. ОПИСАНИЕ НА ИЗЧИСЛИТЕЛНИЯ МОДЕЛ И ВЪЗПРИЕТИ ПРЕДПОСТАВКИ



Фигура 3. Моделиране на взаимодействието коловоз – мостова конструкция

Моделиране на коловоза:

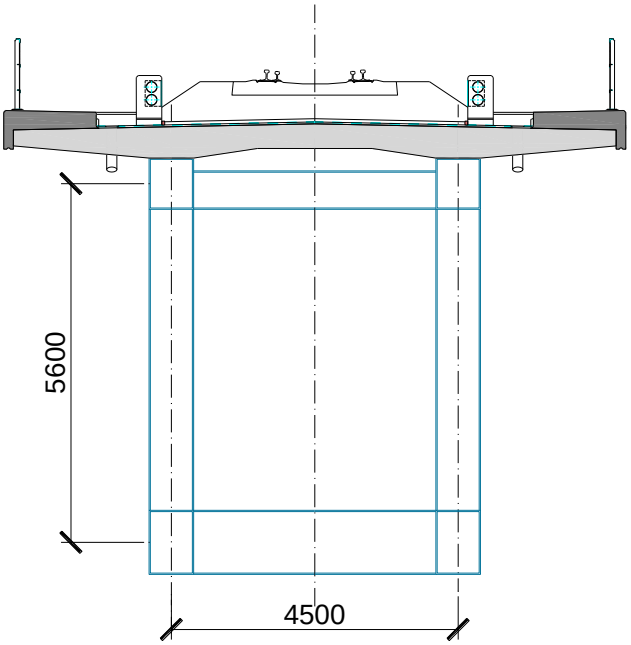
Релсите са приети 2 броя тип UIC 60, моделирани със съответните им геометрични характеристики и местоположение по височина, спрямо връхната конструкция. Откъм единия устой се предвижда уравнително устройство, което предполага прекъсване на релсите в края на връхната конструкция. От другата страна релсите преминават непрекъснато, като моделираната допълнителна дължина от тях върху насипа е 100m. Връзката на релсите с траверсите и баласта е моделирана с помощта на нелинейни пружини. Възприети са препоръчаните стойности за коравина и билинейно поведение на пружините, като надлъжното пластично съпротивление на срязване при ненатоварен коловоз е прието 20 kN/m, а при натоварен коловоз 60 kN/m.



Фигура 4. Зависимост надлъжна сила на срязване в коловоза за единица дължина (1) – преместване на релсата спрямо горен край на връхната конструкция (2) [1]

Моделиране на връхната конструкция:

Изготвен е равнинен числен модел на връхната конструкция, отчитащ възприетия начин на опиране в надлъжно направление на главните греди – една вътрешна неподвижна опора върху стълб и четири надлъжно подвижни опори. Триенето в надлъжно подвижните опори е пренебрегнато. Характеристиките на материалите за връхната конструкция отговарят на конструкционна стомана S355 и бетон за стоманобетонната плоча C35/45. Височината на главните ферми е приета 5,60m, а осовото разстояние между тях 4,50m. Стоманобетонната плоча е моделирана със съответното отстояние по височина, като връзката й със стоманените ферми е моделирана като корава.



Фигура 5. Напречен разрез на изследваната връхна конструкция

Моделиране на долното строене:

Двата устоя на моста, както и всички стълбове, върху които връхната конструкция стъпва с помощта на надлъжно подвижни лагери са заместени от съответните опори. Моделиран е единствено стълба върху, който има надлъжно неподвижен лагер. Височината му е 11,0 m, а напречното сечение е правоъгълно с размери 6,50/3,00m. Материалът е бетон клас C30/37. Фундирането е плоско, върху скални почви и е моделирано със запъване на стълба в основата му.

4. РЕЗУЛТАТИ ОТ ПРОВЕДЕНИЯ АНАЛИЗ

Получените резултати от анализа при взаимодействие между разглежданата връхна конструкция и коловоз са представени в табл. 1.

За надлъжна коравина на стълба K=1088 kN/mm и надлъжна хоризонтална спирателна сила 4173 kN, преместването на връхната конструкция без отчитане на завъртането и удължението следва да бъде 4173/1088=3,8 0mm < 5,00 mm.

Проведен е и спектрален анализ, като са представени резултати от сеизмичното въздействие, въпреки че съгласно Еврокод, няма изискване за проверка на взаимодействието на коловоза и връхната конструкция вследствие сеизмична изчислителна комбинация. Резултатите в таблицата са сравнени с получените от другите надлъжни хоризонтални въздействия. Изследваните параметри на напрегнато и деформирано състояние на релсата от сеизмично въздействие са записани в колонка EQ, а от останалите въздействия в колонка Total.

Таблица 1. Ефекти от взаимодействието връхна конструкция – коловоз при температурна разлика ΔT, спирателни и ускорителни сили B&A и товарен модел LM71 и съпоставка с нормираните ограничения - Limit

			ΔT	B&A	LM71	Total	Limit
Напрежение в релсата	[MPa]	опън	20	46	25	91	92
		натиск	-20	-46	-16	-82	-72
Надлъжно хоризонтално преместване в краищата на връхната конструкция	[mm]	при уравнителното устройство	n/a	7,80	n/a	n/a	5,00
		при непрекъснатата релса	n/a	4,20	2,10	n/a	5,00/8,00
Хоризонтално преместване между коловоз и връхна конструкция	[mm]		n/a	1,70	n/a	n/a	4,00
Хоризонтална реакция в неподвижния лагер	[kN]		2210	4173	364	6747	n/a

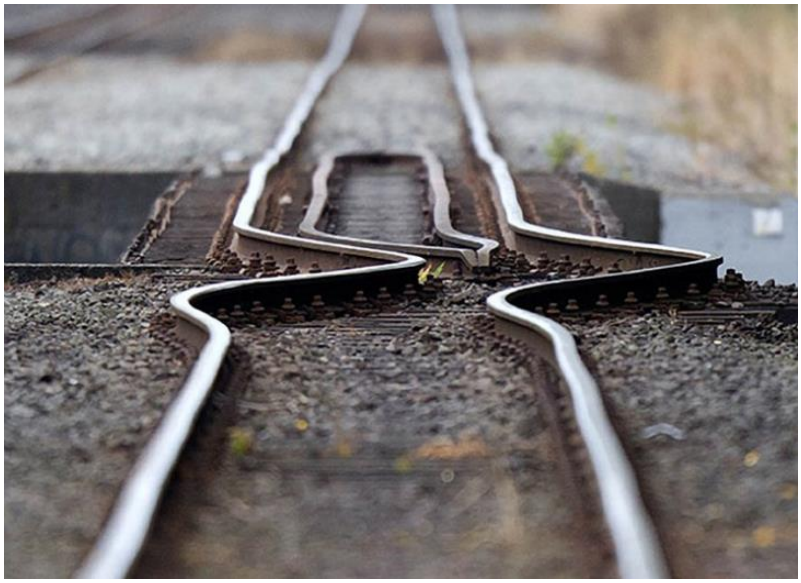
Забележка: Надлъжното хоризонтално преместване в двата края се различава поради допълнителното преместване вследствие завъртане на сечението, тъй като спирателната сила е приложена на нивото на релсите и поради относително удължение на елементите вследствие на нормалната сила.

Таблица 4.2. Ефекти от взаимодействието връхна конструкция – коловоз при сеизмично (EQ) и при останалите въздействия (Total)

			EQ	Total	Δ [%]
Напрежение в релсата	[MPa]	опън	162	91	+78
		натиск	-162	-82	+98
Надлъжно хоризонтално преместване в краищата на връхната конструкция	[mm]	при уравнителното устройство	35	8	+338
		при непрекъснатата релса	19	4	+375
Хоризонтално преместване между коловоз и връхна конструкция	[mm]		9	2	+350
Хоризонтална реакция в неподвижния лагер	[kN]		22145	6747	+228

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В заключение от представените в табл. 1 и табл. 2 резултати може да се каже, че получените стойности за допълнителните напрежение в релсите от сеизмична комбинация не само не отговарят на поставените ограничения при проверка за взаимодействие между връхната конструкция и коловоза, но и надхвърлят около два пъти тези, получени от другите три въздействия. При сеизмична комбинация би следвало да участват и температурните въздействия, както и вертикалния товар от трафика, със съответните коефициенти на съчетание, което би довело до още по големи допълнителни напрежения в релсите. Следствие на което може да се стигне до компрометирането на железния път в зоните на преход между връхната конструкция на моста и насипа (фиг. 6., фиг. 7.).



Фигура 6. Загуба на устойчивост на железен път при сеизмично събитие [8]

Фигура 7. Загуба на устойчивост на железен път при сеизмично събитие с магнитуд 7.8 в южен Marlborough - DEREK FLYNN/FAIRFAX NZ [7]

За хоризонталните премествания от сеизмично въздействие може да се направи подобен извод, както за напреженията в релсите, с тази разлика, че там разликите са до четири пъти в сравнение с получените от ефектите на другите въздействия.

Стойностите на напреженията в релсите и хоризонталните премествания, получени от сеизмично въздействие могат да бъдат редуцирани с помощта на инсталирането на различни устройства за сеизмично изолиране и вероятно биха могли да бъдат вкарани в определени разумни граници. Така че те не са крайния резултат от това изследване, а по-скоро представляват един показател, даващ ни правото да дефинираме основната цел на публикацията, а именно:

Следва да бъде анализирана необходимостта от изчислителни проверки за взаимодействие между връхната конструкция и коловоз при сеизмично въздействие защото този въпрос има пряко отношение към поставения критерии за неразрушение при крайно гранично състояние в [2]. Следва да бъдат дефинирани разумни от технико-икономическа гледна точка критерии, като под разумни следва да се разбира икономически целесъобразни, така че вложените допълнителни средства да се оправдават от спасените човешки животи, вследствие на осигурената възможност за по-бърз достъп на аварийните екипи до пострадалите след земетресението населени места.

ЛИТЕРАТУРА

[1] БДС EN 1991-2:2006, Еврокод 1: Въздействия върху строителните конструкции. Част 2: Подвижни натоварвания от трафик върху мостове
[2] БДС EN 1998-2:2006, Еврокод 8: Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия. Част 2: Мостове.
[3] UIC code 774-3, Track/bridge interaction. Recommendations for calculation., 2nd ed., 2001.
[4] https://www.quora.com/Why-are-gaps-left-in-between-rails-when-laying-a-railway-track, 2018.
[5] https://hablandodevias.files.wordpress.com/2013/09/aparato-dilatacion-martinet.jpg, 2018
[6] https://pwayblog.com/2017/10/02/stress-transition-zones-within-cwr/, 2018
[7] https://www.stuff.co.nz/national/87236596/Earthquake-repairs-crucial-to-viability-of-rail-in-New-Zealand, 2018
[8] https://www.google.bg/search?q=railway+bridge+seismic+new+zealand&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwijovDiut3cAhViDsAKHbyKCwsQ_AUICigB&biw=1920&bih=925#imgrc=FQLRkBY3vsttbM:, 2018

ТЕХНИЧЕСКИ И ТЕХНОЛОГИЧНИ РЕШЕНИЯ ЗА ИЗПЪЛНЕНИЕ НА ФАСАДНО СКЕЛЕ С ГОЛЯМА ВИСОЧИНА

Лъчезар Хрисчев[1], Владимир Матуски[2], Анита Хандрулева[3]

TECHNICAL AND TECHNOLOGICAL SOLUTIONS FOR EXECUTION OF A HEIGHT FACADE SCAFFOLD

Lachezar Hrischev[1], Vladimir Matuski[2], Anita Handruleva[3]

Abstract:
In this paper, the execution of a facade scaffolding, used for the execution of the construction works for suspended facade of a multi-storey building, with a reinforced concrete structure is discussed. Responsibility for giving of specific solutions is due to the fact, that the scaffolding should be 65 m high. On the other hand, the design solutions of the building, as well as the specifics of the construction, require a number of specific technical solutions for the scaffolding. Some of them are related to ensuring the stability of the scaffolding in the absence of anchoring to the reinforced concrete structure in height, using of several console platforms, etc. The investigation of the structure of the scaffold was carried out by spatial model, with software by the finite element method. Specific instructions for the installation, dismantling of the scaffolding and ensuring health and safe working conditions are given.

Keywords:
Facade Scaffold, Patterns, Configurations.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Обезпечаване изпълнението на строителните и монтажните работи при изпълнение на фасадите на сградите е възможно с осигуряването на конкретни технологични решения. В съвременното строителство, вариантите са свързани основно с използването на подходяща механизация за вертикален транспорт или самостоятелни работни и фасадни

[1] Лъчезар Хрисчев, доц. д-р инж., катедра „Технология и механизация на строителството”, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: l.hrischev@abv.bg;
Lachezar Hrischev, Assoc. Prof. Dr. Eng., Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: l.hrischev@abv.bg.
[2] Владимир Матуски, ас. инж., катедра „Механика и математика“, Строителен факултет, Висше строително училище „Любен Каравелов“, ул. “Суходолска“ 175, София 1373, *e-mail*: vladimirmatuski@abv.bg;
Vladimir Matuski, Eng., Department of Mechanics and Mathematics, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: vladimirmatuski@abv.bg.
[3] Анита Хандрулева, доц. д-р инж., катедра „Механика и математика“, Строителен факултет, Висше строително училище „Любен Каравелов“, ул. “Суходолска“ 175, София 1373, *e-mail*: anita_handruleva@abv.bg;
Anita Handruleva, Assoc. Prof., PhD Eng., Department of Mechanics and Mathematics, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria;
e-mail: anita_handruleva@abv.bg.

скелета. Избора на конкретно решение зависи от условията на съответния строеж и следва да се извършва на базата на задълбочен технико-икономически анализ. Много често, технологичните съображения налагат използването именно на фасадни скелета. По своето същество, те представляват временна подпорна конструкция, сглобена от елементи за многократна употреба с цел временно пренасяне на товари, предизвикани от хора, строителни материали или оборудване, докато се изпълняват сгради или инженерни съоръжения [1].

В настоящата разработка се дискутира конкретен пример от строителната практика. Той се отнася за изпълнението на фасадано скеле, предназначено за обезпечаване строителните и монтажните работи (СМР) за изпълнение на окачена фасада, на многоетажна сграда със стоманобетонна носеща конструкция. Отговорността от даването на конкретни решения е породена от факта, че скелето трябва да е с височина 65 m. От друга страна, проектните решения на сградата, както и особеностите при технологията и организацията на СМР на строежа, налагат редица специфични технически решения при изпълнението на скелето.

2. ОСНОВНИ ПОЛОЖЕНИЯ

Предвидено е, изпълнението на конструкцията на временното съоръжение, да се реализира посредством използването на сертифицирана система рамково скеле, със затворени "□"-образни рамки. При скелета от този тип, укрепването на конструкцията в напречно направление се осигурява посредством самите рамки, докато укрепването в надлъжната вертикална равнина се реализира с надлъжни диагонали [2]. Специално при тази система скеле, производителя предоставя типови монтажни схеми за височина до 60,0m, с включени вътрешни конзоли с ширина 0,32m на всяко ниво и външни конзоли с ширина 0,74m на последното ниво. В типовата схема, част от техническата документация на производителя, се предвижда монтиране на свързващи елементи (анкериращи тръби) към фасадата във възлите на конструкцията на скелето [3]. На практика обаче, предвид конкретиката на конструкцията на сградата, тази схема на анкериране не е възможно да се реализира. Това ограничение налага допълнително прецизиране на местата на свързване (анкериране) на скелето към елементите на стоманобетонната конструкция на сградата.

Решението за временното съоръжение е разработено в съответствие с изискванията на БДС EN 12811-1 Временни съоръжения за строителство. Част 1: Скелета. Експлоатационни изисквания и основно проектиране, БДС EN 12811-2:2004 Временни съоръжения за строителство. Част 2: Информация за материалите, БДС EN 1991-4 Еврокод 1: Въздействия върху строителните конструкции. Основни въздействия. Натоварване от вятър и БДС EN 1993 Еврокод 3 Проектиране на стоманени конструкции. Общи правила и правила за сгради.

3. ИЗИСКВАНИЯ КЪМ ЕЛЕМЕНТИТЕ НА СКЕЛЕТО И ОБЩО КОМПОЗИЦИОННО РЕШЕНИЕ

3.1. Изисквания към елементите на скелето

Прието е, конструкцията на скелето да бъде изпълнена със следните основни елементи на системата скеле: вертикални рамки с височини 2,0 m, 1,5 m и 1,0 m, и широчина 0,7393 m (осово разстояние), съставени от горещо поцинкована стоманени тръби 48,3; стоманена пътека с дължина 3,0 m; стоманена пътека с дължина 2,5 m; винтови опори с напасващи гайки; опорни плочи 150x150 mm; диагонални връзки от стоманени тръба 48,3×2,7 mm, горещо поцинковани; парапети от горещо поцинковани тръби с дължина 3,0 m и 2,5 m; предпазна бордова дъска; двоен страничен парапет; странична рамка за последен етаж; парапетна стойка с ограничител; пътека с люк и стълба. Стоманата, от която са изработени елементите на системата скеле е клас S355JRH.

Допълнително се предвижда използването на следните елементи: стоманени тръби ф48,3×4 mm, горещо поцинковани, които следва да отговарят на БДС EN 39 [3]; съединители клас В (с носимоспособност 15 kN) за свързване на тръби ф48,3 под прав ъгъл; съединители клас В (с носимоспособност 15 kN) за свързване на тръби ф48,3 под произволен ъгъл; анкериращи стоманени тръби ф48,3×4mm, които следва да отговарят на БДС EN 39.

Изделията от дървен материал (в т.ч дървените подложки и гредите, използвани при стъпването на опорите) следва да отговарят на изискванията на БДС EN 338. Дървените подложки и гредите използвани при стъпването на опорите, трябва да са минимум клас С16.

3.2. Общо композиционно решение

В композиционно отношение, фасадното скеле се изпълнява от отделни секции, състоящи се от модули на системата скеле. В местата където е необходимо, секциите на скелето се предвижда да се свържат една към друга посредством връзки, изпълнени от стоманени тръби ф48,3×4 съгласно БДС EN 39 и съединители (жабки) клас В съгласно БДС EN 74, отговарящи на изискванията посочени в т.3.1. При тази система скеле, надлъжните диагонали се монтират по „зигзаговидна” схема (конфигурация).

Свързващите елементи (анкериращите тръби), както и посочените по-горе връзки, следва да се монтират максимално близо до възлите на стоманената фиксираща рамка - на разстояние максимум на 30 cm от възела. Местата на свързващите елементи са съгласно монтажните схеми, част от проектното решение.

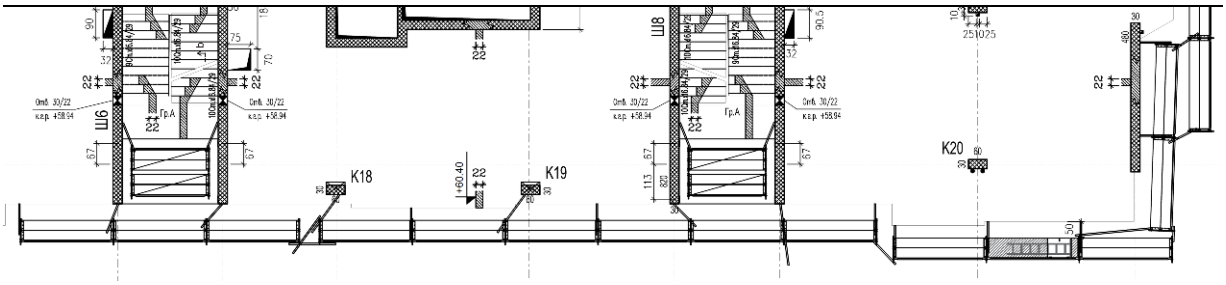
По височина се предвижда скелето да започне от кота +0,05 с рамки с височина 2,0 м. Стъпването на винтовите пети следва да се извърши чрез подлагане на дървени греди и подложки. Предвид на това, че от една страна максималната допустима височина на изтегляне (отваряне) на винтовите пети е 20 cm, а от друга е налице наклон на стоманобетонната конструкция, върху която стъпват петите, то изравняването на нивата на стъпване се изпълнява с опорни бетони блокове изпълнени от бетон клас С25/30 с размери в план 25/25 cm.

За оформянето на работни платформи, във връзка с изпълнението на козирка на сградата на кота +66,83 и на стоманобетонни плочи на кота +60,4, излизащи извън основната равнина на фасадата, се предвижда конзолно изнасяне на скелето. То се реализира посредством стоманени конзоли с ширина 0,74 m, изпълнена от хоризонтално разположен профил 50×30mm и оборудвани с конзолна напречна подпора от стоманени тръби ф48,3.

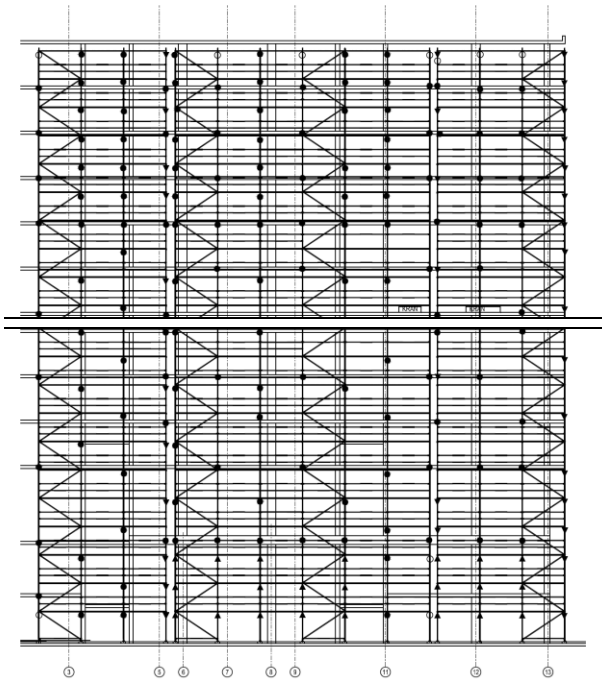
За осигуряване на изискванята за ЗБУТ, страничната защита се състои от три части-перило на нивото на ръката (на височина 1 m); междинно перило (на височина 0,5 m и бордова дъска с височина минимум 15 cm, които трябва да бъдат монтирани на всички нива на скелето. Допуска се бордови дъски да бъдат монтирани само на нивата на скелето, на които се изпълняват строителни и монтажни работи, при положение, че са взети мерки за ограничаване на достъпа до всички останали нива (например чрез монтиране на допълнителни напречни предпазни парапети (или двоен страничен парапет).

С цел осигуряване на необходимата носеща способност, анкериращите средства (дюбел с винт) се монтират на разстояние минимум 15 cm от ръба на стоманобетонните елементи. Местата на свързващите елементи са съгласно монтажните схеми, част от проектното решение.

С цел осигуряване конструкцията на скелето и поемането на натоварванията от конзолните участъци, всички възли от кота +50,80 нагоре се анкерират към конструкцията на сградата и съседните секции на скелето. Стойките на рамките на скелето, от кота +50,8 нагоре, се свързват механично една към друга с подходящи скрепителни средства (инвентарни щифтове или шплинтове с диаметър 8 mm, или с болт ф8 и гайка).



Фигура 1. Монтажна схема (в план) на фрагмент от сградата и фасадното скеле



Фигура 2. Монтажна схема (в поглед отпред) на фрагмент от фасадното скеле

Фигура 3. Общ вид на фасадното скеле

4. НАТОВАРВАНЕ, СТАТИЧЕСКО ИЗСЛЕДВАНЕ И ОРАЗМЕРЯВАНЕ

4.1. Натоварване и товарни комбинации

Натоварването е прието съгласно БДС EN 12811-1 Временни съоръжения за строителство. Част 1: Скелета. Експлоатационни изисквания и основно проектиране [5] и БДС EN 1991-4 Еврокод 1: Въздействия върху строителните конструкции. Основни въздействия. Натоварване от вятър [6]. Конструктивните изчисления са извършени и за двете товарни комбинации, регламентирани в клауза 6.2.9.2 на БДС EN 12811-1.

Товарна комбинация 1 включва: собствено тегло на елементите на скелето; равномерно разпределено работно натоварване – 2 kN/m^2 съответстващо на натоварване за скеле клас 3; 50% от равномерно разпределено работно натоварване – 1 kN/m^2, разположено върху съседна по височина работна платформа; работно ветрово натоврване съгласно клауза 6.2.7.4.2 на БДС EN 12811-1.

Товарна комбинация 2 включва: собствено тегло не елементите на скелето;

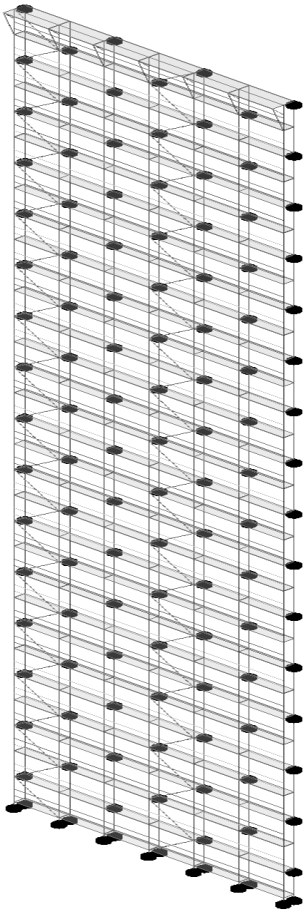
- 25% от равномерно разпределеното работно натоварване по комбинация 1 - 0,5 kN/m^2 съответстващо на натоварване за скеле клас 3; максимално ветрово натоварване, съгласно клауза 6.2.7.4.1 на БДС EN 12811-1.

Оразмеряването и конструктивните проверки на скелето са извършени съгласно БДС EN 1993 Еврокод 3 Проектиране на стоманени конструкции. Общи правила и правила за сгради. При изчисленията, натоварванията са взети с нормативните им стойности и съответните им коефициенти.

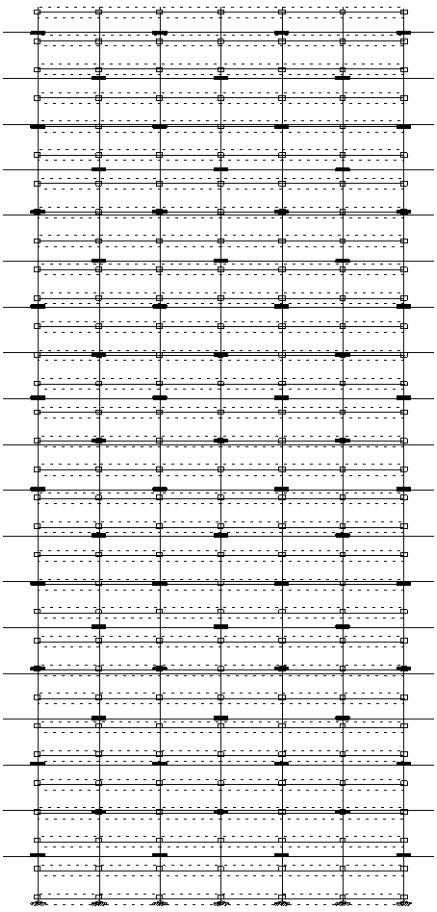
4.2. Модели за статическото изследване

Изследвани са два пространствени изчислителни модела на скелето, посредством програмен продукт по метода на крайните елементи. Двата изчислителни модела се различават по местоположението на точките на закрепване. В модел 1 е прието свързване на анкериращите тръби във възлите на конструкцията на скелето, като са съобразени с препоръките, дадени в техническата документация на производителя. В модел 2, точките на закрепване на анкериращите тръби към стойките на скелето са разположени извънвъзлово, съответстващо на реалното им местоположение.

При моделирането са взети под внимание особеностите на елементите на конструкцията, като всички те са включени в модела със съответстващи на действителното им механично поведение типове крайни елементи. Връзките между елементите са симулирани, така че да отговарят на действителното им лагеруване или закоравяване.



Фигура 4. Изометричен изглед на фрагмент от модел 1



Фигура 5. Схема на фрагмент от модел 2

4.3. Оразмерителни усилия в елементите на фасадното скеле

Извършените статически изследвания на модел 1 показват, че най-натоварени са стойките на рамките на скелето. Съответните разрезни услилия са както следва: изчислителна нормална сила N_{sEds} =-30,73 kN, срязваща сила Vs_{Ed}=1,94 kN; огъващ момент

около ос у $Ms_{Ed,ys}$=0,68 kNm. Стойките работят с коеф. на използване 0,94. При диагоналите, максималните разрезни усилия са: изчислителна нормална сила N_{sEds} =-5,86 kN, срязваща сила Vs_{Ed}=0,09 kN. Диагоналите работят с коеф. на използване 0,42. Хоризонталния ригел на рамката е по-малко натоварен, като при него коеф. на използване е 0,18.

Отчитайки спецификата на стоманобетонната конструкция на сградата беше установено, че практически не е възможно реализирането на типовата схема, дадена от производителя. Това наложи допълнително оптимизиране, с използването на последователни итерационни решения, за определяне местата на свързване (анкериране) на скелето към фасадата и елементите на конструкцията на сградата. Предвидено е свързване на скелето в челата на плочите и във вертикалните елементи – колони шайби. Там където, практически няма такава възможност, е предложено техническо решение с използването на допълнителни модули от скеле (дублиране на конструкцията на скелето - фиг.4) или извънвъзлово свързване на стойките на скелето към елементите на сградата. Част от приетите решения са представени в т.5 на настоящата статия.

Изследванията на оптимизирания модел 2 също показаха, че най-натоварени са стойките на рамките на скелето. Констатира се също повишаване на оразмерителните разрезни усилия в елементите, спрямо тези в модел 1. Същите са както следва: изчислителна нормална сила N_{sEds} =-30,59 kN, срязваща сила Vs_{Ed}=2,10 kN; огъващ момент около ос у $Ms_{Ed,ys}$=0,85 kNm. Наблюдава се и увеличаване на коеф. на използване на този тип елементи - 0,96. При диагоналите, за модел 2, максималните разрезни усилия са изчислителна нормална сила N_{sEds} =-8,0 kN и срязваща сила Vs_{Ed}=0,22 kN, като същите са с коеф. на използване 0,59. При хоризонталният ригел на рамката, коеф. на използване вече е 0,46.

Извършените изчислителни проверки и анализи показаха, че и при двата модела, меродавни за определяне на максималните оразмерителните усилия са тези, които се получават от товарна комбинация 2.

Конструктивния анализ показа необходимостта от използване на анкериращи средства (дюбел с винт), с конкретни носимоспособности. Анкериращите средства, които се монтират под прав ъгъл спрямо стоманобетонната конструкция на сградата следва да са с изчислителна носимоспособност на опън (N_{RD}) минимум 4,10 kN. Анкериращите средства, които не се монтират под прав ъгъл спрямо стоманобетонната конструкция на сградата следва да са с с изчислителна носимоспособност на опън (N_{RD}) минимум 4,10 kN и носимоспособност на срязване (V_{RD}) минимум 1,8 kN.

С цел пълнота на изследването беше извършено и изчисление за сеизмичност на разглежданото скеле, с използването на пространствен модален динамичен анализ. Отчетени са съответния брой собствени форми на конструкцията, за да е активирана около 90% от масата й. Сеизмичното въздействие е зададено с три независими една от друга компоненти: две хоризонтални и една вертикална със 100% спектър на реагиране. Усилията получени от разгледаните форми на трептене са комбинирани с метод CQC с 5% затихване, а по отделните направления на сеизмичното въздействие по метода корен квадратен от сумата на квадратите (SRSS). Резултатите показват, че първата собствена форма е с период T=4,0862 s, втората - T=0,8324 s, третата -T=0,3331 s.

Максималните разрезни усилия от сизмичния анализ обаче, са с около 30% по-ниски стойности от тези, получени от товарна комбинация 2, включваща максимално ветрово натоварване. Това недвусмислено показва, че при проектирането на фасадните и работните скелета, особено внимание трябва да се обръща на осигуряването им на ветрови въздействия.

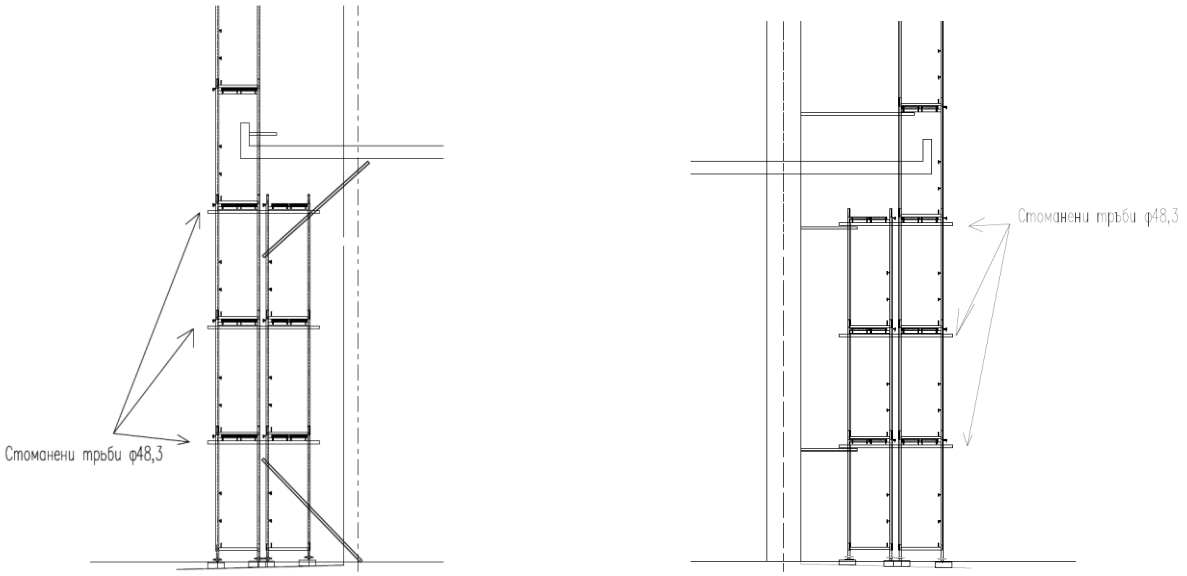
5. СПЕЦИФИЧНИ ТЕХНИЧЕСКИ РЕШЕНИЯ ПРИ ИЗПЪЛНЕНИЕТО НА ФАСАДНОТО СКЕЛЕ

Предвид особеностите на строежа са разработени и редица специфични решения, част от които са представени и се дискутират по-долу. При тяхното детайлиране са взети от една страна изискванията за осигуряване конструкцията на скелето, а от друга - необходимостта от създавене на условия за ефективно изпълнение на СМР по фасадата на сградата.

Техническите решенията са свързани с преминаване на скелето над позиционираната на строежа стационарна бетонпомпа, преминаване на стойките скелето през изпълнена вече стоманобетонна плоча, допълнително укрепване с дублиране на втори ред скеле на нивата, където няма възможност за анкериране на скелето към конструкцията на сградата, конзолни изнасяния на няколко нива, стъпване с допълнителни стоманени пети върху борд на кота +60,4, съобразяване позицията на елементите на скелето с укрепването на куловия кран към сградата и др.

5.1. Допълнително укрепващо скеле на първите от конструкцията

Решението се налага, поради невъзможност от директно свързване (анкериране) на фаданото скеле, към елементите на стоманобетонната конструкция на сградата. Предвидено е дублиране с втори ред скеле от кота -0,15 до кота +5,85 (фиг. 5), и от кота + 60,4 до кота +66,4. Допълнителите модули (втори ред скеле) са укрепени с хоризонтални и наклонени стоманени тръби ф48,3×4 към вертикалните и хоризонталните стоманобетонни елементи на сградата, като към тези допълнителни модули са свързани стойките на рамките от основното скеле. Връзките между отделните тръбни елементи се реализират със съединители, отговарящи на БДС EN 74.



а) б)

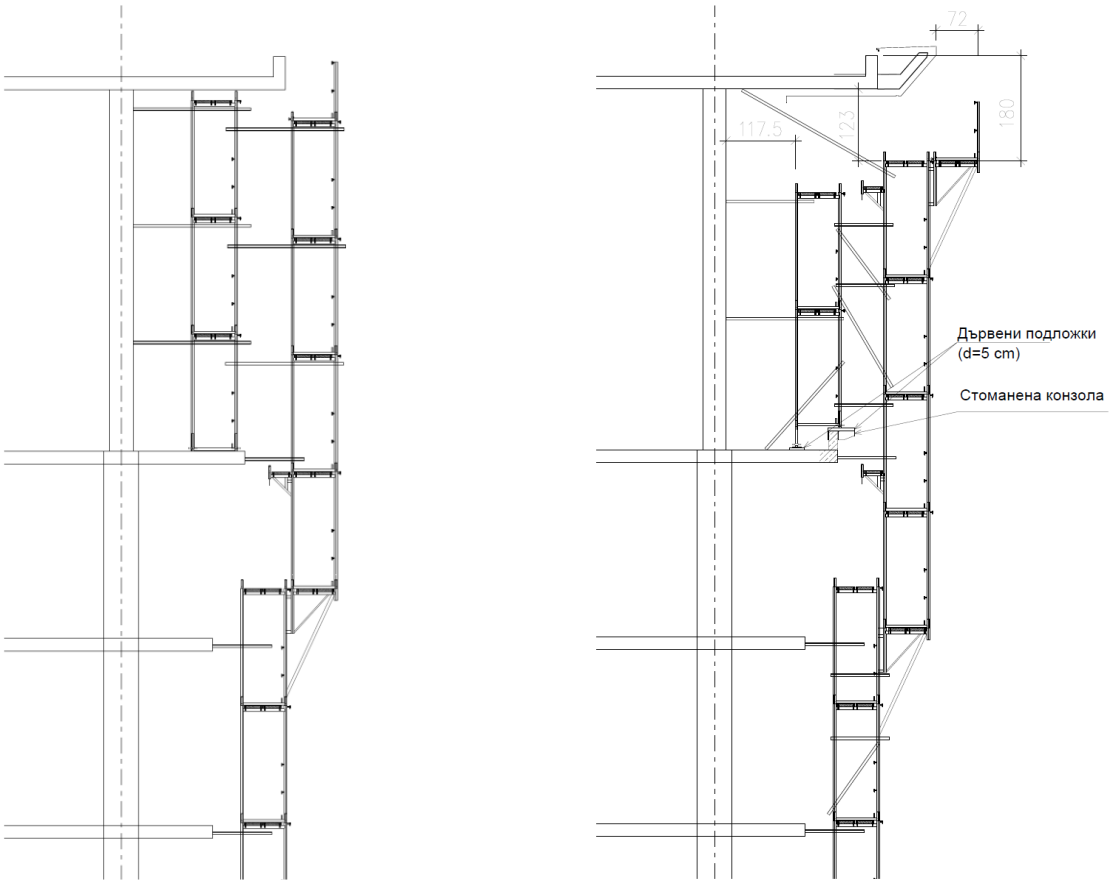
Фигура 6. Допълнително укрепване с втори ред скеле от кота -0,15 до кота +5,85
а) по ос А; б) по ос F.

5.2. Допълнително укрепващо скеле на последните нива от конструкцията

Композирането на допълнителите модули (втори ред скеле) се налага и от кота +60,4 до кота +66,4. При първоначалния вариант, решението включва монтирането на три рамки по височина (фиг.6, а). По време на строителството обаче, е взето решение за изпълнение на допълнителна козирка на кота +66,80. Това налага и преработване на техническото

решение за фасадното скеле, с цел обезпечаване на работна площадка за изпълнение на козирката. Проблем се явява невъзможността за възлово свързване и предаване на усилията в елементите на основното скеле, което води до големи разрезни усилия (основно огъващи моменти) в стойките на рамките на по-долните нива. С цел възлово предаване на усилията е предвидено монтирането на допълнителни тръби ф48,3, с което се постига развиването на конструкция от фермов тип в равнината на рамките, респективно осигуряване благоприятна работа на конструкцията на скелето (фиг.6, б).

Специфично е и допълнението, с промяна на контура на окачената фасада и изпълнението на допълнителен стоманобетонен борд на кота +57,20. Тук решението е с използване на стоманени конзоли, свързани към борда с по 4 бр. анкера HSA 12×100mm, върху които да стъпи допълнителното укрепващо скеле.



а) б)

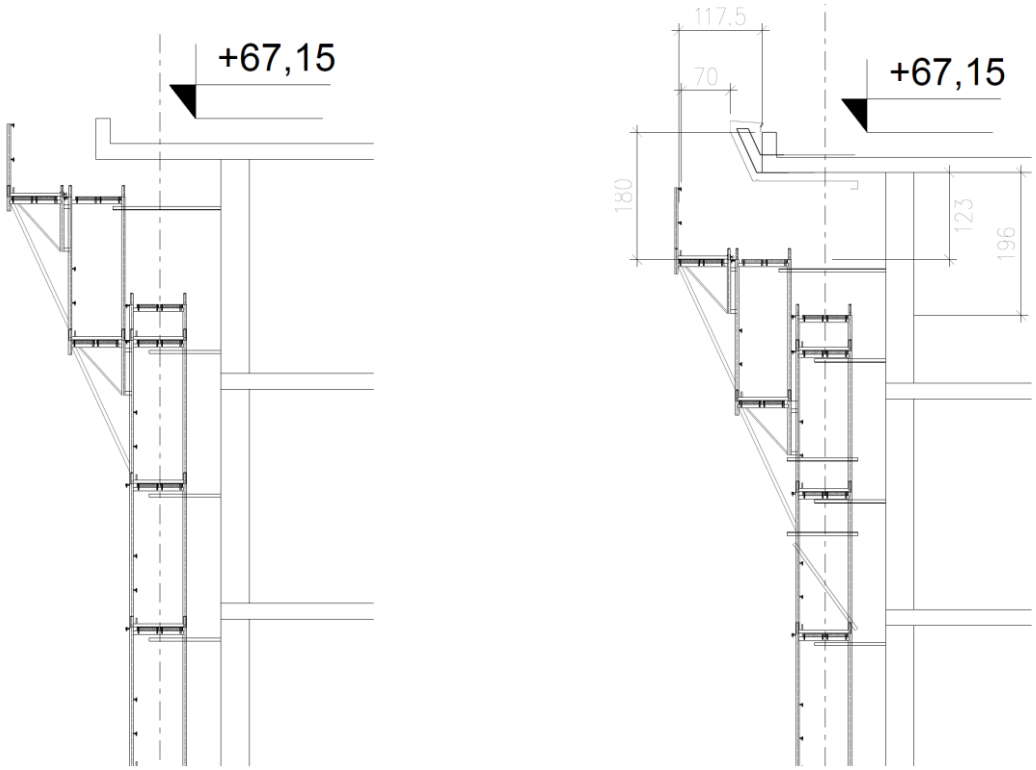
Фигура 7. Допълнително укрепване с втори ред скеле от кота -0,15 до кота +5,85
а) вариант 1; б) вариант 2.

5.3. Разширяване на скелето с конзолни изнасяния

Решението е приложено с цел осигуряване на работна зона с необходимата широчина. Съгласно техническата документация на производителя, разширяването на скелето може да се реализира с използването на конзоли с различни размери. За разширяване на скелето навътре (от страната на фасадата) се ползват конзоли с широчина 0,32m или 0,64m, а за разширяване навън (от външната страната на скелето) се ползват конзоли с широчина 0,74m. Изискването е, конзолите да се монтират със съединители към стойките на рамката по такъв начин, че хоризонталния ригел на конзолата, да се намира на същата височина, на която е хоризонталния ригел на рамката. Съгласно документацията

на производителя се предвижда монтиране само на една конзола, на последното платформено ниво на скелето [3].

За конкретното скеле се налагат основно разширения навън. За обезпечаване на изпълнението, като първоначален вариант, е дадено проектно решение, включващо две конзолни изнасяния на последните две нива на скелето (фиг.7,а). Във връзка, с наложилото се в процеса на изпълнение на допълнителна козирка на кота +66,80 е преработено и техническото решение за фасадното скеле. С цел осигуряване на работна площадка за изпълнение на козирката е разработено и ново решение, включващо също две конзолни изнасяния. При това решение обаче, технически не е възможно да се осигури изискването, хоризонталния ригел на конзолата, да се намира на същата височина, на която е хоризонталния ригел на рамката. Отново, с цел възлово предаване на усилията, е предвидено монтирането на допълнителни тръби ф48,3, с което се постига развиването на конструкция от фермов тип в равнината на рамките, респективно осигуряване нормална работа на конструкцията на скелето (фиг.7, б). На база на извършените допълнително конструктивни изчисления, е поставено и изискването, работното натоварване на най-горното ниво, върху конзолните участъци, да не превишава 300 kg/отвор (включващо например трима работници, оборудвани със съответната лека екипировка и материали).



а) б)

Фигура 8. Разширяване на скелето с конзолни изнасяния
а) вариант 1; б) вариант 2.

6. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Приложения комплексен подход за решаване на проблема, състоящ се в специфично конструктивно проектиране и спазване на основни технологични правила и нормативи, даде адекватно техническо решение и осигури необходимата надеждност на работното скеле и съоръжението като цяло.

Потвърдено е, че при високи фасадни скелета, максималните разрезни услилия в елементите се получават от товарната комбинация, включваща максимално ветрово

натоварване. Поради това, при проектирането на фасадните и работните скелета, особено внимание трябва да се обръща на осигуряването им на ветрови въздействия.

Беше установено, че с решаването на комплексни конструктивни, технологични и оптимизационни задачи е възможно да бъдат дадени специфични решения, различаващи се от предписанията в техническата документация на оценената и сертифицирана система скеле.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Blazik-Borowa E., M. Pienko, Scaffoldings. Lublin University of Technology, Lublin, 2017.
[2] Хрисчев Л., В. Тепелиев, Фасадни скелета използвани в българската строителна практика, Международна юбилейна научна конференция „75 години УАСГ“, София, 2017.
[3] Pionart, Рамкови скелета тип Pionart модел PUM – Монтажно техническа документация, 2015.
[4] БДС EN 39 Стоманени тръби за тръбно скеле. Технически условия на доставка.
[5] БДС EN 12811-1 Временни съоръжения за строителство. Част 1: Скелета. Експлоатационни изисквания и основно проектиране.
[6] БДС EN 1991-4 Еврокод 1: Въздействия върху строителните конструкции. Основни въздействия. Натоварване от вятър.

ТЕХНОЛОГИЧНИ ОСОБЕНОСТИ ПРИ УСИЛВАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ ПЛОЧИ ЧРЕЗ ВЪНШНО ПРЕДВАРИТЕЛНО НАПРЯГАНЕ

Георги Иванов[1], Иван Хр. Павлов[2]

TECHNOLOGICAL FEATURES IN STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE SLABS BY EXTERNAL PRESRESSING

Georgi Ivanov[1], Ivan Hr. Pavlov[2]

Abstract:
Structures often need to be strengthened due to damages and failures, functional changes, or increased regulatory requirements. External prestressing is one of the most effective methods in structural and technological terms for strengthening of reinforced concrete structures. This technique is effective to increase the load-bearing capacity of the structural elements without increasing the cross-sectional dimensions, and the increase in the weight of the structure is negligible. The technology of execution is fast and there is no need to interrupt the technological process.
The present paper aims to present the technological stages for strengthening of reinforced concrete slabs by external prestressing. The specific moments of the process have been clarified, focusing on the technological features of the execution using different strengthening systems. Some general conclusions are drawn from analysis that can improve the quality and safety of work.

Keywords:
Reinforced Concrete Slabs, Strengthening, External Prestressing, Technological Features.

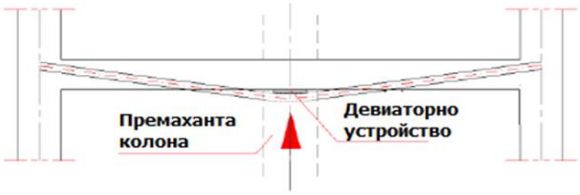
1. ВЪВЕДЕНИЕ

Външното предварително напрягане е един от най-разпространените методи за усилване на стоманобетонни плочи и е практически приложим, когато има нужда от [1]:

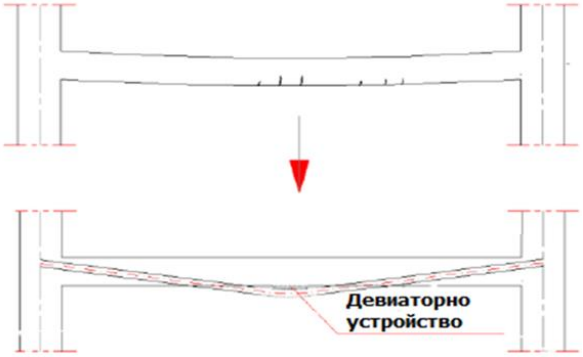
- промяна на конструктивната система, например премахване на колона, чиято реакция е заменена от девиаторната сила на напрягащата система (фиг. 1);

[1] Георги Иванов, докторант, катедра „Технология и механизация на строителството“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: givanov_fce@uacg.bg;
Georgi Ivanov, PhD Student, Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: givanov_fce@uacg.bg.
[2] Иван Хр. Павлов, доц. д-р инж., катедра „Технология и механизация на строителството“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: pav_fce@uacg.bg;
Ivan Hr. Pavlov, Assoc. Prof. Dr. Eng., Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail:* pav_fce@uacg.bg.

- значително увеличение на огъвателната носимоспособност на плочата;
- подобрение на експлоатационното състояние, например при прекомерни провисвания и пукнатини (фиг. 2).

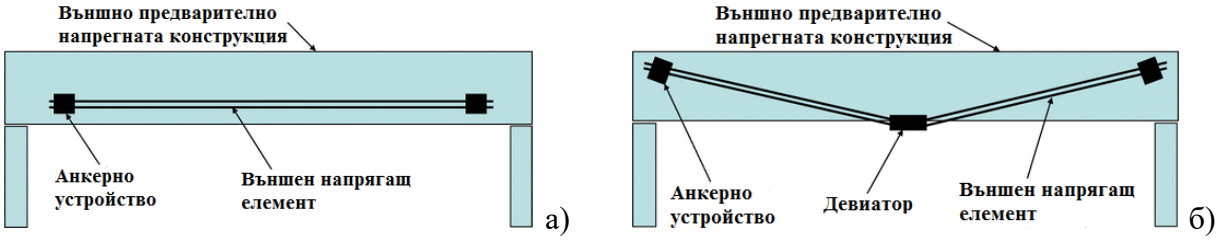


Фигура 1. Усилване на стоманобетонна плоча при премахване на колона от конструктивното поле [1]



Фигура 2. Усилване на стоманобетонна плоча при прекомерно провисване и пукнатини [1]

При външното предварително напрягане, напрягащите елементи се разполагат отвън на бетонното сечение (фиг. 3), а напрягащата сила се предава на конструкцията единствено чрез анкерните и девиаторни устройства [2, 3].



Фигура 3. Външно разположен напрягащ елемент [4]: а) с праволинеен профил, б) с полигонален профил

Тази технология има следните важни предимства [4, 5]:

- значително се увеличава носимоспособността на огъване и срязване в конструктивните елементи;
- намаляват се недопустимите и големи пукнатини и се контролира образуването на нови пукнатини по време на експлоатация;
- увеличава се коравината, която от своя страна намалява деформациите и вибрациите в конструкцията;
- теглото на напрягащата система е относително малко, като увеличението на собственото тегло на конструкцията е незначително;
- бързина на изпълнение (максимален период – до няколко дни); прилага се без прекъсване на технологичния процес;

- напрягащите елементи могат лесно да се инспектират по време и след инсталирането им, т.е. има постоянен мониторинг върху напрягащата система;
- поради липсата на връзка между конструкцията и напрягащите елементи, може да се коригира напрягащата сила в тях или да се заменят, ако възникне накакъв проблем като скъсване или корозия;
- технологията е икономична и съответно с конкурентна цена в сравнение с други методи за усилване.

Напрягащите елементи са от несвързан тип, т.е. нямат сцепление с бетона, и могат да бъдат:

- въжета от високоякостана армировъчна стомана;
- пръти от високоякостна армировъчна стомана;
- пръти от обикновена армировъчна стомана, работещи по шпренгелна система;
- въжета или ивици от FRP материали.

Важно е да се отбележи, че FRP и стоманата имат различни характеристики и различно поведение при натоварване. В табл. 1 е направено кратко сравнение между стомана, GFRP, AFRP и CFRP. Експерименталните тестове показват, че стоманобетонни елементи, усилени с FRP имат почти същото поведение като тези усилени със стомана, което е видно от сходния характер на диаграмите „натоварване-преместване“ [6].

Напрягащите елементи от FRP не притежават дуктилност при екстремни натоварвания за разлика от стоманата. Това означава, че елементи, усилени с FRP могат едновременно да осигуряват по-голяма носимоспособност при крайно гранично състояние и по-ниско дисипиране на енергия, отколкото тези, усилени със стомана [7].

Таблица 1. Характеристики на напрягащи елементи от стомана и FRP [8]

Характерни свойства	**Стомана (ASTM Grade 270, Euronorm Fe7S1860)**	**GFRP Glassline®**	**AFRP Arapree®**	**CFRP Leadline®**
Обемен дял на влакната (%)	---	65	50	65
Плътност (g/cm^3)	7,85	2,15	1,25	1,6
Якост на опън при 20°C (MPa)	1860	1500	1490	1840
Модул на еластичност при 20°C (GPa)	195	50	62	147
Удължение при скъсване (%)	>3,5	3,0	2,4	1,3
Коефициент на надлъжно температурно разширение (10^{-6}/°C)	12	5,2	-1,8	0,68
Коефициент на напречно температурно разширение (10^{-6}/°C)	12	~35	~35	~20
Намаление на якостта след 100 години натоварване (%)	~0	30	35	~0
Релаксация при 20°C (%)	3	4	>30	3

Прилагането на конкретна система за външно предварително напрягане при усилване на стоманобетонни плочи зависи от няколко фактора: конструктивни цели на усилването, място на прилагане и архитектурни изисквания.

В България все още не се прилага външното предварително напрягане за усилване на стоманобетонни плочи в сгради, като настоящата разработка има за цел да даде практически насоки при използването на този метод. Статията представя някои технологични особености при различните етапи от изпълнението на този вид усилване чрез системи, използващи високоякостни стоманени въжета.

2. ТЕХНОЛОГИЧНИ ЕТАПИ И СПЕЦИФИЧНИ ОСОБЕНОСТИ ПРИ УСИЛВАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ ПЛОЧИ ЧРЕЗ ВЪНШНО ПРЕДВАРИТЕЛНО НАПРЯГАНЕ

Външното предваритлено напрягане при усилване на стоманобетонни плочи е процес, при който напрягащата армировка и приспособленията от усилващата система се разполагат обикновено отдолу на плочата, като при напрягането тя ефективно се повдига нагоре. Напрягащата армировка трябва да притежава висока опънна якост и дуктилност, като най-често се използват стоманени въжета. Въжетата се произвеждат от единични струни, усукани по между си. Тъй като струните обикновено са с малки диаметри, въжетата притежават по-добри свойства от единичните високоякостни пръти, поради по-добрия контрол на качеството при производство. С тях също се работи по-лесно благодарение на по-голямата гъвкавост, отколкото с единични пръти със същия диаметър.

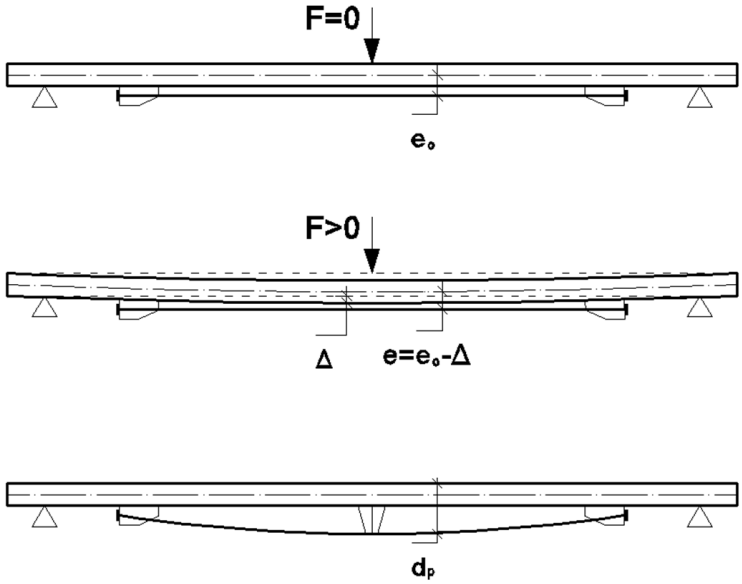
2.1. Разположение на напрягащите елменти

Разположението на напрягащите елементи може да е по линейна или полигонална траектория, като при последната се изисква приемането на отклонителна точка. Изборът на профил на напрягащите въжета зависи от целите на усилването и трябва да се извърши в съответствие със следните инструкции:

- Ситуация 1 (премахната колона) – траекторията трябва да е полигонална с девиаторно устройство в зоната на премахнатата колона;
- Ситуация 2 (коригиране на деформации/пукнатини) – може да бъде използван линеен или полигонален профил на напрягащата армировка.

При праволинеен профил на напрягащите въжета, връзката им с бетона е само в анкерните устройства, като деформацията на въжетата не следва напълно тази на плочата. По този начин се появяват ефекти от втори ред, което води до намаляване на напрягащата сила, а от там и на носимоспособността на конструкцията. За да се намалят тези ефекти трябва да се спазват следните изисквания:

- при отношение отвор/ексцентрицитет по-малко от 20, т.е. $L/e < 20$, трябва да се използва поне един девиатор; при $L/e > 20$ са необходими два или повече девиатора [9] (фиг. 4). В посочените отношения с L е означен отвора на полето, а с e разстоянието между тежестните оси на въжетата и плочата;
- разстоянието между девиаторните точки не трябва да надхвърля 12 пъти полезна височина на въжетата d_p [10].



Фигура 4. Напрягане на плоча с въжета с праволинеен или полигонален профил

За да се избегнат недопустими вибрации в напрягащите въжета, дължината между точките на отклонение на армировката трябва да бъдат ограничени до 7÷8 m [11]. Ако това разстояние надхвърля 12 m, първата форма на трептене на въжетата, отчитаща вибрациите между отклонителните точки, не трябва да попада в диапазона 0,8÷1,2 пъти от тази на конструкцията [10].

С цел да се предпази армировката, както и защитните ù покрития (PE обвивка) от прекомерни напрежения, минималният радиус на огъване в зоната на девиатора може да се определи по следната формула [12]:

$$R_{min} = (1{,}3 \div 1{,}5)\sqrt{f_{pk}.A_p} \geq 20 \text{ m}, \quad (1)$$

където: f_{pk} е характеристичната якост на опън на напрягащата армировка, а A_p - площ на напречното сечение на напрягащата армировка.

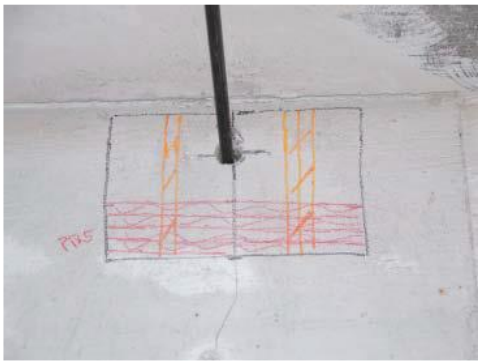
Анкерното устройство трябва така да се позиционира, че резултантната на силите да е в масовия център на конструктивния елемент. Ако това не е възможно поради геометрични ограничения или нужда от голям ексцентрицитет, са възможни следните решения: увеличаване на дебелината на плочата в анкерната зона (фиг. 5а), изпълнение на стоманобетонни анкерни блокове (фиг. 5б) или използване на стоманено анкерно устройство (фиг. 5в).

Фигура 5. Различно разположение на анкерни устройства [1]

2.2. Изрязване и пробиване на отвори

Почти всички системи за външно предварително напрягане на плочи изискват пробиване и/или изрязване на отвори в съществуващи стоманобетонни елементи (колони, греди, стени и др.). Много важно е предварително схематично да се нанесе усилващата система върху съществуващата конструкция и да се определи приемливото местоположение на отворите и анкерирането на въжетата. Често усилваните конструкции са стари и липсват оригиналните конструктивни чертежи, което налага използване на рентгенографски метод за определяне на съществуващата армировка, особено за предварително напрегнати конструкции. Рентгеновият оператор използва негативите, за да начертае върху бетонната повърхност точното местоположение на армировката в конструктивния елемент (фиг. 6).

Направата на отвори в конструктивните елементи е наложително да се извършва от опитен и висококвалифициран персонал. Работниците трябва незабавано да установят кога са достигнали армировка или канлообразувател на високоякостна армировка. При пробиването на отвор е много по-малко вероятно да се скъса вискоякостна армировка и обикновено не е възможно да се компрометира обикновената армировка, за разлика от изрязването на отвор. За изрязване на отвори в бетон се използва диамантено пробивна машина, а за пробиване – бормашина (фиг. 7).



Фигура 6. Реално разположение на напрягаща армировка и стремена в конструктивен елемент, след извършена рентгенография [13]

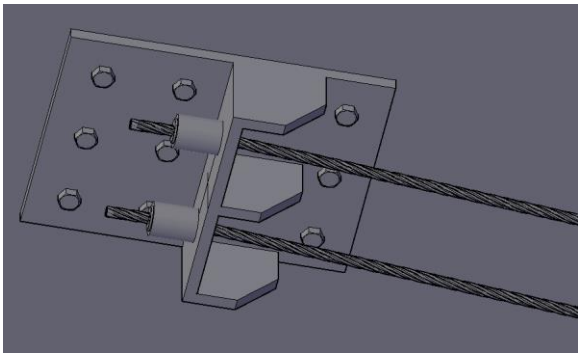
а) изрязване на отвор [14]

б) пробиване на отвор [13]

Фигура 7. Направа на отвори в конструктивни елементи за преминаване на напрягаща армировка от усилваща система

2.3. Анкериране на напрягащите елементи

За анкериране на напрягащите въжета най-често се използват стоманени елементи, които са проектирани така, че да поемат хоризонтални и вертикални сили и да ги предават на усилвания елемент. Проектното местоположение на анкерните и девиаторни устройства е съобразено освен със схемата на усилване, така и с разположението на армировката в плочата (фиг. 8а). При анкериране в колона трябва да се провери дали конструктивния възел на колоната с плочата или гредата може да поеме допълнителното натоварване (фиг. 8б).



а) анкериране в плоча

б) анкериране в колона [13]

Фигура 8. Анкериране на напрягащи въжета от усилваща система

Стоманените анкерни и девиаторни устройства се закрепват към бетона посредством анкери. Най-често срещаните типове анкериране са показани на фиг. 9, като масово се прилагат шпилки или болтове, преминаващи през цялата дебелина на плочата. По-рядко се използват химическите (адхезионни) анкери.

Фигура 9. Най-често срещаните типове анкериране на метални елементи към бетон [1]

2.4. Реализиране на напрягащата сила

Напрягането на високоякостните стоманени въжета се реализира най-често с ръчни хидравлични преси с прихващащо действие. Те позволяват да се напрягат единични въжета (фиг. 10).

Фигура 10. Преса с прихващащо действие за напрягане на единични въжета [13]

Фигура 11. Противопожарна защита от специлана мазилка, нанесена върху външно напрегнато въже [13]

2.5. Защита на напрягащите елементи

Околната среда и функцията на усилващата система определят необходимостта от защита срещу корозия и пожар на въжетата и приспособленията от напрягащата система. Във влажна и агресивна среда често се прилага галванизиране и понякога нанасяне на специални грундове (цинкови, епоксидни и силиконови) и лакове (винилови и епоксидни). При проектирането трябва да се отчете, че поцинковането чрез галванизиране намлява граничната якост на въжетата. За противопожарна защита (фиг. 11) се използват пожарозащитни бои (набъбващи при нагряване – латекси, силиконов каучук и фенолформалдехидни смоли), мазилки (смес от вермикулит, минерални добавки и свързващи вещества) и облицовки (плочи от каменна вата или гипсовлакнести плочи, подсилени с алуминиево фолио).

3. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

При усилването на стоманобетонни плочи чрез външно предварително напрягане се разглеждат няколко аспекта, които трябва да бъдат разбрани за правилното му прилагане. Тези аспекти се отнасят до характеристиките на външното напрягане, като отчитане на ефектите от втори ред, правилната оценка на носимоспособността на усилените елементи, както и избора на подходящ профил на напрягаща армировка за конкретния случай.

С представените в статията специфични особености от основните технолочини етапи, се постига разбиране на процеса при този вид усилване на стоманобетонни плочи. По този начин се постига ефективност от прилагането на метода и се подобрява качеството и сигурността на работа.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Preto, P.B. Guidelines for External Prestressing as Strengthening Technique for Concrete Structures [Official site]. Instituto Superior Tecnico, 23.03.2018, https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/844820067123479/GrandeEdificiodoOrienteEA.pdf.
[2] Gerwick, B. Construction of Prestressed Concrete Structures. Second Edition. John Wiley & Sons, New York, 1996.
[3] Nordin, H. Strengthening structures with externally prestressed tendons – Literature Review. Lulea University of Technology, Technical Report, June, 2005.
[4] Khudeira, S. Strengthening of Deteriorated Concrete Bridge Girders Using an External Post-tensioning Systems. //ASCE. Practice Periodical on Structural Design and Construction, Vol. 15, Issue 4, November, 2010.
[5] Picard, A., Massicotte, B. and Bastien, J. Relative Efficiency of External Prestressing. //Journal of Structural Engineering, Vol. 121, Issue 12, December, 1995.
[6] Mutsuyoshi, H. et al. Behavior of Prestressed Concrete Beams Using FRP as External Cable. Japan Concrete Institute, Vol. 13, 1991.
[7] Stoll, F. et al. Experimental Study of CFRP-Prestressed High-Strength Concrete Bridge Beams. //Composite Structures, Vol. 49, Issue 2, June, 2000.
[8] Pisani, M. A Numerical Survey on the Behavior of Beams Pre-sressed with FRP Cables. //Construction and Building Materials, Vol. 12, Issue 4, June, 1998.
[9] Tan, K.H. et al. External Prestressing in Structures. National University of Singapore, Final Report, July, 1997.
[10] BD 58/94. The Design of Concrete Highway Bridges and Structures with External Unbonded Prestressing. Design Manuals for Roads and Bridges 1, Section1, Part 9, 1995.
[11] Bruggeling, A. S. G. External Prestressing: A State of the Art. American Concrete Institute, Vol. 120, 1990.
[12] Neves, S. M. P. Pré-esforço exterior no reforço de estruturas. Tese de Mestrado, Faculdade de ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2012.
[13] Bondy, D. K. Externally Applied Post-Tensioning Systems. //Structure Magazine, July, 2005.
[14] HH Ltd. Diamond Core Drill [Official site]. Hire Here Ltd., 17.04.2018, https://www.hirehere.ie/diamond-core-drill.

НЯКОИ ОСОБЕНОСТИ ПРИ ИЗЧИСЛЯВАНЕ НА НАТОВАРВАНИЯТА СЪЗДАВАНИ ОТ КУЛОКРАН ВЪРХУ ОПОРНАТА КОНСТРУКЦИЯ ПОД НЕГО

Георги Иванов[1], Калин Радлов[2], Лъчезар Хрисчев[3]

SOME FEATURES IN CALCULATING THE LOADING CREATED BY TOWER CRANE ON THE SUPPORT STRUCTURE BELOW IT

Georgi Ivanov[1], Kalin Radlov[2], Lachezar Hrischev[3]

Abstract:
This paper examines important issues related to the calculation of the loading created by tower crane on the support structure. Most cases of tower cranes' failures related to severe accidents, material damages, and injury to humans are mainly caused by decreasing of the bearing capacity of the support structure under the tower crane. This requires paying particular attention to the process of sizing them and, in particular, to look for sufficiently precise and comprehensive approaches to determine the transferred loading from the tower crane to the support structure in order to increase the safety of this type of construction machinery. On the other hand, the introduction of the new harmonized standards for calculating tower cranes (having national standards status) coupled with the ever wider application of the European Design System – Eurocode in the design of support structures under tower cranes necessitates a more in-depth analysis of the process of calculating the loading from tower cranes to the support structure. The goal is to achieve the desired efficiency in combining the requirements of the two sets of standards. The present paper formulates basic conclusions and sets out important guidelines to help calculate the loading from the tower crane to support structure correctly with the required level of conservatism and a sufficient degree of safety.

Keywords:
Tower Crane, Placing Tower Crane on Site, Support Structure, Loading, Safety.

[1] Георги Иванов, докторант, катедра „Технология и механизация на строителството“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: givanov_fce@uacg.bg;
Georgi Ivanov, PhD Student, Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: givanov_fce@uacg.bg.
[2] Калин Радлов, доц. д-р инж., катедра „Технология и механизация на строителството”, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: kradlov@abv.bg;
Kalin Radlov, Assoc. Prof. Dr. Eng., Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: kradlov@abv.bg.
[3] Лъчезар Хрисчев, доц. д-р инж., катедра „Технология и механизация на строителството”, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: l.hrischev@abv.bg;
Lachezar Hrischev, Assoc. Prof. Dr. Eng., Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: l.hrischev@abv.bg.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Кулокрановете представляват най-често използваните подемни машини за строителна механизация при изграждане на сгради и съоръжения и извършването на строителни и монтажни работи, и товаро-разтоварни операции. Все по-честите напоследък случаи на аварии с кулокранове, свързани с тежки инциденти, материални щети и нараняване на хора, причинени основно вследствие на нарушаване на носещата способност на опорните конструкции под кулокрановете, наложиха необходимостта да се обърне по-специално внимание на всички специфични въпроси, свързани с монтажа на кулокрановете, и по-специално на процеса и методите, които се използват за проверка и оразмеряване на опорните им конструкции.

Стандартът БДС EN 14439:2006+A2:2009 „Кранове. Безопасност. Кулокранове“ [1] представлява основният европейски стандарт, който задава изискванията към строителните кулокранове, за да могат те да отговарят на нужното ниво на безопасност. Необходимо е, всеки кулокран трябва да бъде доставян на строителния обект с налична съответна „Инструкция за монтаж и демонтаж“, като непосредствено преди пускане в експлоатация на кулокрана, трябва да бъдат извършени редица проверки. Въпреки това проектирането, якостната проверка и изграждането на опорната конструкция под кулокрана е задача на ползвателя на кулокрана, който е редно да извърши или да възложи извършването всички необходими проверки и изчисления в съответствие с правилата на Европейската система за конструктивно проектиране (Еврокод). При изчисленията следва да се отчитат и изискванията на действащите стандарти за изчисляване на натоварвания от кулокранове - БДС EN 14439:2006+A2:2009, БДС EN 13001-1:2015 и БДС EN 13001-2:2014.

Съгласно Европейската система за конструктивно проектиране (Еврокод) за опорната конструкция под кулокрана трябва да бъдат извършени следните проверки: загуба на статично равновесие на конструкцията или част от нея (EQU); разрушаване или недопустима деформация на конструкцията или на конструктивни елементи, когато са меродавни якостите на конструктивните материали (STR); разрушаване или недопустима деформация в земната основа (GEO); разрушаване на конструкцията или на конструктивни елементи от умора (FAT). Факт е, че опорните конструкции под кулокрановете в повечето случаи биват разглеждани като „временни съоръжения на строителната площадка“, поради което за тях обикновено е прието да не се извършват изчислителни проверки за умора на материала и сеизмична устойчивост.

Определянето на изчислителните натоварвания към опорната конструкция на кулокран се явява специфичен въпрос поради следните две причини:

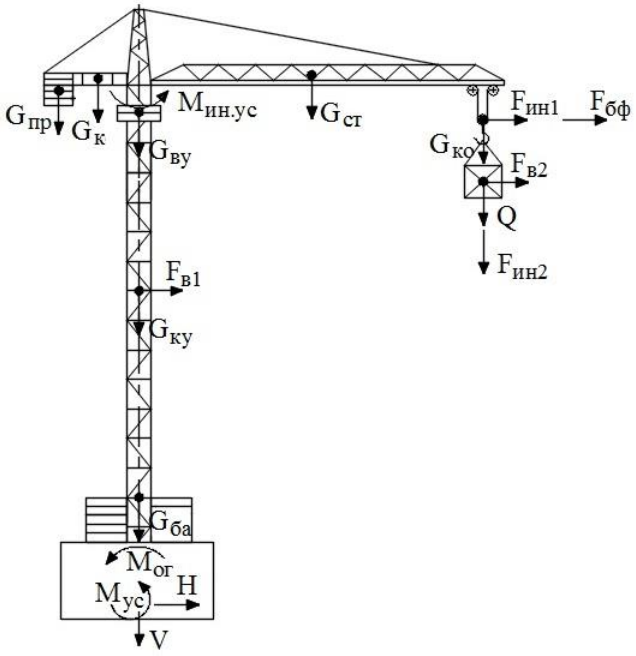
- кулокрана предава към опорната конструкция четири основни натоварвания: вертикална сила - $V[kN]$; хоризонтална сила- $H[kN]$; огъващ момент- $M_{OГ}[kN.m]$ и усукващ момент- $M_{УС}[kN.m]$. Но както е известно, посоките на две от тези натоварвания ($H[kN]$ и $M_{OГ}[kN.m]$) не са постоянни, тъй като зависят от моментното разположение на въртящата стрела спрямо неподвижната опорна конструкция. Това се отнася както за комбинациите на натоварване при работно състояние на кулокрана, така и за комбинациите при неработно съсъояние. Поради тази причина вертикалната сила ($V[kN]$) и усукващия момент ($M_{УС}[kN.m]$) могат да се разглеждат като постоянни неподвижни натоварвания, но хоризонтална сила ($H[kN]$) и огъващия момент ($M_{OГ}[kN.m]$) трябва да бъдат разглеждани като подвижни натоварвания за опорната конструкция на кулакрана. От друга страна силата на тежестта от окачения товар също променя своята стойност по време на експлоатацията на крана и следователно всички свързани с нея натоварвания също трябва да бъдат разглеждани като „променливи вертикални въздействия“;

- стандартът за изчисляване на натоварвания от кранове БДС EN 13001-2:2014 [2] предлага конкретни числени стойности за коефициенти на динамичност ϕ, както и частни коефициенти на сигурност γ_p, при определяне на изчислителната стойност на всяко от натоварванията създавани от крана. Производителят на кулокрана обикновено задава определени стойности за натоварванията, създавани от кулокрана, като за тяхното изчисляване той може (или не) да е използвал въпросните „коефициенти на динамичност ϕ“ и/или „частни коефициенти на сигурност γ_p“. Същевременно е ясно, че опорната конструкция под кулокрана впоследствие трябва да бъде проектирана и оразмерена съгласно строителните норми, а както е известно в тях (например в БДС EN 1990:2003) също се съдържат конкретни стойности за частните коефициенти на сигурност за въздействията γ_F. Това в определени случаи създава известен риск от повторно отчитане (дублиране) на едни и същи коефициенти и преоразмеряване на конструкцията.

За осигуряване на нужната безопасност на опорната конструкция под кулокрана е необходимо тя да бъде проектирана и оразмерена съгласно всички приложими изисквания на действащите Европейски нормативни документи и стандарти, с отчитане на действителните натоварвания, създавани от конструкцията на кулокрана. Един от основните съществуващи рискове при кулокрановете, указан в [1], е именно рискът от нарушаване на опорната конструкция и преобръщане на кулокрана. Настоящата разработка разглежда специфични въпроси, свързани с определяне на натоварванията, необходими за якостната проверка срещу разрушаване или недопустима деформация на опорната конструкция под стационарен кулокран.

2.СЪЗДАВАНИ СИЛИ В КОНСТРУКЦИЯТА НА КУЛОКРАНА

Силите, които действат в конструкцията на товароподемен кран са описани в Силите, които действат в конструкцията на товароподемен кран са описани в стандарт БДС EN 13001-2:2014 „Кранове. Общо проектиране. Част 2: Натоварвания“, като част от тези сили, действащи в конструкцията на стационарен кулокран са показани на фиг.1.



Фиг.1. Действащи сили върху конструкцията на стационарен кулокран

На фиг. 1 са използвани следните обозначения: $G_{пр}$ – тегло на противотежестта във върха на кулата; G_k – тегло на контрастрелата; $G_{ву}$ – тегло на опорно-въртящото устройство; $M_{ин.ус}$ – усукващ момент от инерционни сили при пускане/спиране на механизма за въртене; $G_{ст}$ – тегло на стрелата; $G_{ко}$ – тегло на кранова количка заедно с ролков блок; $F_{ин1}$ – инерционни сили от движение на количка; $F_{в2}$ – ветрова сила върху окачен товар; Q – тегло на окачен товар; $F_{ин2}$ – инерционни сили от вдигане/спускане на окачения товар; $F_{в1}$ – ветрова сила върху конструкцията на крана; $G_{ку}$ – тегло на кулата; $G_{ба}$ – тегло на баласта в основата на кулата; $F_{бф}$ – сили от удар в буфер. В [1] е указано, че въздействието на силите на удар в буфер върху опорната конструкция на крана (хоризонтални сили и огъващ момент) се допуска да бъдат пренебрегнати, но само ако скоростта на пътуване е по-малка от 40 m/min и има монтирани крайни изключватели за хоризонталното движение.

Опорните реакции в опорната конструкция на кулокрана (фундаментни натоварвания; натоварвания в ъглите на опорната конструкция или анкерни натоварвания) се създават от всички създавани от кулокрана сили, като в общия случай те могат да бъдат обобщени под формата на четири основни натоварвания, предавани към опорната конструкция: вертикална сила- $V[kN]$; хоризонтална сила- $H[kN]$; огъващ момент- $M_{ОГ}[kN.m]$ и усукващ момент- $M_{УС}[kN.m]$ (фиг.1).

3. КОМБИНАЦИИ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА НАТОВАРВАНИЯ КЪМ ОПОРНАТА КОНСТРУКЦИЯ

Съгласно указанията на действащите стандарти, за определяне на цялостните резултатни ефекти на натоварване в кранови конструкции с клас на разпределение на масите MDC2 (каквито се явяват кулокрановете), и по конкретно в опорните конструкции на кулокрановете, би следвало да се използва методът на граничните състояния със съответните коефициенти на динамичност ϕ_i, и частни коефициенти на сигурност γ_p [2, 3]. За случаите, при които съответната натоварваща комбинация F_j и конкретния разглеждан случай го изискват, то всички натоварвания от съответната натоварваща комбинация F_j трябва да бъдат умножени също и с подходяща стойност на коефициент на риска $\gamma_n = 1{,}05^{n_r}$, където $n_r = 1 \div 14$ (в зависимост от конкретните изисквания).

Стандарт БДС EN 13001-2 изисква да бъдат разгледани следните натоварващи комбинации за товароподемните кранове:

*Комбинации Тип А “Комбинации с регулярни натоварвания” – към тях спадат следните четири комбинации, приложими за стационарни кулокранове:

1) комбинация А1 - комбинация с натоварвания от вдигане и позициониране на товара. Тук трябва да бъдат комбинирани следните натоварвания: натоварване от маса на крана (коефициент на динамичност ϕ_1); натоварване от маса на окачения товар (коефициент на динамичност ϕ_2); комбинация от натоварвания от инерционни сили на механизми, която съответства на нормалната експлоатация на системата за управление на крана, но без отчитане на инерционната сила от включване/изключване на подемен механизъм (коефициент на динамичност ϕ_5);

2) комбинация А2 - комбинация с натоварвания при случай на внезапно освобождаване на част от товара. Тук трябва да бъдат комбинирани следните натоварвания: натоварване от маса на крана (коефициент на динамичност ϕ_1); натоварване от маса на окачения товар (коефициент на динамичност ϕ_3); комбинация от

натоварвания от инерционни сили на механизми, която съответства на нормалната експлоатация на системата за управление на крана, но без отчитане на инерционната сила от включване/изключване на подемен механизъм (коефициент на динамичност ϕ_5);

3) комбинация А3 - комбинация с натоварвания при случай на окачен товар или товарозахващащо устройство. Тук трябва да бъдат комбинирани следните натоварвания: натоварване от маса на крана; натоварване от маса на окачения товар; комбинация от натоварвания от инерционни сили на механизми, със отчитане и на инерционната сила от включване/изключване на подемен механизъм (коефициент на динамичност ϕ_5);

4) комбинация А4 - комбинация с натоварвания при случай на придвижване по неравен релсов път“. Тук трябва да бъдат комбинирани следните натоварвания: натоварване от маса на кран, движещ се по неравна повърхнина (коефициент на динамичност ϕ_4); натоварване от маса на товар, движещ се по неравна повърхнина (коефициент на динамичност ϕ_4); комбинация от натоварвания от инерционни сили на механизми, но без отчитане на инерционната сила от включване/изключване на подемен механизъм (коефициент на динамичност ϕ_5);

*Комбинации Тип В “Комбинации с нерегулярни натоварвания” – тук спадат следните комбинации, приложими за стационарни кулокранове:

5) комбинация В1 - комбинация с натоварвания от вдигане и позициониране на товара + вятър в работно състояние. Тук влизат всички натоварвания от комбинация А1 плюс натоварвания от атмосферни въздействия в работно състояние (вятър в работно състояние, сняг и обледеняване, топлинно въздействие);

6) комбинация В2 - комбинация с натоварвания при случай на внезапно освобождаване на част от товара + вятър в работно състояние. Тук влизат всички натоварвания от комбинация А2 плюс натоварвания от атмосферни въздействия в работно състояние (вятър в работно състояние, сняг и обледеняване, топлинно въздействие);

7) комбинация В3 - комбинация с натоварвания при случай на окачен товар или товарозахващащо устройство + вятър в работно състояние. Тук влизат всички натоварвания от комбинация А3 плюс натоварвания от атмосферни въздействия в работно състояние (вятър в работно състояние, сняг и обледяване, топлинно въздействие);

8) комбинация В4 - комбинация с натоварвания при случай на придвижване по неравен релсов път + вятър в работно състояние. Тук влизат всички натоварвания от комбинация А4 плюс натоварвания от атмосферни въздействия в работно състояние (вятър в работно състояние, сняг и обледеняване, топлинно въздействие);

9) комбинация В5 - комбинация с натоварвания при случай на посукване на крана, придвижване по неравности и вятър в работно състояние“. Тук трябва да бъдат комбинирани следните натоварвания: натоварване от маса на кран, движещ се по неравна повърхнина (коефициент на динамичност ϕ_4); натоварване от маса на товар, движещ се по неравна повърхнина (коефициент на динамичност ϕ_4); натоварвания от атмосферни въздействия в работно състояние (вятър в работно състояние, сняг и обледеняване, топлинно въздействие); натоварване от посукване на крана – не се умножава с коефициент на динамичност (приложимо е само за подвижни кранове);

*Комбинации Тип С “Комбинации със специални натоварвания” – тук спадат следните комбинации, приложими за стационарни кулокранове:

10) комбинация С1 - комбинация с натоварвания при кран в работно състояние и рязко подвдигане на товар от терена с максимална скорост. Тук трябва да бъдат комбинирани следните натоварвания: натоварване от маса на крана (коефициент на динамичност ϕ_1); натоварване от маса на окачения товар (коефициент на динамичност ϕ_2 при внезапно повдигане на товар от терена с максимална скорост);

11) комбинация С2 - комбинация с натоварвания при кран в неработно състояние и екстремен вятър (и други атмосф. въздействия) при неработно състояние. Тук трябва да бъдат комбинирани следните натоварвания: натоварване от маса на крана; натоварване от маса на окачения товар (коефициент η_W съгласно БДС EN 13001); натоварвания от сняг, обледеняване и топлинно въздействие; натоварвания от екстремен вятър при неработно състояние на крана;

12) комбинация С3 - комбинация с натоварвания при изпитване на крана. Тук трябва да бъдат комбинирани следните натоварвания: натоварване от маса на крана (коефициент на динамичност ϕ_1); комбинация от натоварвания от инерционни сили на механизми, но без отчитане на инерционната сила от включване/изключване на подемен механизъм (коефициент на динамичност ϕ_5); натоварване от вятър в работно състояние на крана; изпитателни натоварвания - коефициент на динамичност ϕ_6 по БДС EN 13001;

13) комбинация С4 - комбинация с натоварвания при кран с вдигнат товар и удар в буфер. Тук трябва да бъдат комбинирани следните натоварвания: натоварване от маса на крана (не се умножава с коефициент на динамичност); натоварване от маса на окачения товар (не се умножава с коефициент на динамичност); натоварване от удар в буфер - коефициент на динамичност ϕ_7, съгласно БДС EN 13001;

14) комбинация С5 - комбинация с натоварвания при кран с вдигнат товар и натоварване от преобръщащи сили. Тук трябва да бъдат комбинирани следните натоварвания: натоварване от маса на крана; натоварване от маса на окачения товар; натоварване от преобръщащи сили. Съгласно т.4.2.4.5 на БДС EN 13001-2 тази комбинация е приложима само за случаите, когато е възможно един кран да се наклони (да започне да се препобръща) и след това да се върне в първоначалното си устойчиво положение, възникващият удар върху опорната конструкция на крана трябва да се вземе под внимание“;

15) комбинация С6 - комбинация с натоварвания при кран с вдигнат товар и натоварване от аварийно изключване. Тук трябва да бъдат комбинирани следните натоварвания: натоварване от маса на крана; натоварване от маса на окачения товар; натоварване от аварийно изключване - коефициент на динамичност ϕ_5;

16) комбинация С7 - комбинация с натоварвания при кран с вдигнат товар и натоварване от отказ на механизъм. Тук трябва да бъдат комбинирани следните натоварвания: натоварване от маса на крана; натоварване от маса на окачения товар; натоварване от отказ на механизъм - коефициент на динамичност ϕ_5;

17) комбинация С8 - комбинация с натоварвания при кран с вдигнат товар и натоварване от външно въздействие върху опорите на крана. Тук трябва да бъдат комбинирани следните натоварвания: натоварване от маса на крана; натоварване от маса на окачения товар; натоварване от външно въздействие върху опорите на крана;

18) комбинация С9 комбинация с натоварвания при при монтаж, демонтаж и транспорт на кран. Тук трябва да бъдат комбинирани следните натоварвания: натоварване от маса на крана; натоварвания при монтаж, демонтаж и транспорт на крана.

В представената по-долу Таблица 1 са дадени стойности за частни коефициенти на сигурност „γ_p“ приложими за различните видове натоварвания и натоварващи комбинации при определяне на ефекти от натоварване (вътрешни усилия – сили и моменти) върху конструкции на стационарни кулокранове съгласно БДС EN 13001, но без отчитане на натоварвания от планирани и непланирани премествания (при наличие на подобни натоварвания, то те трябва да бъдат отчитани при всички възможни комбинации на натоварване съгласно БДС EN 13001).

Таблица 1. Частни коефициенти на сигурност „γ_p“ съгласно БДС EN 13001

No	Категория на натоварването	Наименование на натоварването		Регулярни комбинации	Нерегуляр. комбинации	Специални комбинации
				Комбинации Тип А	Комбинации Тип В	Комбинации Тип С
1	Регулярни натоварвания	Собствено тегло, ускорения, ударни натоварвания	Маса на компонентите на крана (определени на база на инженерни изчисления)	$\gamma_p = 1{,}22$ (за неблагоприятните маси) $\gamma_p = 0{,}9$ (за благоприятните маси)	$\gamma_p = 1{,}16$ (за неблагоприятните маси) $\gamma_p = 0{,}95$ (за благоприятните маси)	$\gamma_p = 1{,}1$ (за неблагоприятните маси) $\gamma_p = 1{,}0$ (за благоприятните маси)
2			Маса на окачен товар	$\gamma_p = 1{,}34$	$\gamma_p = 1{,}22$	$\gamma_p = 1{,}1$
3.			Маса на окачен товар, движещ се по неравна повърхнина	$\gamma_p = 1{,}22$	$\gamma_p = 1{,}16$	-------
4.		Инерционни сили от механизми	Маса на крана и повдигания товар	$\gamma_p = 1{,}34$	$\gamma_p = 1{,}22$	$\gamma_p = 1{,}1$
5.						
6.	Нерегулярни натоварвания	Натоварвания от външната среда (атмосферни въздействия)	Натоварване от вятър в раб. състояние	-------	$\gamma_p = 1{,}22$	$\gamma_p = 1{,}16$
7			Сняг и обледяване	---------	$\gamma_p = 1{,}22$	$\gamma_p = 1{,}1$
8			Натоварвания от топлинно въздействие	--------	$\gamma_p = 1{,}16$	$\gamma_p = 1{,}05$
9.		Натоварване от посукване на крана		----------	$\gamma_p = 1{,}16$	----------
10.	Специални натоварвания	Рязко повдигане на товар от терена с максим. скорост		----------	----------	$\gamma_p = 1{,}1$
11.		Екстремно ветрово натоварване при неработно състояние на крана		--------	--------	$\gamma_p = 1{,}16$
12.		Изпитвателни натоварвания		-------	---------	$\gamma_p = 1{,}1$
13.		Натоварване от удар в буфер		-------	---------	$\gamma_p = 1{,}1$
14.		Натоварване от преобръщащи сили		-------	--------	$\gamma_p = 1{,}1$
15.		Натоварване от аварийно изключване		-------	--------	$\gamma_p = 1{,}1$
16.		Натоварване от отказ на механизми		-------	--------	$\gamma_p = 1{,}1$
17.		Натоварване от външно въздействие върху опорите		-------	--------	$\gamma_p = 1{,}1$
18.		Натоварване при монтаж, демонтаж и транспорт		-------	--------	$\gamma_p = 1{,}1$

В резултат на големия брой необходими натоварващи комбинации за кранови конструкции (18 броя) - A1, A2, A3 и A4; B1, B2, B3, B4 и B5; C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8 и C9, то за извършването на якостната проверка на опорната конструкция под крана трябва да бъдат подбрани само най-неблагоприятните комбинации на натоварване при работно и за неработно състояние на крана. Т.е. онези, при които се получават максимални стойности за натоварванията предавани към опорната конструкция, а именно: вертикална сила- $V[kN]$; хоризонтална сила- $H[kN]$; огъващ момент- $M_{OГ}[kN.m]$ и усукващ момент- $M_{УС}[kN.m]$ (фиг.1).

4. ПРОВЕРКИ НА ОПОРНАТА КОНСТРУКЦИЯ НА КУЛОКРАНА СЪГЛАСНО ЕВРОКОД

4.1. Комбиниране на въздействия при дълготрайни или краткотрайни изчислителни ситуации (основни комбинации)

Съгласно БДС EN 1990 [4], при изчисляването на конструкциите по гранични състояния проверките трябва да бъдат извършвани за всички възможни изчислителни ситуации и случаи на натоварване, като избраните изчислителни ситуации трябва да се анализират и да се определят меродавните случаи на натоварване. Трябва също така да се държи сметка за възможното отклонение от приетото направление или положението на въздействието.

Предвид горното е редно комбинацията от натоварвания, която да бъде зададена към опорната конструкция на кулокрана при извършване на проверка по дълготрайни или краткотрайни изчислителни ситуации (основни комбинации), да бъде следната (точка 6.4.3.2 от [4]):

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}.G_{k,j}+\gamma_{Q,1}.Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}.\psi_{0,i}.Q_{k,i}\,, \qquad (1)$$

(комбинация за работно състояние на крана)

където: $G_{k,j}[kN]-$ сили включващи от собствено тегло на опорната конструкция + собствено тегло на баласта, който е поставен непосредствено върху опорната конструкция под крана+собствено тегло на кулата + собствено тегло на опорно-въртящото устройство;

$\gamma_{G,j}-$частен коефициент за постоянното въздействие. При неблагоприятно въздействие $\gamma_{G,SUP}=1{,}35$ и при благоприятно въздействие $\gamma_{G,INF}=1{,}00$ (съгласно таблица A.1.2 (B) на EN 1990);

$Q_{k,1}-$характеристична стойност на преобладаващото променливо въздействие. Такова променливо въздействие тук се явява натоварването от целия кран (без теглото на кулата, тегло на опорно-въртящото устройство и тегло на баласта в основата на кулата). За неговото определяне се изчисляват действащите натоварвания в опорната конструкция/основата на кулата (вертикална сила - $V[kN]$; хоризонтална сила- $H[kN]$; огъващ момент- $M_{OГ}[kN.m]$ и усукващ момент- $M_{УС}[kN.m]$) за всички възможни комбинации от тип А “Комбинации с регулярни натоварвания” (A1, A2, A3 и A4), както и комбинации от тип В “Комбинации с нерегулярни натоварвания” (B1, B2, B3 , B4 и B5) съгласно стандарт БДС EN 13001-2:2014, след което се избират най-неблагоприятните (най-високите) измежду всички получени стойности за $V[kN]$; $H[kN]$; $M_{OГ}[kN.m]$ и $M_{УС}[kN.m]$. Така получените четири стойности ($V[kN]$; $H[kN]$; $M_{OГ}[kN.m]$ и

$M_{yC}[kN.m]$) на практика да представляват характеристичната стойност на преобладаващото променливо въздействие „$Q_{k,1}$“;

$\gamma_{Q,1}$ – частен коефициент за основното променливо въздействие. При неблагоприятно въздействие $\gamma_{Q,1} = 1{,}5$ и при благоприятно въздействие $\gamma_{Q,1} = 0$ (съгласно таблица А.1.2 (В) на БДС EN 1990);

$Q_{k,i}$ – характеристични стойности на съпътстващите променливи въздействия върху опорната конструкция под кулокрана (вятър в нормално работно състояние, сняг, обледяване, температурни въздействия в нормално работно състояние и др). Определят се съгласно БДС EN 1990;

$\gamma_{Q,i}$ – частни коефициенти за съпътстващите променливи въздействия. При неблагоприятно въздействие $\gamma_{Q,i} = 1{,}5$ и при благоприятно въздействие $\gamma_{Q,i} = 0$ (съгласно таблица А.1.2 на БДС EN 1990);

$\psi_{0,i}$ – коефициент за получаване на стойностите за комбиниране на съпътстващите променливи въздействия.

4.2. Комбиниране на въздействия при извънредни изчислителни ситуации

Комбинацията от натоварвания, която трябва да бъде зададена към опорната конструкция на кулокрана при извършване на проверка по извънредни изчислителни ситуации (без земетресения) трябва да бъде следната (точка 6.4.3.3 от [4]):

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1}.Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i}.Q_{k,i}, \qquad (1)$$

(комбинация за неработно състояние на крана)

където $G_{k,j}[kN]$ – сили от собствено тегло на опорната конструкция под крана, тегло на баласта, собствено тегло на кулата, собствено тегло на опорно-въртящото устройство;

A_d – изчислителната стойност на особеното въздействие върху опорната конструкция под крана (екстремен вятър, екстремен сняг или друго), което трябва да бъде изчислено само за опорната строителна конструкция (т.е. без крана);

$Q_{k,1}$ – характеристична стойност на преобладаващото променливо въздействие. Такова променливо въздействие тук се явява натоварването от целия кран в неработно състояние (без теглото на кулата, тегло на опорно-въртящото устройство и тегло на баласта в основата на кулата). За неговото определяне се изчисляват действащите натоварвания в опорната конструкция/основата на кулата (вертикална сила- $V[kN]$; хоризонтална сила- $H[kN]$; огъващ момент- $M_{OГ}[kN.m]$ и усукващ момент- $M_{yC}[kN.m]$) за всички възможни комбинации от тип С съгласно БДС EN 13001-2:2014, след което се избират най-неблагоприятните (най-високите) измежду всички получени стойности. Така получените четири стойности ($V[kN]$; $H[kN]$; $M_{OГ}[kN.m]$ и $M_{yC}[kN.m]$) на практика да представляват характеристичната стойност на преобладаващото променливо въздействие „$Q_{k,1}$“ за тази изчислителна проверка;

$\psi_{1,1}$ – коефициент за получаване на често повтаряща се стойност на променливо въздействие. Може да бъде определена съгласно БДС EN 1990, като се допуска да бъде използвана също стойността $\psi_1 = 0{,}9$ за натоварвания от кранове, зададена в Таблица А.2 - на БДС EN 1991-3;

$Q_{k,i}$ – характеристични стойности на съпътстващите променливи въздействия върху опорната конструкция под кулокрана – вятър, сняг и др (с изключение на въздействието, чиято стойност е била включена в основното натоварване „ A_d “;

$\psi_{2,i}$ – коефициенти за получаване на квазипостоянните стойности за комбиниране на съпътстващите променливи въздействия. Определят се съгласно Еврокод EN 1990.

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В статията акцента е поставен върху изискванията на актуалните стандарти за изчисляване на натоварвания от кранове, в съчетание с изискванията на Европейската система за конструктивно проектиране.

В резултат на анализ и обобщение на изложеното в настоящата разработка, могат да се формулират следните основни изводи:

1. Производителят на кулокрана обикновено задава определени стойности за натоварванията, създавани от кулокрана. Но ако за изчисляването на техните стойности не са използвани „коефициенти на динамичност ϕ ” и/или „частни коефициенти на сигурност γ_p “, то същите би следвало да бъдат отчетени при последващата проверка и оразмеряване на опорната конструкция под кулокрана.
2. Тъй като посоките на две от основните натоварвания създавани от крана върху опорната конструкция ($H[kN]$ и $M_{OГ}[kN.m]$) не са постоянни, тъй като зависят от моментното разположение на въртящата стрела спрямо неподвижната опорна конструкция, то те се явяват подвижни натоварвания за опорната конструкция на кулакрана. От друга страна, силата на тежестта от окачения товар също променя своята стойност по време на експлоатацията на крана и следователно, всички свързани с нея натоварвания, също трябва да бъдат разглеждани като „променливи вертикални въздействия“. Поради тази причина е редно, всички натоварвания създавани от кулокрана (с изключение само на теглото на кулата, теглото на опорно-въртящото устройство и теглото на баласта в основата на кулата) да бъдат разглеждани като „променливи въздействия“ съгласно БДС EN 1990 и да бъдат умножавани със съответните частни коефициенти на сигурност, при извършване на изчислителната проверка на опорната конструкция под кулокрана.

ЛИТЕРАТУРА

[1] БДС EN 14439:2006+A2:2009 Кранове. Безопасност. Кулокранове.
[2] БДС EN 13001-2: 20014 Безопасност на кранове. Общо проектиране. Част 2: Натоварвания
[3] БДС EN 13001-1 Кранове. Общо проектиране. Част 1: Общи принципи и изисквания
[4] БДС EN 1990 Еврокод: Основи на проектирането на строителни конструкции.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА ПОСТАНОВКА ЗА ИЗСЛЕДВАНЕ НА ПОВЕДЕНИЕТО НА СТОМАНОБЕТОННИ ПЛОЧИ, УСИЛЕНИ С ВЪНШНО НАПРЕГНАТА АРМИРОВКА

Георги Иванов[1], Марина Трайкова[2]

EXPERIMENTAL SETUP FOR INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE SLABS STRENGTHENED WITH EXTERNALLY PRESRESSED TENDONS

Georgi Ivanov[1], Marina Traykova[2]

Abstract:
The problem of strengthening of reinforced concrete structures is up to date. Nowadays, the influence of different strengthening systems and their modifications on the behavior of the structural elements is being investigated and analyzed. External prestressing is one of the most common methods for increasing the load-bearing capacity of reinforced concrete slabs. The method is fast, efficient and cost-effective compared to other strengthening techniques. The application of external prestressing systems for strengthening of reinforced concrete slabs requires more research. It is necessary to fully clarify their behavior due to the complexity resulting from the redistribution of the stresses, as well as the significant deformations in the slabs influencing stresses in the prestressing reinforcement.
This paper examines the specificity of an experimental study to determine the load-bearing capacity of monolithic reinforced concrete slabs strengthened with externally prestressed tendons. The experimental setup for testing the stressed and deformed state of strengthened slab elements in static loading is presented. The purpose of the study is to show the effect of strengthening on the proposed strengthening system.

Keywords:
Experimental Setup, Monolithic Reinforced Concrete Slabs, Strengthening, External Prestressing.

[1] Георги Иванов, докторант, катедра „Технология и механизация на строителството“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: givanov_fce@uacg.bg;
Georgi Ivanov, PhD Student, Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: givanov_fce@uacg.bg.
[2] Марина Трайкова, проф. д-р инж., катедра „Масивни конструкции“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: marina5261@abv.bg;
Marina Traykova, Prof., PhD, Eng., Department of Reinforced Concrete Structures, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: marina5261@abv.bg.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Подовите конструкции често се нуждаят от усилване поради влошаване на физическото им състояние, претоварване, конструктивни дефекти или промяна на предназначението.

Външното предварително напрягане е една от ефективните технологии за усилване, при която се прилагат външни сили, с които се променя напрегнатото и деформирано състояние на съществуващата конструкция (от обикновен или предваритлено напрегнат стоманобетон). По този начин носещата способност на конструкцията може да се възстанови до първоначалните нива или дори да се увеличи [1].

В световната практика има реализирани редица проекти за усилване на стоманобетонни плочи с външно предварително напрегната армировка, като например усилване на еднопосочно и кръстосано армирани плочи на надземен обществен гараж и офисна сграда в градовете Санта Барбара и Кармел, Калифорния, САЩ [2]. По тази технология е изпълнено и усилването на пътната плоча на моста Yarra Bridge в щата Виктория, Австралия [3].

Анализът на външното предварително напрягане е различен от този при вътрешното предварително напрягане от свързан или незвързан тип. Това е така поради липсата на връзка между напрягащата армировка и бетона, както и големите деформациии, които изискват да се отчитат и ефектите от втори ред. Също трябва да се съобрази и намалената ефективна височина на напрягащата армировка при натоварване на конструктивния елемент.

Към момента са извършени няколко експеримента за изучаване поведението на стоманобетонните плочи, усилени със стоманени въжета при различни варианти на усилващата система, за поемане на огъващи моменти и срязващи сили. Проведеният експеримент от Abu Gazia и др. [4] изследва поведението на двуотворна непрекъсната плоча, усилена с външно предварително напрегнати стоманени въжета, с различни профили и ексцентрицитет. От получените резултати са направени следните изводи: носимоспособността на огъване, на усилената плоча, се увеличава значително, до 196%; при полигонален профил на въжетата носимоспособноста е по-голяма поради ограничаване на ефектите от втори ред, като се увеличава и коравината на конструктивния елемент. Изследване, направено от Han и др. [5], разглежда поведението на стоманобетонни плочи, възстановени и усилени с алуминиево-полимерен разтвор и външна напрегната армировка, разположена в опънната зона, при статично натоварване и натоварване на умора. Резултатите от експеримента показват, че провисването на възстановените и усилени плочи е приблизително с 40% по-малко от това на контролния образец. При теста на умора се получава, че провисването, напреженията в армировката и максималното срязващо усилие са с около 40÷70% по-ниски в сравнение с контролния образец. Нова технология за усилване на безгредови плочи, използваща високоякостни въжета и анкериране чрез залепване с епоксидно лепило, е експериментално изследвана от Faria и др. [6]. Усилващата система се разполага в зоната на опорите и след тестовете са получени следните резултати: намаляване на напреженията в армировакта в експлоатационно състояние с до 80%, ако въжетата са разположени в двете направления; намаляване на деформациите в плочата с до 70%, следователно и широчината на пукнатините става по-малка; увеличаване на носимоспособността на срязване с до 51% в сравнение с неусилена плоча.

В България, външното предварително напрягане се прилага основно в ново строителство и усилване на мостови конструкции, но към момента не е използвано за усилване на конструктивни елементи в сгради. Недостатъчната информация за практическото прилагане на този метод в България за усилване на конструктивни елементи от сгради, бе мотивът за разработването на методика и експерименталната

постановка за изследване на поведението на монолитни стоманобетонни плочи, усилени с външно напрегнати стоманени въжета. Статията представя първия етап от експерименталното изследване, а именно изготвянето на опитната постановка и опитните образци, както и определяне на основните параметри на експерименталното изследване.

2. ЦЕЛ НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНОТО ИЗСЛЕДВАНЕ

Целта на експеримента е да се изследва поведението при огъване на монолитни стоманобетонни плочи, усилени чрез външно напрегнати стоманени въжета. От поставената цел произтичат и следните по-важни задачи:

- да се установи ефекта от усилващата система при усилване на стоманобетонни плочи;
- да се изследва влиянието на усилващата система в зависимост от профила на напрягащите въжета – с разполагане по праволинейна и полигонална траектория;
- да се изследва влиянието на девиаторното устройство върху напрегнатото и деформирано състояние на стоманобетонната плоча;
- да се отчете влиянието на ексцентрицитета за повишаване на коравината и носимоспособността на усиления елемент.

3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА ПОСТАНОВКА

За постигане на поставената цел и изпълнението на задачите е планирано да се изпитат три броя опитни образци на фрагменти от монолитни стоманобетонни плочи в следните вариации на усилващата система:

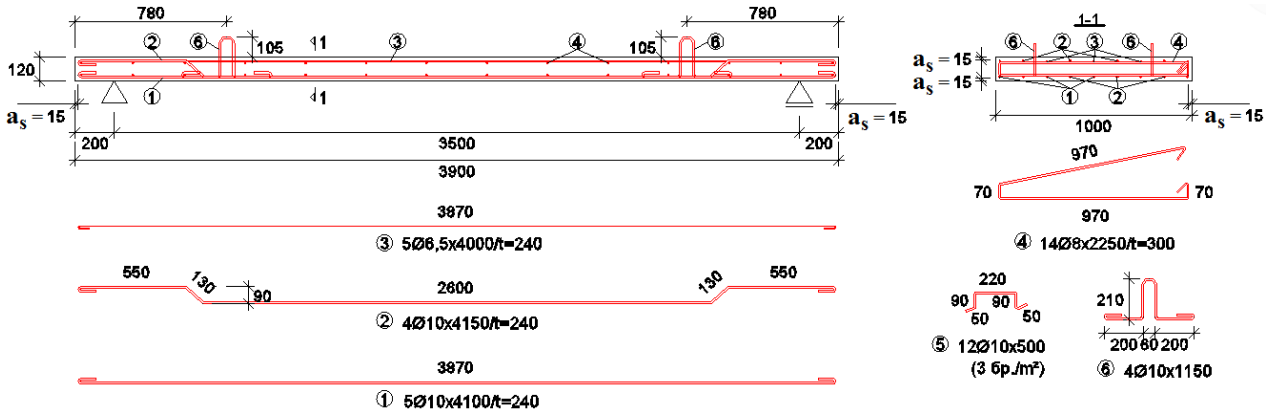
- първият опитен образец е неусилен и служи за контролен, с който се установяват пукнатините и деформациите при фиксирано натоварване;
- вторият образец е усилен с въжета, разположени по праволинейна траектория, като тук се следи какъв е приносът на усилващата система за ограничаване на размера на пукнатините, намаляване на деформациите и за увеличаване на носимоспособността на елемента;
- третият образец е усилен с полигонално разположени въжета, чиято траектория е постигната чрез монтиране на девиаторно устройство в средата на елемента. Целта е да се направи сравнение с втория образец и да се установи какво е увеличението в стойностите на коравината и носимоспособността на елемента.

3.1. Моделиране на опитните образци

Опитните образци представляват фрагменти от монолитна гредова еднопосочно армирана стоманобетонна плоча. За изчислителен модел на този вид плочи се приема ивица от плочата с широчина 1 m, перпендикулярна на дългата страна на полето – метод на заместващата греда. Това е и основното съображение, заради което опитните образци са моделирани като елементи с широчина 100 cm, дължина – 390 cm (съобразена спрямо възможностите на лабораторния стенд) и дебелина – 12 cm (характерна за такъв тип плочи). За определяне на армировката в образците са използвани нормативните документи [7] и [8], а натоварването е определено съгласно [9].

Армирането на образците е съобразено със статическата схема при експерименталното изпитване и монтажното състояние при окачване за транспорт. Предвидени са монтажни куки за транспортиране на опитните образци (фиг. 1).

Изготвянето на опитните образци е извършено в заводски условия (фиг. 2). Формоването на елементите е реализирано на вибрационни маси с преместваеми бордове. Отлежаването е осъществено при нормални температурно-влажностни условия за срок от 28 дни до набиране на проектната якост на бетона, след което те са транспортирани до изпитвателната лаборатория.



Фигура 1. Конструиране на армировката в опитните образци

а) кофражна форма и положен армировъчен скелет

б) полагане на бетонната смес

в) уплътняване на бетонната смес

Фигура 2. Формоване на опитните образци

3.2. Характеристики на използваните материали за изготвяне на опитните образци

3.2.1. Бетон

При полагането на бетонната смес е определена консистенцията на слягане чрез конуса на Абрамс [10], отговаряща на клас S3 (слягане – 130 mm). За определяне на механичните характеристики на бетона са изготвени следните пробни тела: 3 броя кубчета с размери 150/150/150 mm, както и 3 броя цилиндри с диаметър 150 mm и височина 300 mm. Непосредствено преди изпитване на опитните образци, съгласно [11], са определени якостта на натиск на бетона ($f_{c,\,cube}$ = 30,2 MPa; f_c = 25,4 MPa) и стабилизирания модул на еластичност на бетона при натиск ($E_{c,s}$ = 28,7 GPa) – фиг. 3.

3.2.2. Армировка

Освен носеща, в опитните образците се поставя и конструктивна, монтажна и разпределителна армировка, вързана в общ скелет. Армировката е горещовалцувана, гладка, изработена от стомана клас A-I (f_y = 235 MPa).

а) кубова якост

б) цилиндрична якост

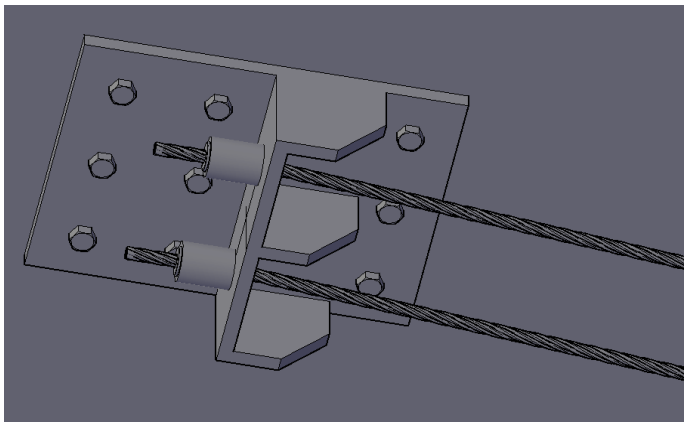
в) еластичен модул

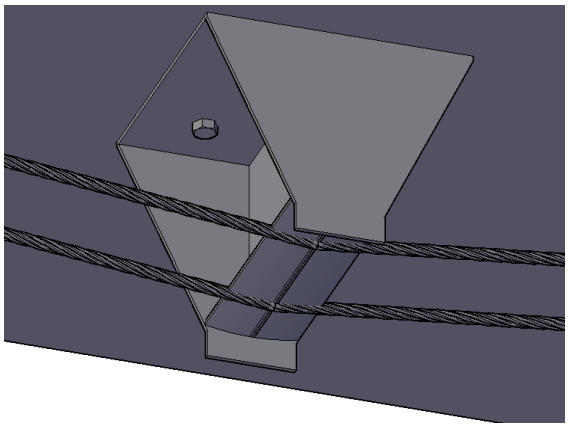
Фигура 3. Определяне на механичните характеристики на бетона

3.3. Усилваща система и схеми за усилване на опитните образци

3.3.1. Усилваща система

Усилващата система се състои от 2 строителни въжета, закотвени в двата края на общи анкерни устройства. Използва се и отклоняващо устройство (девиатор), разположено в средата по дължина на напрягащите елементи. Въжета са 7-струнни, изработени от високоякостна армировъчна стомана клас Y1860S7 (f_p = 1860 MPa) и номинален диаметър на единично въже – 15,2 mm. Приспособленията на системата (анкерните и девиаторно устройство) са изработени от конструкционна стомана клас S355JR, като техните детайли са съобразени със схемите за усилване и максималната напрягаща сила (фиг. 4). Проектирани са така, че да поемат хоризонтални и вертикални сили, които те трябва да предадат на усилвания елемент. Устройствата се анкерират към плочата с помощта на болтове M16×120 клас 10.9, преминаващи през цялата дебелина на плочта в предварително пробити отвори с диаметър Ø18.. Проектното място на анкерните устройства и девиатора е съобразено освен със схемата на усилване, така и с разположението на армировката в плочата.

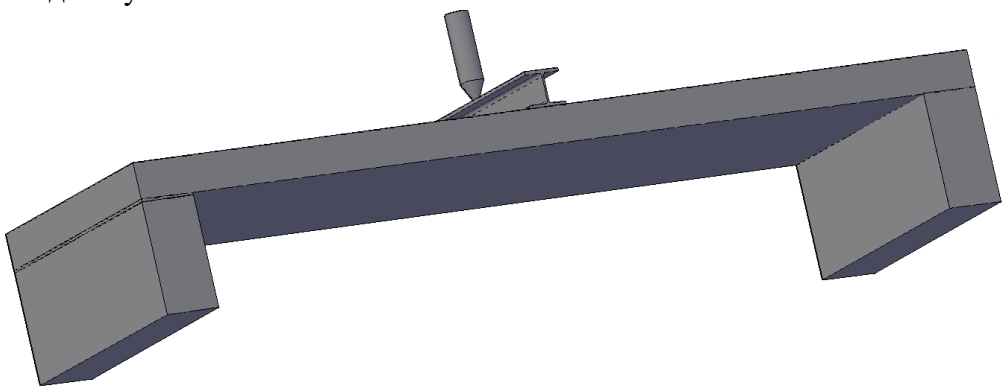

а) анкерно устройство


б) девиаторно устройство

Фигура 4. Приспособления на усилващата система

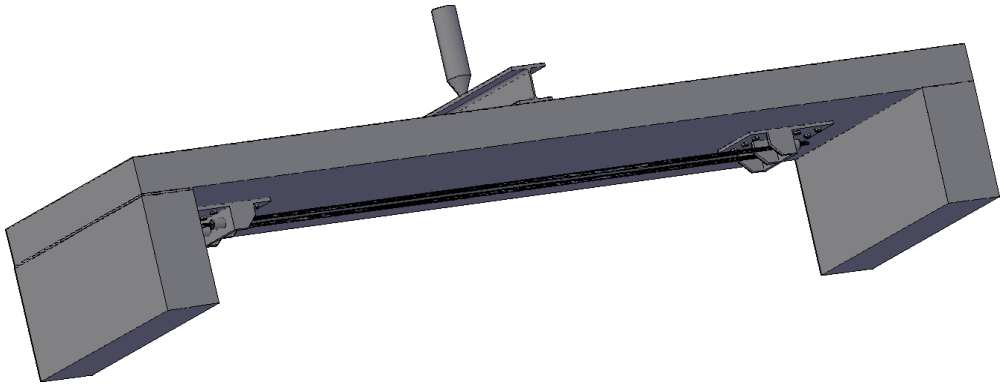
3.3.2. Схеми за усилване

Образец номер 1 (фиг. 5), означен като „Обр.1 – Контр.“, е контролен и ще бъде изпитан без да се усилва.



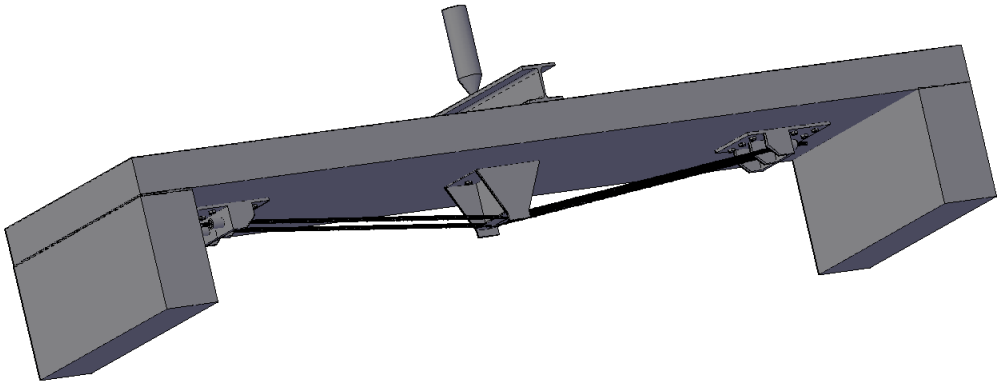
Фигура 5. Опитен образец номер 1

Образец номер 2 (фиг. 6), означен като „Обр.2 – Усл.1“, е усилен със системата, но без отклоняващо устройство, т.е. въжетата са разположени по праволинейна траектория.



Фигура 6. Опитен образец номер 2

Образец номер 3 (фиг. 7), означен като „Обр.3 – Усл.2“, е усилен със системата при наличие на девиатор и разположение на въжетата по полигонална траектория. Като при тази схема се постига относително голям ексцентрицитет в средата на отвора, посредством девиатора, което увеличава носимоспособността и коравината на конструктивния елемент.

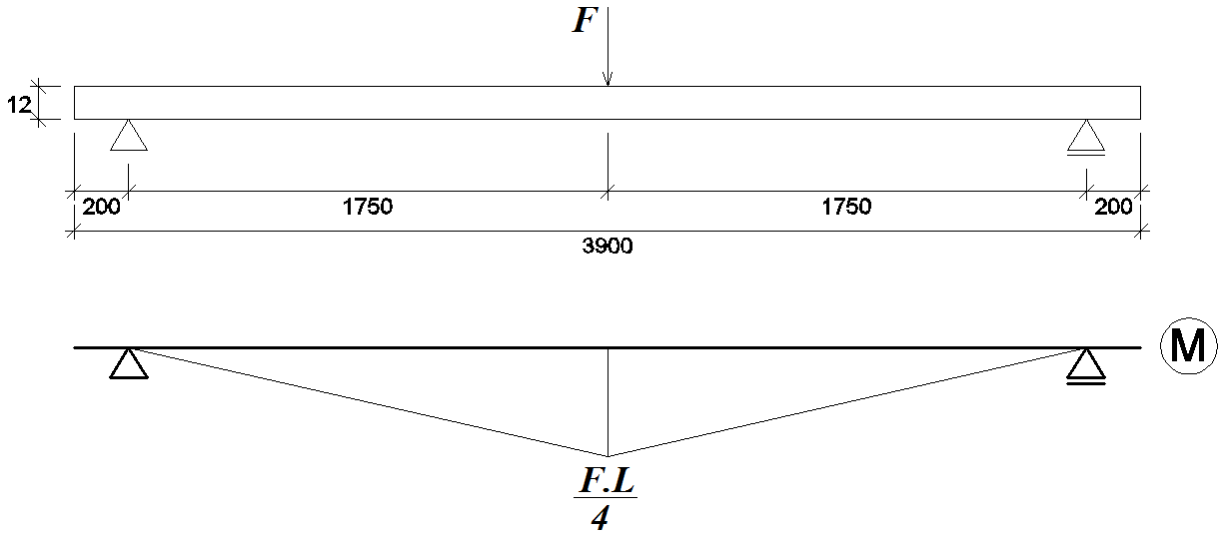


Фигура 7. Опитен образец номер 3

Напрягането на високоякостните въжета ще се реализира с ръчна хидравлична преса с прихващащо действие за напрягане на единични въжета.

3.4. Изпитвателни натоварвания

Натоварването е съобразено с концепцията за усилване. Приема се, че конструктивните елементи са в добро общо състояние, без видими повреди и дефекти. Именно в последните години, заради бързо променящата се икономика, инвестиционните намерения се променят постоянно и някои новопостроени сгради се налага да бъдат усилени поради преустройство или повишени изисквания към конструкцията. Затова и опитното натоварването е предвидено да бъде статично, нециклично, като е еднакво по стойност и характер при изпитването и на трите образци. То отразява възможен изчислителен вертикален товар при постоянни и променливи въздействия. Опитните образци са натоварени статично с една сила в средата на светлия отвор (фиг. 8) с помощта на хидравличен крик и товароразпределителна греда. Силата е приложена по този начин, за да има съответствие между диаграмата на натоварване и тази от предварителното напрягане с девиаторната сила. Хидравличният крик е с малка товароподемност от 10 и има ръчна хидравлична помпа, за да може прецизно да се контролира стъпката на натоварване. Той е фиксиран към опорна стоманена рамка, анкерирана в силовия под на лабораторията.



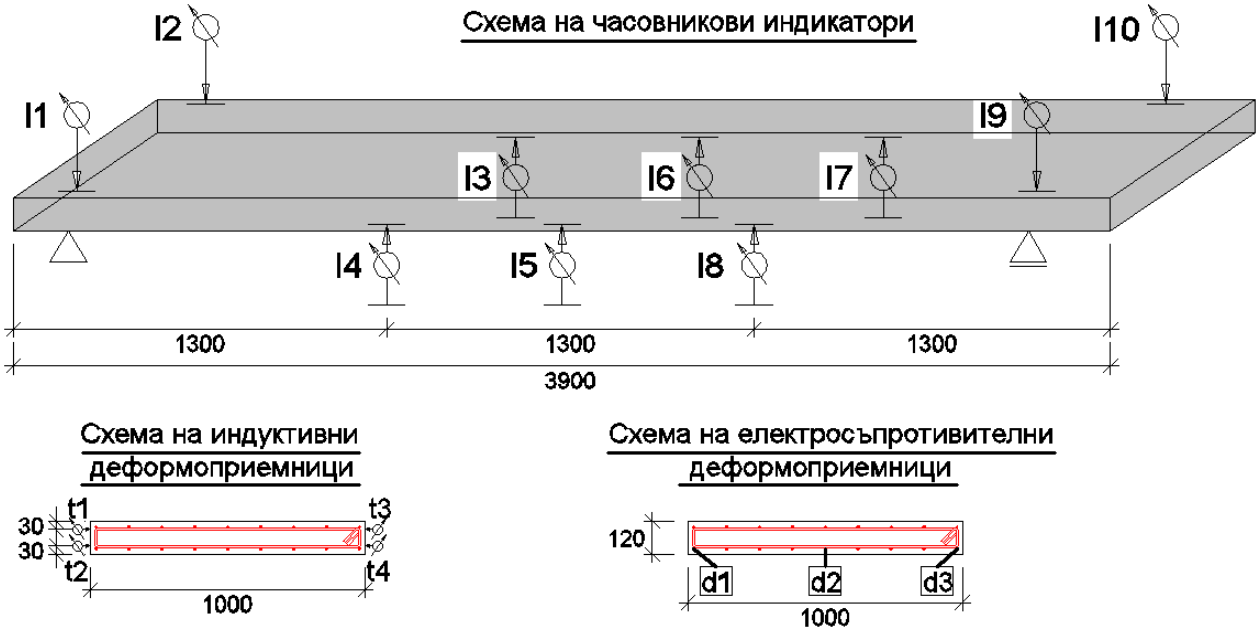
Фигура 8. Статическа схема и натоварване на опитните образци

3.5. Измервани величини и местоположение на измервателните уреди

За задачите, които са поставени в експерименталното изследване ще бъдат измервани следните величини:

- Големина на напрягащата сила. Контролът ù ще се осъществява посредством манометъра на хидравличния агрегат към хидравличната преса за напрягане на въжетата;
- Големина на натоварващата сила. Отчитането на силата при всяка стъпка от натоварването ще се извършва чрез манометър, монтиран на ръчната хидравлична помпа към хидравличния крик;
- Деформации на плочестите елементи (фиг. 9). За измерване на относителните деформации в 4 точки от напречното сечение на елемента, в средата на отвора, са монтирани индуктивни датчици с обхват ±25 mm и точност – 0,001 mm. Използват се 10 броя часовникови индикатори. Четири от тях следят евентуалното преместване или завъртане при опорите. Другите шест са поставени по двойки в третините и в средата между опорите. С тяхна помощ се следят провисванията на елемента;

- Напрежения в носещите надлъжни армировъчни пръти. Измерват се косвено посредством електросъпротивителни датчици с база 10 mm и електрическо съпротивление на веригата от 120 Ω, монтирани и защитени срещу влага, в средата по дължина, на двата крайни и средния армировъчен прът (фиг. 10);
- Напрежения в напрягащата армировка. На всяко едно от въжетата са поставени по два електросъпротивителни датчика за отчитане на относителните деформации, от които ще се получават напреженията и големината на напрягащата силата в тях.



Фигура 9. Схема за разполагане на уредите, отчитащи деформациите на елемента

Фигура 10. Монтирани електросъпротивителни датчици на носещата армировка

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Представената експериментална опитна постановка ще даде възможност да се проведе експериментално изследване на поведението на монолитни стоманобетонни плочи, усилени с външно, предварително напрегнати високоякостни въжета. Този експеримент ще направи възможно да се формулират някои важни заключения и препоръки относно предлаганата система за усилване, а именно:

- ефективност на системата и нейното практическо приложение не само за мостови конструкции, но и за стоманобетонни плочи в сгради;
- влияние на профила на напрягащите въжета върху носещата способност и коравина на плочата;
- потенциал на усиления елемент и възможността му да работи при завишени товари в условията на експлоатация;
- технологично-конструктивни препоръки за реално приложение в практически задачи.

БЛАГОДАРНОСТИ

Настоящата научноизследователска разработка по договор Д-112/2018 е подкрепена финансово от Център за Научни Изследвани и Проектиране при УАСГ-гр.София.

Изготвянето на опитните образци е реализирано с изключителното съдействие на инженерингова и строителна компания Кастело Прикаст ООД-гр.София.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Collins, M. and Mitchell, D. Prestressed Concrete Structures. Prentice Hall, Englewood Cliff, New Jersy, 1991.
[2] SSE, Inc. Portfolio [Official site]. Seneca Structural Engineering Inc., 12.03.2018, http://www.senecastructural.com/portfolio.
[3] Freyssinet Group. Repair Brochures [Official site]. Freyssinet Group, 11.04.2018, http://www.freyssinet.com/freyssinet/wfreyssinet_en.nsf/sb/telechargements.brochures-freyssinet..brochures-reparation.
[4] Abu Gazia, M., El-Kateb, M. et al. Behavior of RC Continuous Slabs Strengthened by External Prestressing Steel Strands [Online Resource]. ResearchGate.net, 07.04.2018, https://www.researchgate.net/publication/288002474.
[5] Han, K., Hong, S. and Park, S. RC Slabs Repaired and Strengthened by Alumina/Polymer Mortar and Prestressing Strands in the Tension Zone: Experimental Investigation under Static and Fatigue Loadings. //Mechanics of Composite Materials, Vol. 48, No. 5, November, 2012.
[6] Faria, D., Lucio, V. and Ramos, A. Strengthening of Flat Slabs with Post-tensioning Using Anchorages by Bonding. //Engineering Structures, Vol. 33, No. 6, June, 2011.
[7] Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. София, АВС Техника, 2008.
[8] Гочев, Г. и др. Ръководство по Стоманобетон. София, Техника, 2009.
[9] Натоварвания и въздействия върху сгради и съоръжения. София, Техника, 2005.
[10] БДС EN 12350: Изпитване на бетонна смес. София, Български Институт за Стандартизация (БИС), 2009.
[11] БДС EN 12390: Изпитване на втвърден бетон. София, Български Институт за Стандартизация (БИС), 2012.

ШПУНТОВИ СТЕНИ КАТО ЧАСТ ОТ ДОЛНОТО СТРОЕНЕ НА МОСТОВЕ. ПРАКТИЧЕСКО ПРИЛОЖЕНИЕ В ДАНИЯ

Александър Жипонов[1], Лазар Георгиев[2]

SHEET PILE WALLS AS A PART OF THE SUBSTRICTURE OF BRIDGES. PRACTICAL APPLICATION IN DENMARK

Alexander Jiponov[1], Lazar Georgiev[2]

Abstract:
The usage of “sheet pile wall” is very common solution in Denmark due to the geographic situation of the country – low sea level, a significant part of the state border is sea, high groundwater level, poor geotechnical conditions. The “sheet pile wall” is used for strengthening of embankments, reclaim marine territories and as a supporting walls of railway lines and roads. As a consequence of this, a very common solution is to use the sheet pile walls as a part of the substructure of bridges – overpasses of railway lines and roads when the alignment is in excavation. From one side, the “sheet pile wall” are used as wing walls of the bridge and they support the road embankment. From another side, it is used as an abutment walls of the bridge. The part of the wall acting as a bridge support is design with a concrete “hammer beam”. The “hammer” in some cases is connected to the bridge deck by means of concrete hinges. Very often, “sheet pile wall” in the zone of the wing walls is combined with anchors in order to take increased section forces. Common variants in Denmark practice for connection of the bridge superstructure and sheet pile substructure are presented and analyzed in the paper.

Keywords:
Bridges, Sheet Pile Substructure, Danish Practice.

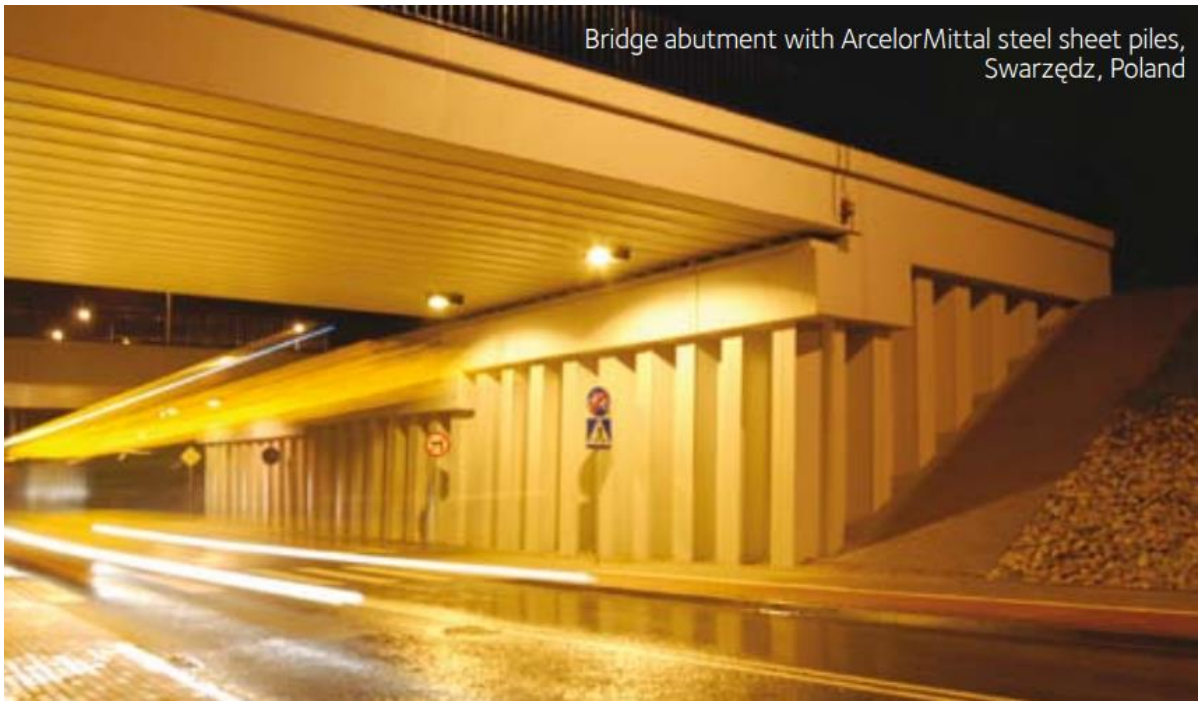
1. ВЪВЕДЕНИЕ

Приложението на стоманени шпунтови стени като част от долното строене (устои) на мостове се среща нерядко в съвременната практика [1], [2], [3]. При интегрални мостове обикновено връхната конструкция завършва със стоманобетонен елемент, кораво свързан със шпунтовата стена, която изпълнява функцията на устой. Възможно е да има обединяващ стоманобетонен или стоманен елемент, кораво свързан с шпунта, върху който

[1] Александър К. Жипонов, инж., докторант / асистент, катедра „Пътища и транспортни съоръжения“, Факултет по транспортно строителство, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: ajiponov@abv.bg;
Alexander K. Jiponov, Eng, PhD Student / Assist. Prof., Department of Road Construction, Faculty of Transportation Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: ajiponov@abv.bg.
[2] Лазар Д. Георгиев, доцент, д-р, инж., катедра „Пътища и транспортни съоръжения“, Факултет по транспортно строителство, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: ldg_77@abv.bg;
Lazar D.Georgiev, Assoc. Prof., PhD, Eng, PhD Student / Assist. Prof., Department of Road Construction, Faculty of Transportation Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: ldg_77@abv.bg.

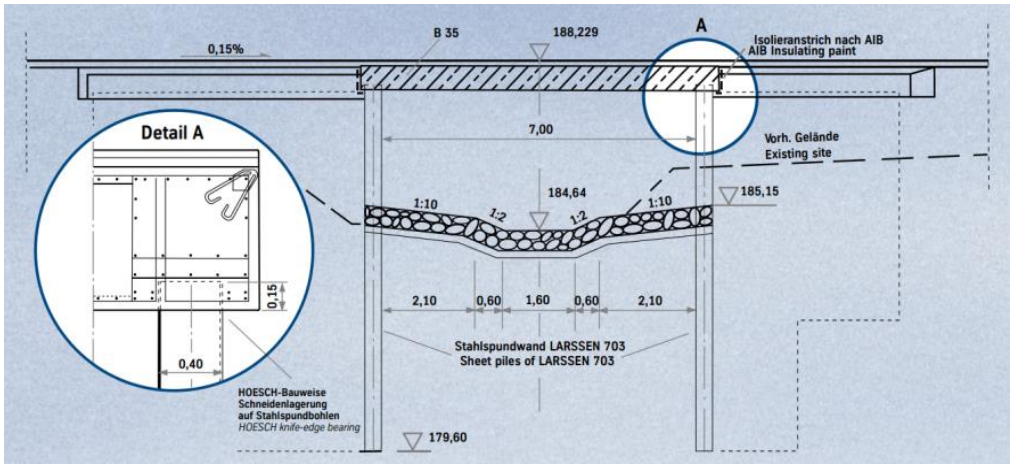
да стъпва връхната конструкция (посредством съответни устройства – еластомерни лагери, съвършени лагери, стоманобетонна става и др.). На Фигура 1, Фигура 2, Фигура 5 са показани мостови конструкции с устои тип шпунтови стени от европейската практика. На Фигура 3 и Фигура 4 е представен пътен мост в Beverungen, Германия с монолитна стоманобетонна плочеста връхна конструкция L=7 m [9]. Короната на шпунтовата стена е вбетонирана на разстояние 150mm в стоманобетонната плоча на връхната конструкция (knife-edge bearing). Според системата на европейските норми при изчисление на стоманени шпунтове следва да се спазват изискванията на EN 1993-5 и EN 1997

Поради уязвимостта на стоманата от корозия съответните продукти следва да имат адекватна корозионна защита (цинкови, полимерни и др. покрития) с цел осигуряване на надеждност в рамките на нормирания проектен експлоатационен срок. Изискванията по отношение на стоманата за горещо валцувани сечения за стоманени шпунтови стени са нормирани в европейския стандарт EN 10248-1.



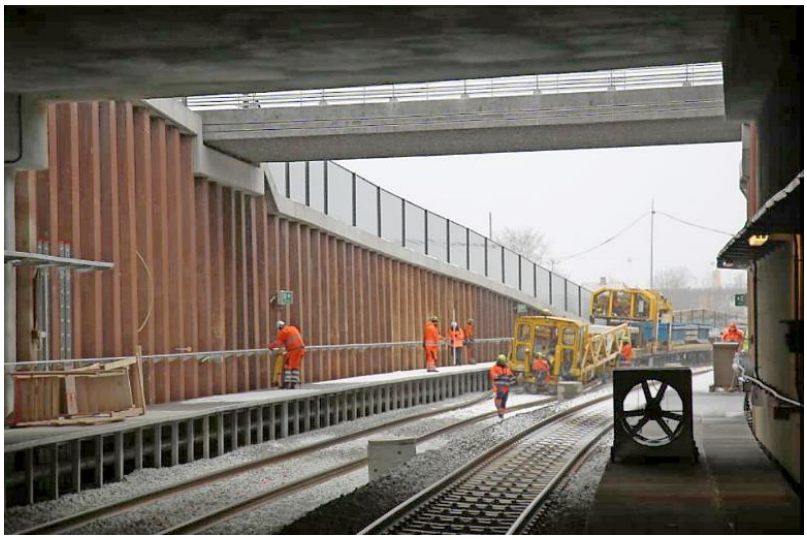
Фигура 1. Надлез с устои от стоманени шпунтови стени в Полша [6]

Фигура 2. Мост с интегрални устои от стоманени шпунтови стени
и стоманобетонна обединяваща греда [8]



Фигура 3. Мост с отвор 7m. , Beverungen, Германия (knife-edge bearing) [9].

Фигура 4. Изглед на устой от стоманен шпунт LARSSEN 703 SP на мост с отвор 7 m. [9].



Фигура 5. Надлези над скоростната жп линия Копенхаген-Рингстед, Дания [10].

На Фигура 7 е представено подземно съоръжение (плитко заложен тунел) с дължина 310 m от които 160 m са покрити със стоманобетонна връхна плоча, а вертикалните стени представляват стоманени шпунтови стени, обединени в горния си край със стоманобетонна греда. Такъв тип конструкция често се дефинира като плитко заложен тунел, но всъщност представлява засипан мост с широчина надхвърляща значително отвора.

В зависимост от агресивността на средата загубата на дебелина от сечението на стоманения шпунт вследствие на корозия може да бъде от порядъка на 0,01÷0,02 mm/година (според EN 1993-5: 2007) В зависивост от локацията спрямо водното ниво (дефинирани са съответни зони на корозия) и агресивността на средата тази скорост може да бъде значително по-голяма. Основни фактори от които зависи скоростта на загубата на дебелина от корозия са видът на почвите, вариацията на водното ниво (сладки и солени води), присъствието на кислород и присъствието и концентрацията на други агресивни замърсители. Според EN 1993-5:2007 следва да се отчете при конструктивните изчисления на стоманен шпунт загубата на дебелина като функция на проектния експлоатационен срок. На Фиг.1.6 е представен стоманобетонен мост с интегрални устои от стоманени шпунтови стени Полша строен в началото на XX век, свидетелстващ за дълговечността на подобно решение [5].

Основните предимствата на използването на стоманена шпунтова стена като устой на мостова конструкция при съпоставка със стандартното решение със стоманобетонни устои са:

- Бързина на изпълнението при сравнение с други варианти за изграждане на устои.
- Не е необходимо оформяне на откос както при стандартен изкоп, което намалява земните работи и изисква по-малка зона на отчуждение, липсват или са сведени до минимум мокри процеси, като по този начин се минимизира замърсяването на околната среда около строителната площадка. Поради относително по-голямата компактност са подходящи за строителство на устои на мостове в градски условия.
- Относително по-голямата деформативност на стоманените шпунтове води до по-малки усилия от температурни промени (и др. въздействия) вледствие на рамковия ефект при интегрални или полуинтегрални мостове в сравнение с класически стоманобетонен устой [4].

- Шпунтовите стени могат ефективно да се използват при високо ниво на подпочвените води или при водни препятствия без да се налагат сложни дейности по отводняване на изкопите.

Фигура 6. Стоманобетонен мост в Полша от началото на XX век [5]

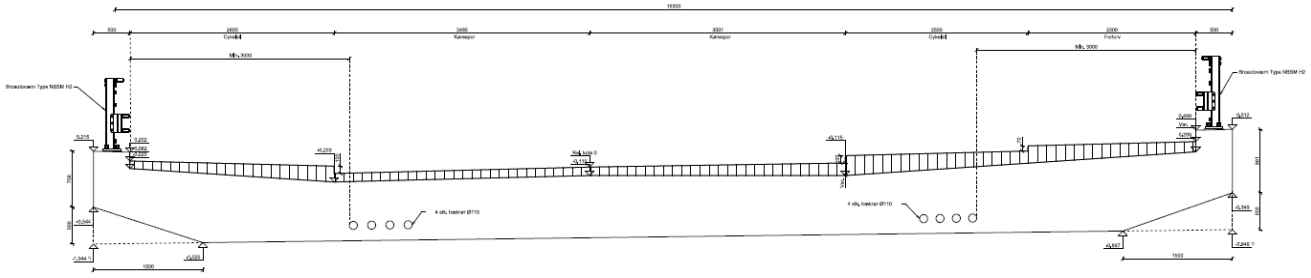
Фигура 7. Подземно съоръжение със стени – стоманени шпунтове в Бразилия [11].

2. ПРИЛОЖЕНИЕ НА ДОЛНО СТРОЕНЕ ОТ ШПУНТОВИ СТЕНИ ЗА МОСТОВЕ В ДАНИЯ

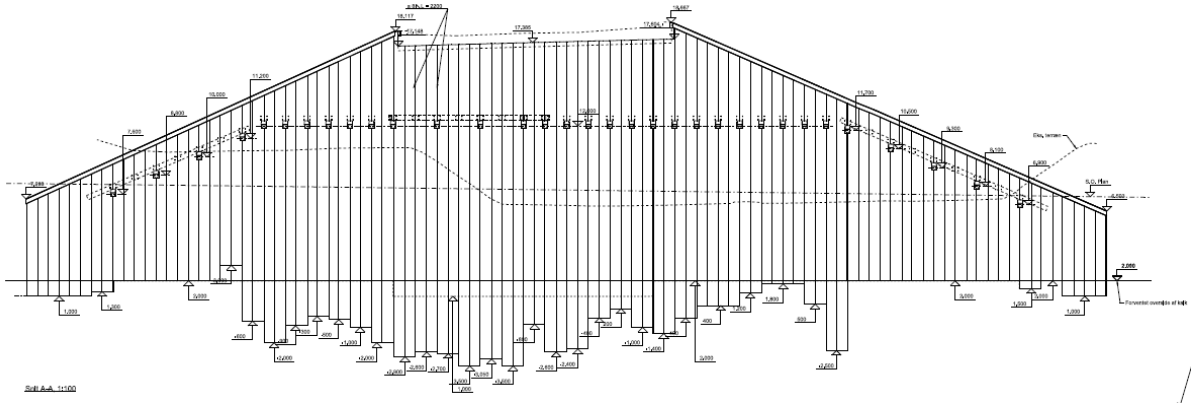
Приложението на шпунтови стени в Дания е широко разпространено с оглед на географското разположение на страната – ниска надморска височина, голям процент границата на държавата е морска, високо ниво на подпочвени води, лоши геоложки условия. Те биват използвани за укрепване на изкопи, усвояване на морска територия, както и за подпорни стени на пътища и ж.п. линии. В следствие на горепосоченото, много често срещано решение е шпунтовите стени да бъдат част от долното строене на надлези над пътища и ж.п. линии в изкоп. От една страна шпунтовите стени са използвани като “крила” на съоръжението и съответно те поддържат насипа зад стената. От друга страна се използват като устои на съоръжението. По-нататък са представени два характерни примера за пътен и пешеходен надлез над скоростната жп линия Копенхаген – Рингстед (проектна скорост 200km/h), разработени с участието на авторите.

На Фигура 8 е представен стоманобетонен кос надлез от обикновен бетон с отвор L~13 m. Връхната конструкция представлява монолитна стоманобетонна плоча, стъпваща върху стоманена шпунтовата стена, изпълняваща функцията на устой. Напречното сечение на мостовата конструкция е представено на Фигура 9. В зоната на моста освен земния натиск шпунтовата стена следва да поеме и вертикалните и хоризонтални реакции от връхната конструкция, което е причина за по-голямата дълбочина на забиване – Фигура 10. Шпунтовата стена е с височина около 8м. и се налага с оглед намаляване на хоризонталните премествания и на разрезните усилия да бъдат предвидени анкери – Фигура 8 и Фигура 10.

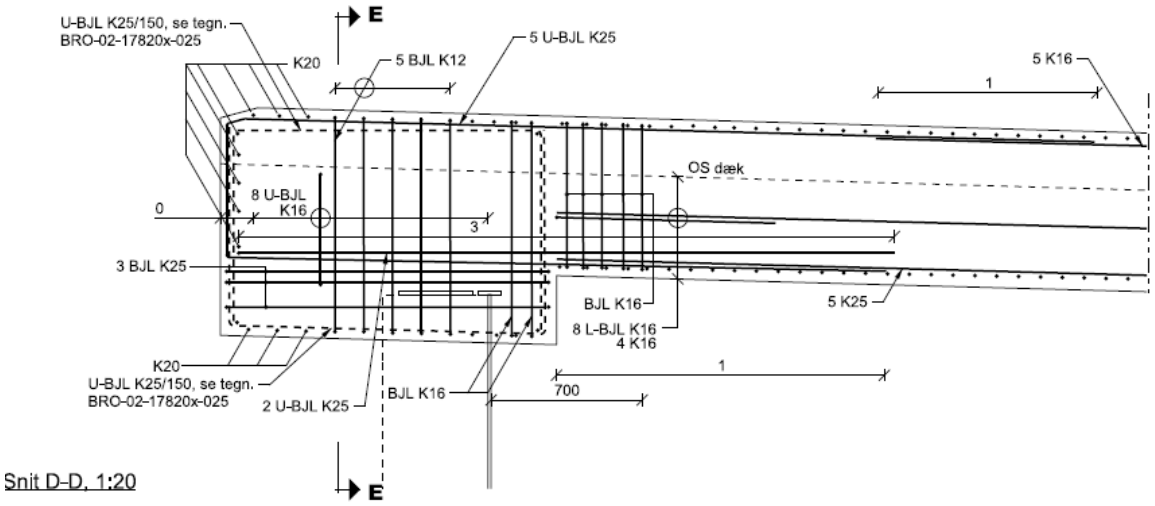
Фигура 8. Пътен надлез L~13m над жп линия Копенхаген-Рингстед, Дания, с интегрални устои.



Фигура 9. Напречен разрез на мостовата конструкция.



Фигура 10. Стоманена шпунтова стена в зоната на мостовата конструкция.



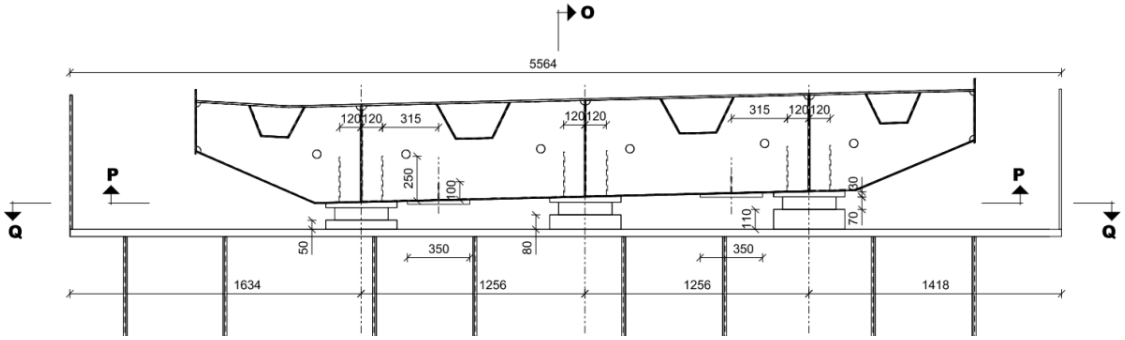
Фигура 11. Детайл на връзка между монолитна плочеста връхна конструкция с обединяваща греда (cap beam) и стоманен шпунт.

На Фигура 11 е представен детайлът на връзка между връхната конструкция и шпунтовата стена, завършваща с обединяваща стоманобетонна греда. В зоната над стоманения шпунт е предвидена сгъстена армировъчна мрежа с оглед предаване на опорната реакция на моста. Конструктивните изчисления и детайлиране са реализирани при спазване на изискванията на системата Еврокод и съответните датски национални приложения. Взаимодействието между шпунтовата стена и почвения масив е отчетено посредством нелинейни пружини със съответстваща на дадените пластове коравина.

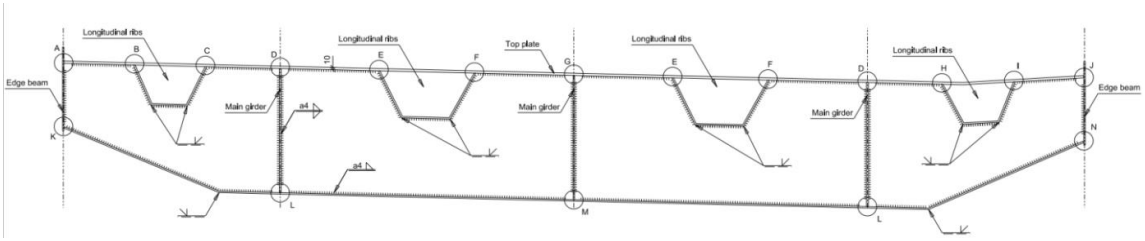
На Фигура 12. са представени два едноотворни стоманени (от стомана S355 по EN10025-2) пешеходни моста, подпряни върху шпунтови стени посредством еластомерни лагери. Връхните конструкции на двата моста са подобни. На Фигура 13. е показано стъпването на връхната конструкция посредством неопренови лагери върху стоманена плоча с дебелина 40mm заварена за горния край на стоманения шпунт. По дефинитивно задание на възложителя, от съображения свързани със спецификата на поддръжката и изискуемия външен вид, връхната кострукция представлява просто подпряна в шест точки стоманена кутиена греда с ортотропна пътна плоча с трапецовидни надлъжни ребра. Напречното сечение е показано на Фигура 14. Пътната конструкция представлява ортотропна стоманена плоча с дебелина 10мм, оребрена с трапецовидни надлъжни ребра и пълностенни напречници. Описаните по-горе ограничителни условия водят до сравнително сложна за изпълнение кутиена стоманена връхна ортотропна конструкция. Поради неголемия отвор и височината на връхната конструкция на моста е сравнително малка h=500mm, поради което няма възможност за достъп вътре в кутията. Трапецовидните надлъжни ребра са заварени по периметъра си към пълностенните напречници – Фигура 16. Този детайл е приемлив за пешеходни мостове при които интензитета на циклично променливите полезни товари е относително нисък. Предвидените в напречниците отвори са за циркулация на въздуха. На Фигура 16 е показан и детайлът за връзка на междинното стебло от кутията със стоманените плочи, формиращи долния пояс на кутиената греда, подобен на детайлът на връзка между пълностенния напречник и долния пояс на гредата и продиктуван от липсата на достъп вътре в кутията. При това положение пълностенният напречник е натоварен на опън напречно на дебелината и следва към стоманата да се предявят допълнителни изисквания за клас Z15 по ламеларно разслояване в съответствие с EN 1993-1-10. Изчисленията на връхната конструкция са проведени в съответствие с EN 1993-1-1 и EN 1993-2. По слабо отговорните заваръчни шевове от които не зависи осигуряването на херметичност на кутията са изпълнени прекъснато в съответствие с предписанията на EN 1993-1-8. Еластомерните лагери са тип С по EN 1337-3. Носещата способност на шпунтовите стени е осигурена чрез адекватно анкериране. Изчислителните проверки за шпунтовите стени са реализирани в съответствие с предписанията на EN 1993-5 и EN 1997.

Фигура 12. Стоманени пешеходни мостове с отвори ~15m.

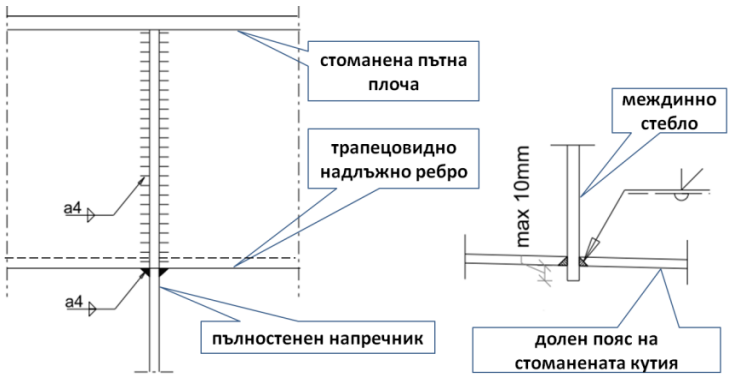
Фигура 13. Подпиране на стоманен пешеходен мост върху еластомерни лагери.



Фигура 14. Стъпване на стоманен пешеходен мост върху стоманена плоча заварена за горния край на шпунтовата стена.



Фигура 15. Напречен разрез на стоманения мост.



Фигура 16. Детайл на връзка между надлъжно ребро и пълностенен напречник (ляво) и между междинно стебло и долен пояс на стоманена кутия (дясно).

3. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Шпунтови стени като част от долното строене на мостове (обикновени или интегрални устои) са ефективни и се прилагат нерядко в европейската практика най-често при пътни и пешеходни мостове с малки отвори в изкоп. Поради специфичните теренни и хидрогеоложки условия този вариант намира широко приложение в датската строителна практика. Следва да се отбележи, че приложението на шпунтови стени за устои на мостове с малки отвори е лесно, бързо, технологично и свързано с максимална компактност на строителната площадка и сериозно намаляване на мокрите процеси, а оттам благоприятно влияние по отношение на минимизиране на замърсяването на околната среда. Обикновено детайлът на връзка между връхната конструкция на моста и шпунтовата стена е сравнително сложен и неговото изчисление и конструктивно оформление изисква сериозно внимание с оглед оптимизиране на поведението на конструкцията. Наред с това относителната гъвкавост на шпунтовите стени води до намаляване на неблагоприятните ефекти от температурни въздействия свързани с рамковия ефект при интегрални мостове. Поради компастността на строителната площадка и бързината на изпълнение такова решение може да бъде ефективно при строителство на мостове в урбанизирани територии или други притеснени условия (например свързани със собственост и отчуждаване). Възможността за приложение на шпунтови стени като елемент от долното строене на мостове с малки отвори следва да се разглежда сериозно при концептуалното проектиране, тъй като в определени случаи може да бъде по-ефективно от други стандартни решения.

ЛИТЕРАТУРА

[1] E Yandzio, Design guide for steel sheet pile bridge abutments,SCI Pulication 187, 2012, https://jdfields.com/,2018.
[2] Ryan R. Evans, Terry Wipf, David J. White, Caleb Douglas, F. Wayne Klaiber, Modified Sheet Pile Abutment for Low-Volume Road Bridge, Proceedings of the 2009 Mid-Continent Transportation Research Symposium, Ames, Iowa, August 2009. © 2009 by Iowa State University.
[3] Hans Pétursson, Design of Steel Piles for Integral Abutment Bridges, PhD Thesis, Department of Civil, Mining and Natural Resources Engineering, Luleå University of Technology, October, 2015.
[4] England L.G., Neil C.M. Tsang, David I Bush, Integral bridges, Imperial Colleage of STM, 2000
[5] Dariusz Sobala, Jaroslaw Rybak, Steel Sheet Piles – Applications and Elementary Design Issues, https://www.researchgate.net/publication/320845588_Steel_Sheet_Piles_Applications_and_Elementary_Design_Issues, 2017.
[6] http://sheetpiling.arcelormittal.com/uploads/files/Newsletter_AMCRPS_2009_03_09.pdf, 2018
[7] http://www.constructalia.com/repository/Publications/Sheet%20Piles/AMCRPS_Gen_Cat_EN.pdf, 2018
[8] https://www.steelconstruction.info/images/9/95/R4_Fig1.png, 2018
[9] https://jdfields.com/wp-content/uploads/2013/12/cs_bridge_structure_knife_edge_bearing.pdf, 2018
[10] https://www.globalrailnews.com/2017/02/15/tracklaying-completed-on-copenhagen-ringsted-railway/, 2018
[11] http://constructalia.arcelormittal.com/en/case_study_gallery/brazil/paulo_autran_tunnel_first_roadwork_in_latin_america_with_steel_sheet_piles, 2018

ОЦЕНЯВАНЕ НА ЯКОСТНИТЕ СВОЙСТВА НА СРЯЗВАНЕ НА ГЛИНЕСТИ ПОЧВИ В ГР. ЛАГОС С ИЗПОЛЗВАНЕ НА КОЕФИЦИЕНТА НА КОНСИСТЕНЦИЯ

Обафеми О. Омокунгбе[1], Олалея Абиона[2], Олуволе А. Агбеде[3]

EVALUATION OF THE SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF CLAY SOILS IN LAGOS STATE USING THEIR LIQUIDITY INDEX

Obafemi O. Omokungbe[1], Olaleya Abiona[2], Oluwole A. Agbede[3]

Abstract:
This paper correlates the shear strength (Cu) of clay soils and their liquidity index (LI) in Ikeja, Kosofe, Oshodi-Isolo and Ikorodu Local Government Areas (LGA.) of Lagos state. Atterberg limits and Triaixal tests were carried out on soil samples and results were correlated using statistical tools for simple and multiple regressions equations.
Results of linear regression for Ikeja, Kosofe, Oshodi-Isolo and Ikorodu soils gave; Cu = 278.5 + 0.698LI, 472 + 9.163LI, 472 + 9.163LI and 298.3 + 72.5LI respectively. Linear multiple regression for Ikeja, Kosofe, Oshodi-Isolo and Ikorodu gave; CU = 232.8 +80.74 LI - 28.67ϕ, 251 + 42.27 IL - 27.92ϕ, 899.2 + 5.464 LI - 27.92ϕ and 698.371+(42.271)LI - 5.585 ϕ respectively while exponential multiple regression gave; CU = (4.90402) $(0.16500)^{LI}$ + $(0.05266)^{\phi}$, (6.64407)$(0.09110)^{LI}$ - $(0.01206)^{\phi}$, (12.7621)$(2.6198)^{LI}$ - $(0.1175)^{\phi}$ and (6.64407)$(0.09110)^{LI}$ – $(0.01206)^{\phi}$ respectively. Ikeja soil gave minimum correlation coefficient of 0.849 indicating perfect correlation of the data.

Keywords:
Liquidity index, Shear Strength, Atterberg Limit, Triaxial Test, Cassagrande, Regression, Correlation, Clay Soil.

1. INTRODUCTION

This study considered the possibility of expressing the relationship between the undrained shear strength (Cu) and liquidity index (IL) of clays by an empirical equation, such that it would be possible to estimate the shear strength of a clay by using its liquidity index. It is considered that Atterberg limit tests are not only convenient but may also provide a cheaper method of assessing the quick undrained shear strength of clays.

[1] Obafemi O. Omokungbe, M.Sc., Chief Lecturer, Department of Civil Engineering,Yaba College of Technology,Yaba, Lagos, Nigeria;
[2] Olaleya Abiona, Ph.D.,Chief Lecturer, Department of Civil Engineering, Yaba College of Technology, Yaba, Lagos, Nigeria; *e-mail*: leyeabiona2002@yahoo.com
[3] Oluwole A. Agbede, Ph.D., Prof., Department of Civil Engineering, University of Ibadan, Ibadan, Nigeria

Atterberg Limits and Index properties have been in wide use for preliminary soil classification. It is well known fact that natural structure of a clayey soil has a marked influence on its engineering behaviour. The Liquid limit and plastic limit indicate the plasticity of soil and both are dependent on amount and type of clay in the soil, while the plasticity index is seen to be dependent mainly on the amount of clay present in the soil. Plasticity index in combination with the liquid limit forms the basis for identifying both the type and nature of clay.

The Atterberg limits are a basic measure of the critical water contents of a fine-grained soil, its shrinkage limit, plastic limit, and liquid limit. It is well known that over-consolidated clays have higher shear strength than unconsolidated deposits and this is also reflected in the liquidity index by the difference in moisture content. As a dry, clayey soil takes on increasing amounts of water, it undergoes distinct changes in behaviour and consistency).

This study was undertaken to determine the natural water content, liquid limit, plastic limit, plasticity index, liquidity index (using Atterberg limit) and shear strength (using liquidity index) of a soil that are to have engineering structures built on it, so as to control the effect of shrinkage and expansion and also avoid failure of any structure build on it. Thus, these test are used widely in the preliminary stage of designing any structure to ensure that the soil have the correct amount of shear strength and not too much change in volume as it expand and shrink with different moisture content. It is considered that this work provides a rough indication of the shear strength of clayey soils by using their liquidity index value

2. LITERATURE REVIEW

Proper determination of the soil shear resistance parameters (cohesion and angle of internal friction) is a major factor in the design of different geotechnical constructions. These parameters can be found either on the site or in the laboratory. The most common tests which are used for determining the cohesion and angle of shearing resistance values in the laboratory are triaxial compression and direct shear tests. However, experiment conducted on laboratory to determine the shear strength parameters is extensive, cumbersome and costly. In order to avoid these problems, numerical solutions have been developed to determine the shear strength parameters.

When the quality of the soil-strength data is poor, geotechnical engineers may wish to evaluate the shear strength as a lower bound value in making important design decisions (Wood, 1990; Kayabali and Tufenkci, 2010; O’Kelly, 2013).

Undrained shear strength and compression index are very useful parameter in order to take engineering decision. The bearing capacity of soil estimate mainly the unrdained shear strength of the soil. Laboratory test for obtaining these values are expensive and time consuming process, while the soil parameter like natural moisture content, Atterberg limits and field density can be estimated faster and cheaper. Therefore, the relationship of shear strength from water content, Atterberg limits and field density are useful for restraint of testing number and costs (Kiran and Hari, 2016, Slamet widodo *et al* ., 2014).

The measured values for the liquid and plastic limits of soils are widely used as index parameters. They are used to compute the plasticity index, which can be empirically correlated against many soil properties in geotechnical design (Vardanega and Haigh, 2014).

Sample disturbance is one of the most important factors influencing the undrained shear strength of fine-grained soils measured by laboratory techniques. The unconfined compression test (UCT) is one of the most common tools used to determine the undrained shear strength of soils. The undrained shear strength determined in this way is highly sensitive to disturbance caused by the sampling process, compared to other means such as consolidation or triaxial tests (Kamil *et al*., 2015)

(Nagaraj *et al*., 2012) further stated that published data from various literature sources clearly show that the variation of the undrained shear strength at the liquid limit is observed to be nearly 60 times (from as low as 0.2 kPa to as high as 12 kPa) and that at the plastic limit is more

than 17 times (from 35 kPa to 600 kPa), hence no unique value of undrained shear strength can be assigned either at the liquid limit or plastic limit of soils.

According to (Tuncer and Craig, 2009), the undrained strength of clays has been widely related to the liquidity index *IL*

It should be noted that regression equation between soil parameter and the Atterberg limits had been developed more than 50 years ago. Several authors have proposed relationships between strength and liquidity index and a lot of researches have been carried out in modern times due to sophistication of laboratory equipment and their relative accuracy. Determining of undrained shear strength and compressibility parameters in laboratory are however really tedious and time consuming. Therefore, a correlation between undrained shear strength and Atterberg limits is useful for restraint of testing number and costs (Slamet Widodo *et al*., 2014).Following this, several correlation equations have been proposed from the relationship between the shear strength of clay soils and their liquidity index as well as other Atterberg limits parameters.

Clay is predominant in most of the subgrade soils of Nigeria. Due to the relative abundance of these soils and ease of acquisition they have found wide application in engineering construction works. (Oyediran and Durojaiye 2011).

Obasi (2012) conducted an independent laboratory tests on some clay samples sourced from several actual project locations in Eastern Nigeria, and made relationship between undrained shear strength(Cu) and plasticity index(PI.).

Liquidity index (IL) is calculated as a ratio of the difference between the natural moisture content and plastic limit to the plasticity index (Adebisi, 2012)

The study evaluated the undrained shear strengths and the liquidity index using both linear and multiple regressional analysis.

3. METHODOLOGY

The study locations were four land areas in Lagos metropolis namely Ikeja, Ketu, Oshodi and Ikorodu. Soil samples were collected from six sampling points (designated as BH 1 – 6) in each of the locations. Disturbed samples were collected at varying depths of 0.2m to 0.3m for grain size distribution for Atterberg limits test while the undisturbed samples were collected for the Triaxial test to determine the shear strength at the depth of 0.5m. Diameter hand hanger was deployed for the sample collection for Atterberg limit test and tubes were utilized for the collection of soil sample for the triaxial shear strength test. The sample collected in the field were moved to the laboratory wrapped in polythene bags. This was to prevent moisture alteration.

The following laboratory tests carried out included the Atterberg Limit and undrained triaxial tests. The Atterberg limit tests were used to the determine the liquid and plastic limits respectively while the undrained triaxial was used to determine the shear strength of the soils.

3.1. Atterberg Limit

The liquid limit is the moisture content at which the groove, formed by a standard tool into the sample of soil taken in the standard cup, closes for 10mm on being given 25 blows in a standard manner. That is, the limiting moisture content at which the cohesive soil passes from liquid state to plastic, while the plastic limit of a soil is the statement of water or moisture content as a percentage of its dried weight.

The following procedures were observed:

i. Weight of the moisture cans were taken and named A, B, C for easy identification and recorded the weights with respective to their names on a sheet.
ii. Water was added from wash bottle little by little to the soil sample that passed the no.40 sieve pan while mixing the sample with spatula, until the ball formed is non sticky to the palm or finger.

iii. A uniform thread was formed from the soil ball was rolled into glass plate using the fingers in forward and backward movement thereby providing enough pressure of 90 strokes per minute.
iv. The thread was rolled until it was 3 mm in diameter and broken into pieces. This process was repeated for two steps until the rolling thread crumbled.
v. The weight of the crumbled soil were collected in the moisture cans (A, B, C).
vi. The moisture cans were then kept in oven for sixteen hours to dry well.
vii. The dried weights of all the soil samples were taken
viii. The water content of the soil were expressed as a percentage of the oven dried mass for each of the trials calculated. The flow curve on the semi-logarithmic graph provided the relationship between the water content and the corresponding number of drops of the cup. The flow curve is a best fit straight line drawn as nearly as possible to the plotted points.
ix. The liquid limit, LL, of the soil is the water content which corresponds to the intersection of the flow curve with the 25 drops ordinate reported to the nearest integer. This can also be done in Excel using a scatter plot, fitting a trend line using a logarithmic model to find the equation ($w = a + b[log(N)]$), then substituting a value of N = 25 into this equation and manipulating to solve for w, the Liquid Limit.
x. The portions of the crumbled roll together and place in a moisture can. 25($N\ LL = w\ 0.12N$). The container and the moist soil were weighed and dried in the oven while the other half was repeated.
xi. The plasticity index was calculated from(PI = LL – PL)

3.2. Undrained Triaxial Test

The standard undrained triaxial test is a compression test, in which the soil specimen is first consolidated under all round pressure in the triaxial cell before failure is brought about by increasing the major principal stress.

It may be perform with or without measurement of pore pressure although for most applications the measurement of pore pressure is desirable.

i. The sample was placed in the compression machine and a pressure plate was placed on the top carefully to prevent any part of the machine or cell from jogging the sample while it was being setup. The probable strength of the sample was estimated and a suitable proving ring selected and fitted to the machine.
ii. The cell was properly set up and uniformly clamped down to prevent leakage of pressure during the test, making sure that the sample was properly sealed with its end caps and rings (rubber) in position and that the sealing rings for the cell were correctly placed.
iii. After the sample was setup, water was admitted and the cell was fitted under water, escapes from the valve, at the top which was closed, but water was not required when the sample was to be tested at zero lateral pressure.
iv. The air pressure in the reservoir was increased to raise the hydrostatic pressure to the required amount. The pressure gauge was set during the test and all the necessary adjustments was made to keep the pressure constant.
v. The handle wheel of the screw jack was rotated until the underside of the hemispherical seating of the proving ring, through which the loading was applied, touched the cell piston.
vi. The piston was then lowered down by the handle until it touched the pressure plate on the top of the sample, and the proving ring was again brought in contact for another test.

4. RESULTS, ANALYSIS AND DISCUSSION

4.1. Atterberg Limit Tests

Five (5) tests were carried out on soil samples from each of the location as shown in the figures below

Table 4.1. Liquid limit results

LGA.	Type of test	LL	LL	LL	LL	LL		PL	PL
Ikeja	Container No								
	No of blows	42	35	27	19	12			
	wt. of wet soil + container (g)	28.5	33.8	38.8	45.1	43.7		24.3	26.1
	wt. of dry soil + container (g)	25.1	27.6	30.5	35.5	31.4		23.1	24.7
	wt. of container (g)	16.9	15.7	17.1	21.4	16.7		15.9	18.0
	wt. of dry soil (wd) (g)	8.2	11.9	13.4	14.1	14.7		7.2	6.7
	wt. of moisture (wm) (g)	3.4	6.2	8.3	9.6	12.3		1.2	1.4
	Moisture content (Wm.Wd)%	41.5	52.1	61.9	68.1	83.7		16.67	20.89
Oshodi	Container No								
	No of blows	40	33	27	17	13			
	wt. of wet soil + container (g)	28.8	32.7	40.5	33.3	40.2		22.5	21.4
	wt. of dry soil + container (g)	24.6	26.8	31.8	25.5	29.8		21.5	20.5
	wt. of container (g)	15.3	15.9	18.0	14.6	16.7		16.3	15.6
	wt. of dry soil (wd) (g)	9.3	10.9	13.8	10.9	13.1		5.2	4.9
	wt. of moisture (wm) (g)	4.2	5.9	8.7	7.8	10.4		1.0	0.9
	Moisture content (Wm.Wd)%	45.2	54.1	63.0	70.3	80.9		19.2	18.4
Ikorodu	Container No								
	No of blows	43	37	29	21	15			
	wt. of wet soil + container (g)	28.4	35.7	39.8	36.9	40.7		23.6	22.1
	wt. of dry soil + container (g)	24.8	29.3	30.9	28.4	30.5		22.1	20.9
	wt. of container (g)	16.5	16.7	15.6	15.6	17.4		16.7	16.4
	wt. of dry soil (Wd) (g)	8.3	12.6	15.3	12.8	13.1		5.4	4.5
	wt. of moisture (Wm) (g)	3.6	6.4	8.9	8.5	10.2		1.5	1.2
	Moisture content (Wm.Wd)%	43.4	50.8	58.2	65.6	77.9		27.8	26.7
Kosofe	Container No								
	No of blows	32	29	27	12	10			
	wt. of wet soil + container (g)	32.0	46.7	46.8	54.2	42.5		51.1	52.8
	wt. of dry soil + container (g)	30.3	42.7	39.1	44.8	35.6		47.8	49.3
	wt. of container (g)	16.3	16.8	15.6	19.0	16.1		42.5	45.3
	wt. of dry soil (Wd) (g)	14.0	25.9	23.5	25.8	19.5		5.3	4.0
	wt. of moisture (Wm) (g)	1.7	4.0	7.7	9.4	6.9		3.3	3.5
	Moisture content (Wm/Wd)%	12.4	15.4	32.8	36.4	35.4		62.3	87.5

Table 4.2. Water content

LGA.	Weight of wet sample + lid (grams)	Weight of dry sample + lid (grams)	Weight of dry sample (grams)	Weight of wet sample (grams)	Weight of wet sample (grams)	Weight of water (grams)
Ikeja	24.3	23.1	15.9	7.2	8.4	1.2
	25.1	24.7	18.0	56.7	8.1	1.4
Oshodi	22.5	21.5	16.3	5.2	6.2	1.0
	21.4	20.5	15.6	4.9	5.8	0.9
Ikorodu	23.6	22.1	16.7	5.4	6.9	1.5
	22.1	2.9	16.4	4.5	5.7	1.2
Kosofe	51.1	47.8	42.5	5.3	8.6	3.3
	52.8	49.3	45.3	4.0	7.5	3.5

Table 4.3. Computed moisture content (mc)

LGA.	Weight of Wet Sample Ww (g)	Weight of Dry Sample Ws (g)	Moisture Content M	Percentage Moisture content % M	Average Percentage Moisture Content % M
Ikeja	1.2	7.2	0.167	16.67	18.78
	1.4	6.7	0.208	20.89	
Oshodi	1.0	5.2	0.192	19.23	18.80
	0.9	4.9	0.184	18.37	
Ikorodu	1.5	5.4	0.278	27.77	27.22
	1.2	4.5	0.257	26.67	
Kosofe	3.3	5.3	0.622	62.26	74.88
	3.5	4.0	0.875	87.5	

Table 4.4. Maximum principal stress

LGA.	Cell pressure (kN/m^2)	Principal stress difference (deviator stress) (kN/m^2)	Maximum principal stress (cell pressure + deviator stress) (kN/m^2)
Ikeja	100	399.47	499.47
	200	573.16	773.16
	300	613.68	913.68
Oshodi	100	422.63	522.63
	200	639.74	839.74
	300	674.47	974.47
Ikorodu	100	451.58	551.58
	200	660.00	860.00
	300	677.39	977.39
Kosofe	100	416.8	516.8
	200	741.1	941.1
	300	810.5	1110.5

Table 4.5. Table of shear strength and liquidity index

points	Shear Strength	Liquidity index
A	528.87	1.93
B	578.95	2.02
C	596.32	2.16

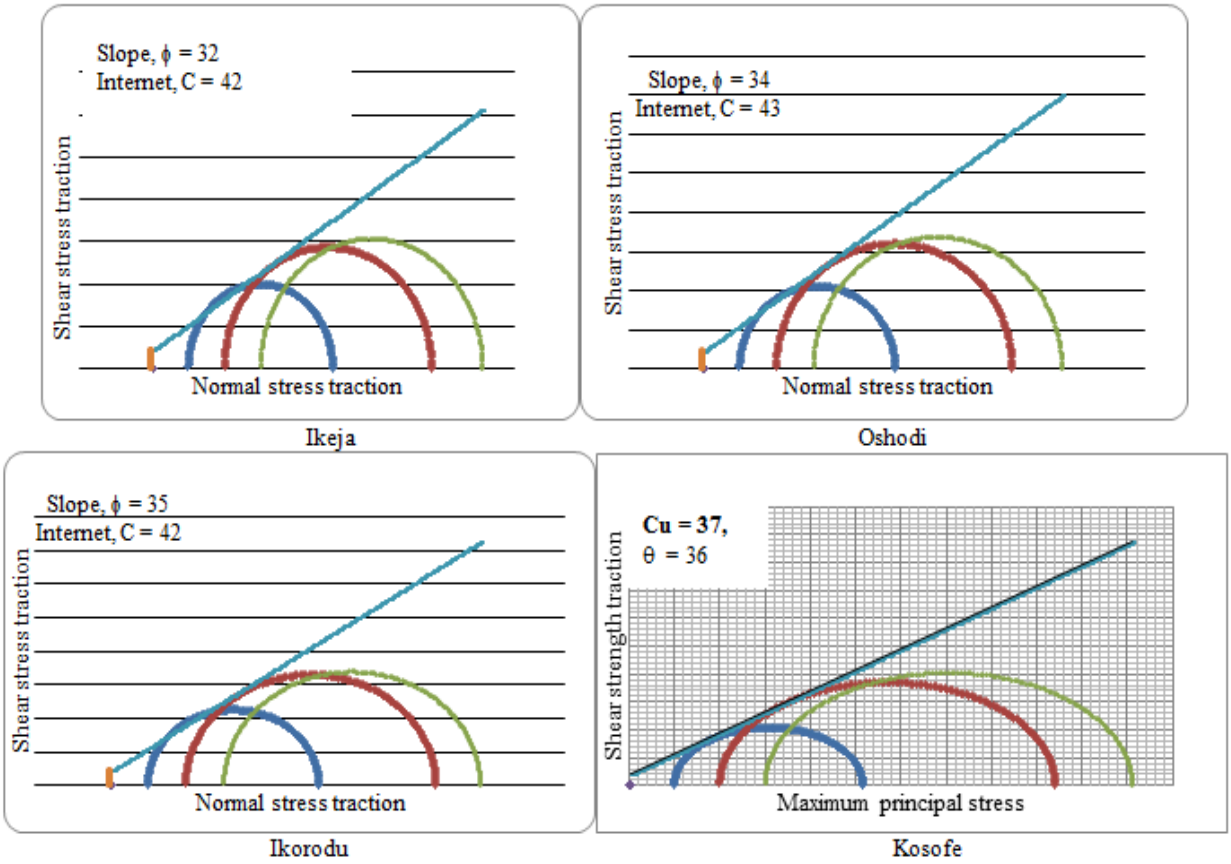


Figure 4.1. Mohr Circle graph

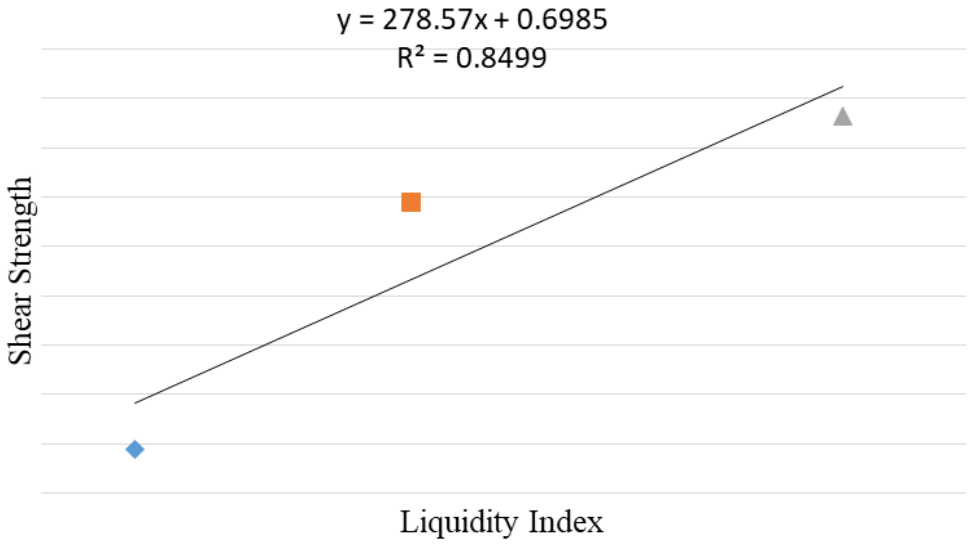


Figure 4.2. Linear regression graph for shear strength and liquidity index

4.2. Simple Regression Models

From the linear graph above

Cu= 278.5LI + 0.698

R^2 = 0.849

From the exponential graph

$Cu=270.0e^{0.494IL}$

R^2 = 0.841

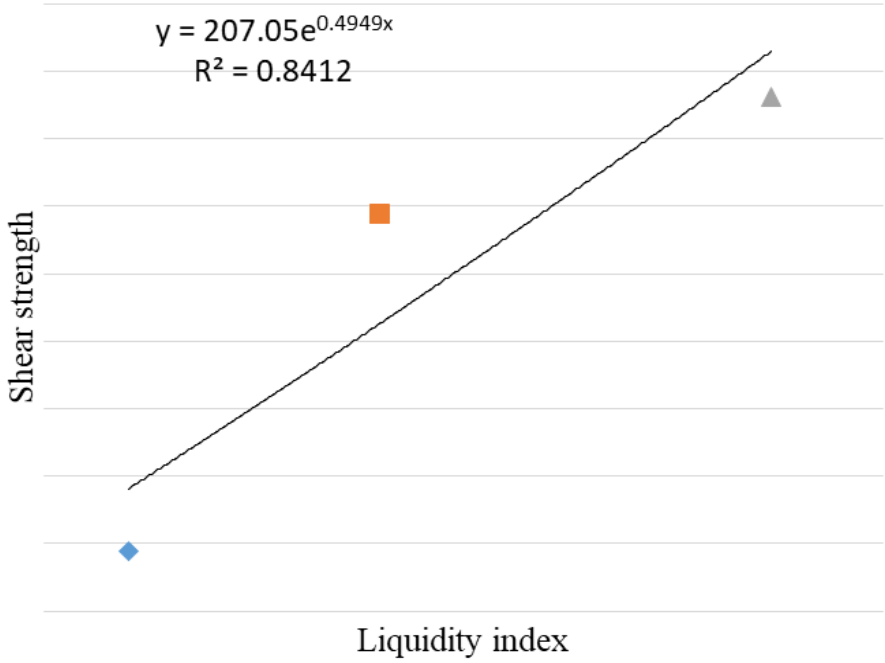


Figure 4.3. Exponential regression graph for shear strength and liquidity index

Table 4.6. Table of shear strength, liquidity index and phai (ϕ)

points	Shear Strength (Cu)	Liquidity index (LI)	Phai (ϕ)
A	528.87	1.93	32
B	578.95	2.02	34
C	596.32	2.16	35

4.3. Multiple Exponential Regression Models

Coefficients:

(Intercept)	L.I	ϕ
4.90402	-0.16500	0.05266

Equation $CU = (4.90402) - (0.16500)^{LI} (0.05266)^{\phi}$

The results shown above gives us estimate for Regressed-values and these values indicate contribution of predictors to the model. The Exponential regression model is

$CU = (4.90402) - (0.16500)^{LI} + (0.05266)^{\phi}$.This implies that *L.I* has a positive significant effect on *CU* while ϕ has a negative non-significant effect on *CU*. Hence, the best predictor of *CU* was *L.I* whereas ϕ has no effect.

4.4. Multiple Linear Regression Models

Coefficients:

(Intercept)	L.I	ϕ
-232.8	-80.74	28.67

Equation $CU = -232.8 - 80.74LI + 28.67\phi$

The Multiple Linear estimate for Regressed-values and these values indicate contribution of predictors to the model. The Multiple regression model is $CU = -232.8 - 80.74LI + 28.67\phi$. This implies that *L.I* has a positive significant effect on *CU* while ϕ has a negative non-significant effect on *CU*. Hence, the best predictor of *CU* was *L.I* whereas ϕ has no effect.

5. CONCLUSION

The relationship of shear strength and the liquidity index of soil samples collected from four locations in Lagos Metropolis, Nigeria were investigated. An exponential regression models were conducted in order to obtain the most suitable relationships between the shear strength (C_U) and the liquidity index (I_L).

i. The regression equation demonstrates that a direct linear relationship exist between shear strength value and the soil liquidity index. It was shown that the undrained shear strength is related to the liquidity index via the linear regression equations $Cu = 278.5LI + 0.698$ $(R^2 = 0.849)$
ii. The regression equation demonstrates that a direct exponential relationship exist between shear strength value and the soil liquidity index. It has been shown that the undrained shear strength is related to the liquidity index via the exponential regression $Cu = 270.0e^{0.494IL}$ $(R^2 = 0.841)$.
iii. A good agreement was observed between the actual and predicted values of shear strength, which is the main characteristic of a good fitting model.
iv. Multiple regression equations between the shear strength, liquidity index and the angle of internal friction from the mohr circle were also derived for both linear and exponential equations
v. C $CU = (4.90402) – (0.16500)^{LI} + (0.05266)\ \phi$ for the exponential and $Cu = -232.8 - 80.74\ LI + 28.67\ \phi$ for the linear equation.
vi. Liquidity index (IL) values for the soil samples are more than zero. This shows moisture content is higher than the plastic limit, and it is indicative of semi-liquid soil.
vii. In the regression equations, the value of R2 increases with increase in independent variable, which indicate that the value of shear strength influence the value of liquidity index of the soil.

REFERENCES

[1] Adebisi. N. (2012), Assessment of plasticity and compressibilty of engineering soils in Ibadan, southwestern nigeria. Department of Earth Sciences, Faculty of Science. Olabisi Onabanjo University, Ago-Iwoye, Nigeria.
[2] Bjerrum L. (1954) Geotechnical properties of Norwegian marine clays. Géotechnique; 4(2):49e69.
[3] Furkan Hamza Harputlugil (2015), revisiting the bjerrum’s correction factor: use of the liquidity index for assessing the effect of soil plasticity on undrained shear strength. journal of rock mechanics and geotechnical engineering 7 (2015) 716e721
[4] Haigh, S. K. (2012) The mechanics of the Casagrande liquid limit test. Canadian Geotechnical Journal, 49(9): 1015-1023. corrigenda, 49 (9): 1116 and 49 (11): 1329.
[5] Kayabali Kamil, Ozgür Aktürk, Mustafa Fener, Ayla Bulut Ustün, Orhan Dikmen, Furkan Hamza Harputlugil (2015), evaluation of undrained shear strength of fine-grained soils in consideration of soil plasticity. *bulletin of the earth sciences application and research centre of hacettepe university* **yerbilimleri, 36 (3), 121-136**
[6] Kayabali k. and Tufenkci, O., (2010). Undrained shear strength of remolded soils at consistency limits: Canadian geotechnical journal, 47(3), 259-266.
[7] Kiran jacob and professor Hari .G. (2016). Study on the relationship of shear strength from water content, atterberg limits and field density for kuttanad clay, international journal of innovative research in technology volume 3 issue 4 | issn: 2349-6002
[8] Nagaraj, H. B., Sridharan, A. and Mallikarjuna, H. M., (2012). Re-examination of undrained strength at attergerg limits water contents: geotechnical and geological engineering, 30, 727-736.

[9] Obasi N. L (2012). Correlation of the undrained shear strength and plasticity index of tropical clays nigerian journal of technology, vol. 24, no. 2
[10] O'kelly, B. C.,(2013). Atterberg limits and remolded strength-water content relationships: geotechnical testing journal, 36&6), 939-947.
[11] Oyediran .I. A, Durojaiye .H. F. ,(2011)Variability in the Geotechnical properties of some residual clay soils from southwestern Nigeria. International Journal of Scientific & Engineering Research Volume 2, Issue 9, September-2011 1 ISSN 2229-5518
[12] Slamet Widodo, Abdelazim Ibrahim, Shen Hong (2014). Analysis of different equations of undrained shear strength estimations using atterberg limits on pontianak soft Clay Technische universität bergakademie freiberg gustav zeuner strasse 1, 09599 freiberg, sachsen, germany;
[13] Tuncer B. Edil and Craig H. Benson (2009) comparison of basic laboratory test results with more sophisticated laboratory and in-situ tests methods on soils in southeastern wisconsin, geo engineering program department of civil and environmental engineering university of wisconsin-madison
[14] Vardanega, P. J and Haigh S. K, (2014) The undrained strength – liquidity index relationship. canadian geotechnical journal,51(9): 935-978.
[15] Wood, D. M., (1990). Soil behavior and critical state soil mechanics: Cambridge University Press, New York.

ОТНОСНО ТЕОРИЯТА НА ОРТОТРОПНАТА СТОМАНЕНА ПЛОЧА, СЪЗДАДЕНА ОТ ВИЛХЕЛМ КОРНЕЛИУС И НЕЙНОТО ПРИЛОЖЕНИЕ ПРИ АНАЛИЗА НА ДВА СТОМАНЕНИ МОСТА С ОРТОТРОПНИ ПЪТНИ ПЛАТНА ВЪВ ВАРНА

Дончо Партов[1], Хартмут Пастернак[2], Петър Греков[3], Радослав Николов[4], Антоанета Димитрова[5]

ABOUT THE THEORY OF ORTHOTROPIC STEEL PLATE ESTABLISHED BY WILHELM CORNELIUS AND ITS APPLICATION FOR ANALYSIS OF TWO STEEL BRIDGES WITH ORTHOTROPIC DECKS IN VARNA

Doncho Partov[1], Hartmut Pasternak[2], Petar Grekov[3], Radoslav Nikolov[4], Antoaneta Dimitrova[5]

Abstract:
In this paper the historico-logical development of the theory of the orthotropic steel plate established by Wilhelm Cornelius are described. The development of steel bridges, after world second war, is characterized by: a new constructive forms-steel roadway closed sections, new static systems considering the roadway as a plate rather than a beam grill, new computational methods going from rod statics to statics a continuum and determine the internal forces of the roadway as internal forces of an orthotropic plate. Moreover, the main girders, roadway and horizontal links connect statically and constructively in an entire monolithic structure. Thus, the construction follow better the really distribution of internal forces in steel structure. Loading possibility of high-quality steel material is well used, with which the economic effect of the construction increases significantly, compared with the riveted old bridges. The application of this theory allowed to build two unique steel road bridges with steel orthotropic decks in Varna.

Keywords:
Steel Road Bridges, Orthotropic Steel Plate, Wilhelm Cornelius.

[1] Doncho Partov, Prof., PhD Eng., Department of Mechanics and Mathematics, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: partov@vsu.bg.
[2] Hartmut Pasternak, Professor, DSc, Brandenburg University of Technology, Cottbus, Germany, K.-Wachsmann-Allee 2, 03046 Cottbus, Germany, *e-mail*: Hartmut.Pasternak@b-tu.de
[3] Grekov P., Assist. Prof. PhD, Department of Mechanics and Mathematics, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: petar_grekov@abv.bg
[4] Radoslav Nikolov , Civ. Eng. Bachelor , University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: radoslav.nikolov91@gmail.com
[5] Antoaneta Dimitrova, Assist. Prof., University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: tonnie_d@hotmail.com

1. INTRODUCTION

In the second half of 1945, after the end of World War II, the entire Central Europe and the European part of the USSR laid in ruins. Only in West Germany, out of 24,380 railway bridges 3149 were destroyed or damaged, i.e. 13%. 575 road bridges, (12%) being part of all 4827 bridges owned by the Ministry of Railways were destroyed. From 22 railway bridges and 20 road bridges on the Rhine, along the entire length between the Swiss and the Dutch border, at the end of the war none was left. All the 11 bridges on the river Weser were destroyed. Of the 24 bridges on the River Main 23 were destroyed, and out of 34 bridges on the Danube River – 22 were destroyed. Thousands more road bridges and most of the spectacular bridges on the roads laid in debris. Similar was the situation in other countries over which the storm of destructive war passed [5]. Of vital interest to these countries was the fast construction of road and railway network. In Fig.1, on the process of reconstruction of railway bridges in West Germany during the period 1945 – 1955 is showed [7].

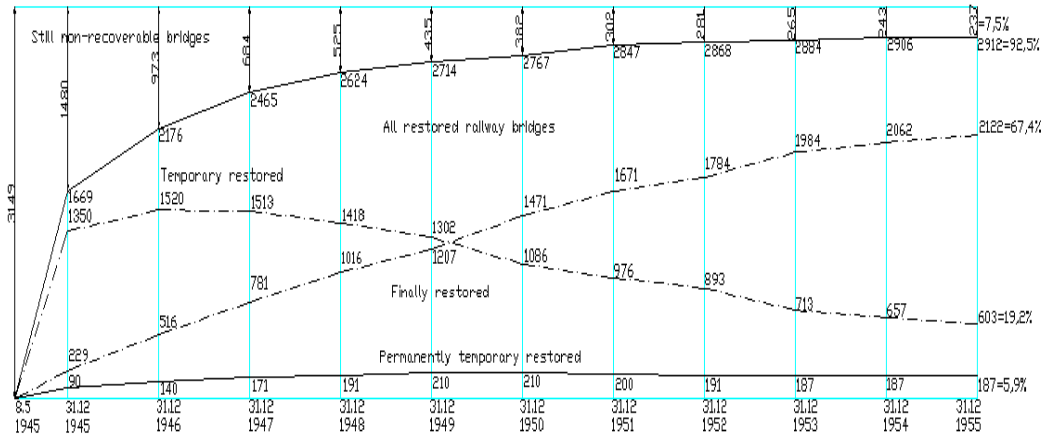


Figure 1. Diagram of remainig railway bridges in West germany for period 1945-1955, (Damage or destroyed railway bridges on 8 May 1945 equalled near 3149)

The dire economic situation after the War and the lack of the building materials necessitated to seek the most effective ways of extending the life of the existing steel bridges, beyond their life-cycle, whose condition due to inadequate maintenance during the war years was worsened. For steel bridges, age limit is 60 and for massive is 90 years. Hopeless economic situation demanded decisive savings in steel and other building materials. This gave new impetus to the theoretical, constructive and economic development in all fields of engineering. New directions in the development of steel bridges were expressed: a) in amending the existing rules for loading and the calculation of steel railway bridges and adjusting them to the actual work of construction; b) in finding new forms, static structural systems and new computational methods that cover even more, like better distribution of forces which allow for increased safety factors to use the existing reserves in the bearing capacity of the structure and material; c) in improving the quality of construction materials and creating new kinds of steel; d) perfecting the art of welding and its wide use in the construction of road and railway steel bridges; e) in designing and execution of new connections.

2. NEW COMPUTATIONAL METHODS AND CONSTRUCTIVE FORM

2.1. Railway bridges with open rode line

In order to use the fully load-bearing capacity of the steel, and thereby to increase the economic effect of the structure, it is necessary to know well the actual distribution of the forces in parts of the construction, and their deformation. Only then can a proper and appropriate distribution of the material in the construction occur. To simplify solving statically an

indeterminate and repeated space bridge system, it is usually seen as composed of separate planar systems, which do not interfere with each other. This proposition is completely arbitrary and not consistent with the requirement of knowledge of the actual operation of the bridge construction. Measurements on existing bridges showed that the loading of the longitudinal beams depends on the deflection of the main beam and vice versa [15, 25]. In fact, between the main support system and road grill there is a significant interaction. To reduce the overhead road grilled railway bridges with open roadway, usually they predicted disruptions roadway. Striving today, however, with appropriate measures to ensure full cooperation between the longitudinal and main beams, which main beams are reduced considerably. This requires longitudinal beams to construct a continuous beam of vertically protruding props, not partially bent beams as before. The vertical pass, the supports of the continuous longitudinal beam is a result on the one hand of the elastic bending of the crossbars on which they are based, and on the other hand of the elastic displacement (deflection) of the main beams, to which they have crossbars attached. The exact study of the longitudinal beams as continuous beams on elastic feeding props proves the interaction between the main and longitudinal beams relatively heavy. C. Popp [33], developed for this purpose an approximate method that is used in the German prescriptions for calculation of steel railway bridges. The influence of the elasticity of the crossbars at the bending moments of the longitudinal beams is so greater that the distance between the crossbars is - in comparison with the supporting distance between the main beams, and the resistance of the longitudinal beams against bending is - larger in comparison to that of the crossbars. The influence of the displacements of the main beam at the bending moments of the longitudinal beams decreases with increasing the distance of the support of the main beams. For large supporting distances it can be ignored. In Fig. 2 are compared influence lines of the moment of the longitudinal beam in point 2 of the present railway bridge, which spans 10 meters. Longitudinal beam was once viewed as a continuous beam on unmovable supports, then on the elastic supports, ignoring displacements of the main beams, and then under consideration of displacements the cross and the main beams. From the comparison of the three lines of influence seen, the size of the impact of displacement on the retaining moment in point 2 of the longitudinal beams is shown. The longitudinal beams can be regarded as continuously if indeed their continuity is established. This requires their upper and lower flange to contact with tensile and compressive flange plate and also to lie down on a console that would take the vertical load of the longitudinal beam and transmit it to the cross beam.

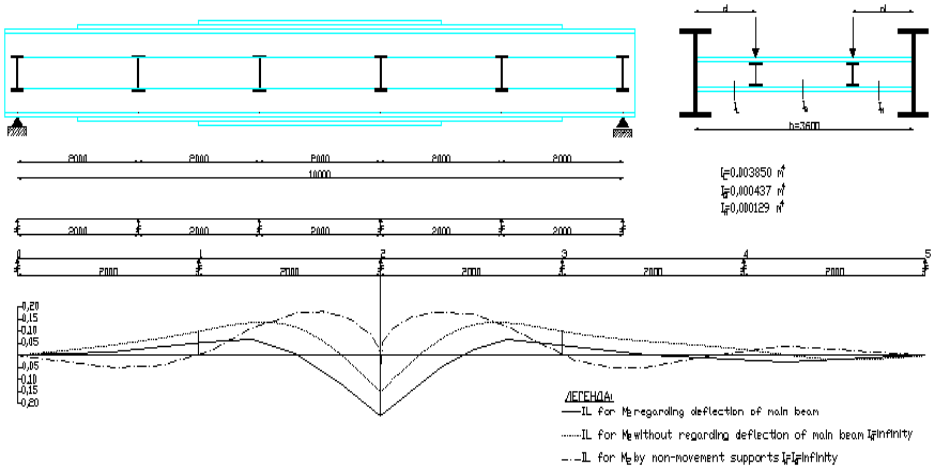


Figure 2. Railway Bridge of 10-meter span. Comparing Influence line for a bending moment in longitudinal beam in point 2

3. ROAD AND RAILWAY BRIDGES WITH CLOSED ROADWAY

3.1. Orthotropic plate

In road bridges when roadway consists of road grid (longitudinal and transverse beams) and lying on her concrete slab, longitudinal and transverse beams are calculated as separate beams, independent of each other. The plate was seen also as a stand-alone bearing element independent of each other. Every part of the roadway performed only one function, without taking into account the interaction between the individual parts. Some progress was made, when later reinforced concrete slab was joined by dowels to its supporting road grill. Thus ensuring collaboration between the steel beams and reinforced concrete slab which with its effective width increased significantly the moment of inertia of the beam. Longitudinal and cross situated beams reviewed it independently of each other, however plate already performed two functions - took acting *immediately* on it and its load *gave way* at its supporting beams, and also worked as an integral part of the road grid (like upper belt of longitudinal and transverse beams). The next decisive step taken were: a more accurate coverage of the forces exerted in the roadway, and to approach the actual work of the construction as the road began to be seen as a beam grid. Again, the plate was used as the upper belt of the beams. The calculation was conducted using a "rod statics" i.e. beam grid was seen as a system composed of individual bars (beams), without taking into account the spatial effect of the plate. *In fact but the roadway, consisting of orthogonally intersecting longitudinal and transverse beams, whose upper belts are connected to the deck plate, is forced to follow the deformations of the main girder and thus to work as an integral part of the main supporting system.* Most decisive step in bringing and adapting the bridge construction to the actual distribution of actual distribution of internal effort, was made when determining the internal forces of the roadway was reduced to determining the internal forces of an orthogonal anisotropic plate i.e. when they were approached from *bar to statics of continuum* (continuous medium)[4, 5, 22, 23]. *Resistance* against bending of the roadway transverse plane to the axis of the bridge is much greater than resistivity its longitudinal axis. Upon this particular different elasticity of the roadway, in both cross and longitudinal direction, the explanation of the anisotropy of the plate followed. In 1942 research on multi-sectional grid-systems with continuous belts (nodes are joints) was also reduced to solving a continuum as filling rods were mentally replaced with a continuous wall with constant density [2, 5, 26]. The calculation results were confirmed by model tests. All results of the study of a system as a continuum - close to real case as replaced by continuum elements - are thick distributed, i.e. as higher is the statics indeterminations. Knowing that the more elements a structure is made of, the higher its security. Removal or destruction of an element in any case means destruction of the entire structure, be aware that the functions of this element will be borne by neighboring elements. The new development of statics will result in secure and economical structures, each part of the bridge construction dimensioned at/to a different safety factor depending on the importance and the way it is engaged. When the roadway is configured as an orthogonal - anisotropic plate, abbreviated as "*orthotropic"* plate, it carries and at the same time applies in the calculation of the bridge cross-section the cross-section of the *main beam*, but also the cross-section of the *longitudinal secondary beams* and the congruent deck plate. *Orthotropic plate forms up the upper belt of the main girders.* Thus all parts of the structure, except for the implementation of their immediate destination, are included in the joint (tie) execution of the functions of the main structure.

With the construction of the steel roadway as orthotropic plate, steel road bridges have entered a new stage of development. Dead load gets reduced many times. Connection of the orthotropic plate and the main beams into a solid main supporting structure allows for facilities to be build, which by its lightness and elegance have far outweighed unknown till now borders. For example, for a full wall of beams was thought that 100 meters is the maximal and more economical a span. Today, easily transferred supporting distances over 260 meters. Figure 3a is

the cross section of the suspension bridge Köln – Mülheim, Rhine river in Köln, where can be seen the structure and the steel orthotropic deck plate. In this mode of embodiment the construction height is considerably reduced in comparison with the old embodiments, as it further allowed for huge savings of steel material.

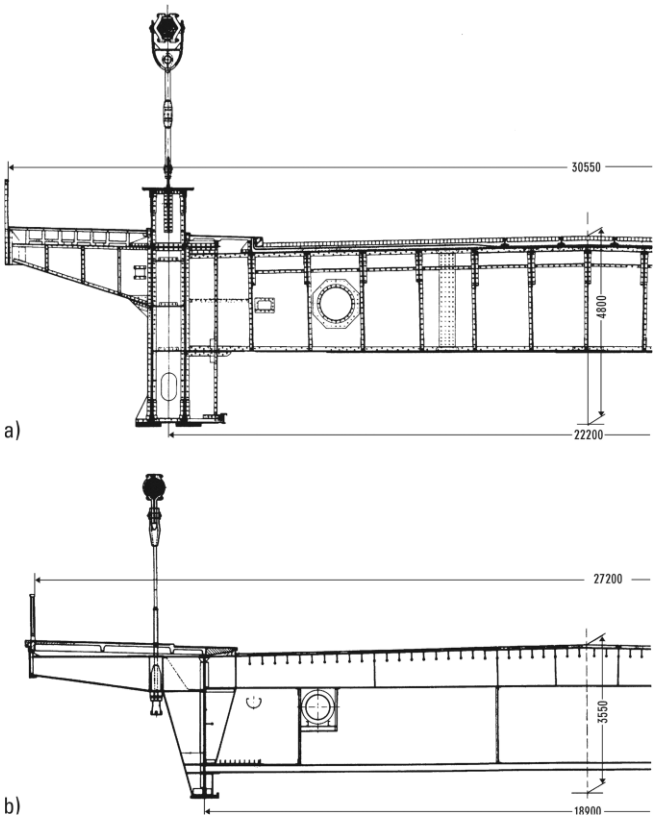


Figure 3. Suspension road bridge over the river Rhine, between Köln-Mülheim, of supporting distances 85.0 +315.0 + 85.0 m; Sections: old-a) and new bridge-b)

4. GENERAL ON ORTHOTROPIC PLATE

4.1. About the first proposed suspension bridge with a steel roadway with orthotropic deck

The development of steel bridges, as we have seen, is characterized by new constructive forms - steel roadway closed sections, new static systems - considering the roadway as a plate rather than a beam grill - with new computational methods - going from bar statics to statics a continuum and determining the internal forces of the roadway as internal forces of an orthotropic plate. Moreover, the main girders, roadway and horizontal links connect statically and constructively in an entire monolithic structure. Thus the structure is better actual allocation of domestic efforts, supporting the possibility of high-quality steel material is - well used, with which the economic effect of the construction increases significantly compared with the old bridges. Figure 3 shows the old roadway built in 1929, and suspension bridge Köln - Mülheim and the new suspension bridge built in the same place in 1951. Comparing the two carriageways shown great reduction of dead load achieved in the last twenty years. The thickness of the steel plate varies from 12 do16mm. In particular for structural reasons plate thickness design of the roadway is reduced to finding the most - favorable distribution of ribs and dimensioning. These ribs corresponding to the longitudinal and transverse beams of the normal road grill, as it is shown in Fig. 3 for old and new bridge Köln - Mannheim, however they will have to adapt to their functions in orthotropic plate. When designing the roadway as valid plate *are two principles*, that lead to an entirely new system reinforcing ribs where used less material. *The first of these principles is*: way of load from the moment they take over a driveway to his surrender to

the main structure, should be the shortest. On Fig. 3a the load, marked as dead load or movement load - through longitudinal beam is transferred onto the cross and from there on main beams. The distance between joists here is very large, the path to transmit the load on the main beam is long, the road is a heavy grill. Moreover, the use of roadway material will be fully utilized when the entire plate is included as zones of longitudinal and transverse ribs. Therefore, the distance between the ribs has to be determined so as to be equal to the supporting width of the plate (Fig. 3b). *The second principle* is that the concentrated loads must be distributed, if possible - much more on of the roadway. This can be achieved only if all the longitudinal and transverse ribs associated with lying on their road slab is continuous. The design or constructive involvement of joints will restrict load distribution. For transporting the load, which is located parallel of an abutment line, as a dead load, people, road cars etc., need a road structure have resistivity against bending only in the transverse direction. For concentrated loads, however, is required resistivity across from bending in all directions, as in isotropic plate. In reality, bridge loads are as distributed and concentrated, however, due to the large width of the bridge is dominated by the distributed. The optimum road grill must have resistivity against bending in all directions, but in the transverse direction it should be much more - greater than longitudinally. At the bridge Köln - Mülheim relationship of resistance in the longitudinal and transverse direction is 1:20, while the old version - 1:8[5]. One advantage of the theory of orthotropic plate is that it enables you to use a reserve tonnage of construction, which with known methods of calculating beam grill not taken into account. This reserve lies in the resistance of the road surface against torsion, which as a result of the eccentric arrangement of the plate relative to the parallel plane passing through the center of gravity of the overall cross-section significantly. Effective resistance to twisting roadway can be determined only on the models. To bridge Köln - Mülheim were conducted laboratory tests on one element of the actual roadway responsible manner closer to the actual load of the bridge [22]. As the results of laboratory studies prof. K. Klöppel [22] came to the conclusion, that there is hardly another support system that better suits the character and qualities of steel, both anchored on four edge steel plate. For the special advantages and competitiveness of orthotropic plate over other systems roadways testifies its mass application in recent years. For the first time orthotropic plate is used in calculations of W. Cornelius of the company M.A.N. In 1945, for several mobile road bridge, and then at a large street bridge in Mannheim over the river Neckar. As announced in 1948 competition for the bridge over the river Rhine, on the site of the destroyed bridge Köln – Mülheim, were presented 39 projects of which 20 hanging bridges. Only the M.A.N. company proposed suspension bridge with a steel roadway with orthotropic deck developed by W. Cornelius. This novelty to be implemented for such a large facility (of supporting distances 85+ 315m + 85m.) was met with uncertainty by both the Commission and the other participant-companies in the competition. After a crucial voting, choice falls on orthotropic plate. Building such structures far beyond the construction ended in1948, indicates the fact that the majority of steel bridges built after 1950 were designed a roadway with an orthotropic deck. Of all the bids tendered in 1955 - a project-contest for a fourth bridge over the river Rhine in Köln, 38 of them suggested steel bridges with a steel roadway as an orthotropic plate.

5. THEORY OF THE ORTHOTROPIC PLATE

5.1. The theory of Maksymilian Tytus Huber

Orthogonal - anisotropic plate is characterized in that its resistance against bending in two mutually perpendicular directions is different and its resistance against twisting can be arbitrarily large. We can look on her as composed of an isotropic plate (road, steel or concrete) and bracing with longitudinal and transverse ribs (beams) (Fig. 3). Orthotropic plate theory has developed more than 100 years of prof. M. T. Huber from University of Lvov in connection with solving the problem of the cross-reinforced concrete slab [16-20]. It was built on the same assumptions

on which is built the theory of isotropic plate, which leads to the assumption that the average surface of the plate is non-deformed, i.e. it is non-stretchable (movements there are equal to zero); c) the linear deformation of the plate thickness is equal to zero. XY coordinate plane right-oriented coordinate system coincides with the center of non-deformed, plane of the plate, which is also plane of symmetry. In the bridge deck longitudinal and transverse ribs are situated on the underside of the plate and its middle plane is no longer plane of symmetry (Fig. 4). The average plane of the isotropic plate (deck plate) does not match the parallel plane passing through the center of gravity of orthotropic plate (deck plate and ribs) and the stresses in the median plane of the isotropic plate are zero. The premise that the average plane of the isotropic plate is not stretchable linear and angular its deformations are zero, it is not executed [8, 36]. However, the theory of Hubert used to determine the internal forces and orthotropic plates, according to Fig.4 as are common in bridge construction. For completeness theory of Hubert for orthotropic plate will be describe briefly. We know that in the second decade of the 20th century, according [24], the calculation of reinforced concrete slabs had been based on a simple structural model, essentially based on beam theory. In the method attributed to F. Grashof [13], for example, a rectangular slab is divided into two orthogonal strips and the respective deformations and internal forces in the slab strips in the in *x* and *y* directions calculated at the points of intersection based on the condition of the equality of the deflections. The torsion in the slab is neglected in this method. On the other hand, tests on reinforced concrete slabs with the same amount of reinforcement in the *x* and *y* directions confirmed the validity of Kirchhoff's plate theory for homogeneous and isotropic slabs [21]. However, it could not be applied directly to reinforced concrete slabs purely for the reason that the bending stiffness of a reinforced concrete slab, depending on the reinforcement, can assume very different values in different directions [16]. This is why Huber, in 1914, developed the general theory of reinforced concrete slabs reinforced in both directions and derived the differential equation for their deflection $w(x,y)$ [16]. In February 1929 he held a number of lectures at the Swiss Federal Institute of Technology in Zurich and in that same year these appeared in the form of a monograph in German, published in Warsaw [17]. Witold Nowacki drew attention to the origins of the theory of the orthotropic plate as early as 1951[30]. After Huber has talked about fundamental but also critical points in the theoretical foundation of tests in reinforced concrete construction, he derives the differential equation of deflection $w(x,y)$:

$$D_x \frac{d^4 w}{dx^4} + 2H^4 \frac{d^4 w}{dx^2 dy^2} + D_y \frac{d^4 w}{dy^4} = p(x,y), \tag{1}$$

due to load $p(x,y)$ with the help of the energy principle [18]. Applied to orthotropic road decks on steel bridges, Huber's differential equation contains the plate bending stiffness transverse to the axis of the bridge (bending stiffness of the road deck plate) D_x, the plate bending stiffness in the direction of the bridge axis (bending stiffness of the longitudinal stiffeners) D_y and the effective torsional stiffness:

$$H = 0{,}5(4C + \mu_y D_x + \mu_x D_y), \tag{2}$$

for thin, homogeneous-elastic but orthogonal-anisotropic plates. Of course, Huber's theory applies to all thin, homogeneous-elastic and orthogonal-anisotropic plates such as steel or reinforced concrete. In equation (2): $2C$ is the pure torsional stiffness, μ_x is the lateral strain due to normal stress in the *x* direction; $\bullet\,\mu_y$ is the lateral strain due to normal stress in the *y* direction. In the isotropic case the plate bending stiffnesses or lateral strains in the two directions are equal, i.e. $D_x = D_y = D$. and $\mu_x = \mu_y = \mu$. The pure torsional stiffness in this

special case is: $2C = D(1-\mu)$; and entered into equation (2) this results in the value $H = D$, which means that Huber's differential equation (1) is converted into Kirchhoff's differential equation for plates [21]:

$$\frac{d^4w}{dx^4} + 2\frac{d^4w}{dx^2dy^2} + \frac{d^4w}{dy^4} = \frac{p(x,y)}{D}. \tag{3}$$

Differential equation (1), which Huber derived in the Journal *Der Bauingenieur* [19], was used by Cornelius in his version of orthotropic plate theory [4]. Therefore, a structural steelwork borrowed from reinforced concrete and during the 1950s and 1960s encouraged a far-reaching development of the theory of the orthotropic plate, driven by the technical progress in steel bridge building (Fig. 8a) and aircraft construction (Fig. 4a, 4b).

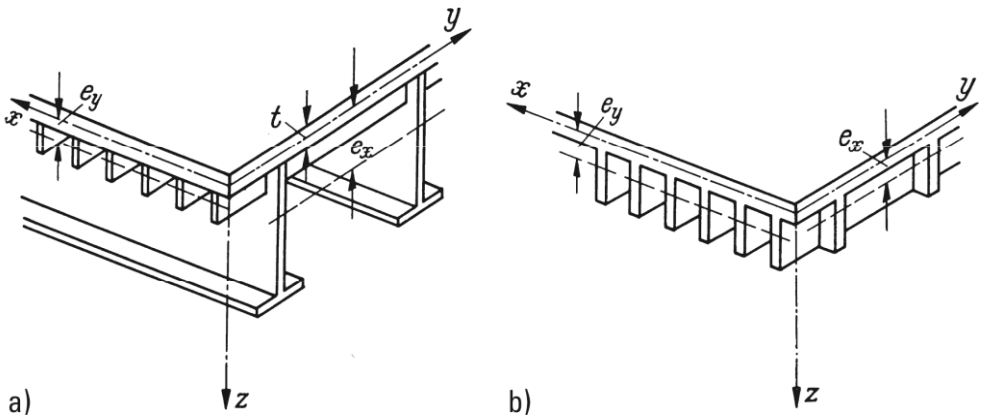


Figure 4. Plate cross-sections around 1960; flat steel plate (bridge-building)-a), integral plate (aircraft construction)-b)

5.2. The theory of William Cornelius

Only in 1945. William Cornelius suggested theory of orthotropic plate to determine the internal forces and displacements of practically occurring carriageways for linear and distributed loads, giving solutions in the form of Fourier rows. This path pics structural and economic development of the steel bridge was cleared. The study of the steel roadway as orthotropic plate reduce the use of ready-made formulas, allowing case to draw diagrams and weights them to determine the most economic - favorable distribution of longitudinal and transverse ribs. According [24], six months after the new Köln – Mülheim suspension bridge was opened, Klöppel's student Wilhelm Cornelius revealed the theoretical basis behind his recipe for success [4]. Cornelius consciously completed the transition from member to continuum analysis. It was important that Cornelius recognised the genesis of the loadbearing systems as an organic development from discontinuum to continuum, so to speak, which he also observed in reinforced concrete construction. Such a change in the modelling of loadbearing structures, from member to continuum analysis, was not new because *"even the progress in reinforced concrete construction replaced, for example, the previous structural design of lattice structures by the structural design of shells and folded plates"* [4]. Cornelius' work was based on the plate theory developed by Maksymilian Tytus Huber[16-20] for reinforced concrete construction. He solved Huber's differential equation for orthotropic plates for various types of plates such as a steel plate with

a group of rolled sections and a grillage in conjunction with a concrete slab, i.e. he specified integral functions for the deformations and internal forces and tabulated the constants for the integral functions for common types of loading.

5.3. The theory of Guyon & Massonnet

It was in 1946 that Yves Guyon presented his theory of a zero-torsion grillage based on Huber's orthotropic plate theory [13]. Charles Massonnet1996) generalised Guyon's [28), i.e. at the same time as the grillage theories of Leonhardt/Andrä and Homberg. Massonnet devised graphs for simply supported beams, constant moment of inertia and identical moment of inertia for all main girders. He therefore created another method for the simple analysis of grillages. Over the years 1955-1960 Konrad Sattler [33], extended the graphs to cover main girders with a varying moment of inertia, perimeter and inner beams with different moments of inertia and any structural system [21]. Finally, in 1966, the monograph of Bareš and Massonnet appeared [3], which embraced all the findings based on the Guyon/Massonnet method and delivered a series of new ideas and experience.

5.4. The theory of Pelikan & Esslinger

This method [31] differs from the others with its exceptional engineering approach to solving the problem from the rest. The approach is based on the actual parameters of the orthotropic bridges, as they were found in the period between years 1955 and 1975. For example, for a thickness of the orthotropic plate a size equal to 12 mm is adopted, the distance between the stems of the longitudinal ribs is assumed to be 300 mm, the distance between the transverse beams is accepted for 1,0 – 1,80 m with open cross-sections of the longitudinal ribs and between 2,0-3,0m by closed cross-sections of the longitudinal ribs. The results of the studies have been developed in the form of tables and graphs, resulting in the shortening and simplification of the calculation of the orthotropic bridge compared to the W. Cornelius method.

5.5. The Slope Deflection Method for Orthotropic Plated Bridge Decks

The composition of an orthotropic bridge deck is highly suited for modeling by way of the "Slope-Deflection Method"[1]. The structure with several trapezoidal longitudinal stiffeners allows for the swift solution of the problem for a simplified base module, consisting of part of the deck plate with only one stiffener. Afterwards, several of these base modules can be linked together to form an entire deck plate. In [1] analytical calculation method is developed and refined, which is based on the application of the above mentioned method. Although it only models a two-dimensional cross-section of the orthotropic plated bridge deck, it also incorporates the influence of the functioning in two orthogonal directions of an orthotropic plated deck as a whole. A number of spring restraints are designed representing the longitudinal and transversal stiffness of the bridge deck as well as the torsion stiffness of the longitudinal stiffeners. This calculation method can be used to study the influence of the different geometric properties of the orthotropic plated bridge deck on its overall structural behavior.

5.6. Numerical methods for design steel bridges with orthotropic plates

According [24] the publications of Guyon, Massonnet, and Cornelius were followed by numerous further contributions to the theory of orthotropic plates – the papers of Trenks, Mader, Giencke, Klöppel and Schardt to name but a few. Whereas in Huber's continuum the stiffeners must be positioned symmetrically about the central plane of the isotropic deck plate, Alf Pflüger [32] grouped together the isotropic deck plate and the "distributed" stiffeners eccentric to this into a continuum that has been named after him. Ernst Giencke also used the same theoretical basis for his work on the fundamental equations for orthotropic plates with eccentric stiffeners,

which was published in 1955 [8]. Mader [27] and Giencke [9] dealt with the discontinuity of the cross girders and considered the orthotropic steel bridge deck as a composite system consisting of Huber's continuum and the discontinuous cross girders below. According [24] in a later paper, Giencke analysed the hollow-rib plate,– a variation of the orthotropic plate whose success first came in the mid-1960s as the Krupp company took on a series of large bridges simultaneously and was forced to rely on large-scale production with maximum standardisation. At the same time, the steel industry switched the production of lightweight sheet piling sections from hot- to cold-rolling, which rendered possible the standardisation of deep trapezoidal profiles with transverse beams at spacings of up to 5 m. This technical progress led to the orthotropic bridge deck so typical these days: "Automatic welding and assembly plants for welding hollow ribs to deck plates rendered possible good-quality weld seams with good penetration for the typical solution. And the arrangement of the close-tolerance longitudinal rib penetrations through cut-outs in the cross girder webs, with adequate room for compensating for the tolerances of the trapezoidal profiles, plus the design of the longitudinal rib splices ensured details not susceptible to fatigue"[29]. The forerunners of the hollow-rib plate perfected in the 1960s had been produced many years before. Klöppel and Schardt achieved a graphic synthesis of the Huber [19] and Pflüger [32] continuum theory for anisotropic shell structures with the help of matrix calculations[23]. In 1960 Hans Schumann published his dissertation on the analysis of orthotropic rectangular plates [34], supervised by Pflüger. Schumann's theory, formulated in the language of matrix calculations, takes into account both the eccentricity and the discontinuous arrangement of the longitudinal and transverse stiffeners. In his summary he notes that the matrix formulation of his theory would simplify the programming of calculations for program-controlled automatic electronic calculators[35]. The consequential matrix formulation can be regarded as equally important because it considerably simplified the transformation into algorithms for computer programs. Giencke was the driving force behind this development. In 1967 he managed to formulate a finite method for calculating orthotropic plates and slabs[11]. Three years later, Giencke, together with J. Petersen, published a finite method for calculating shear-flexible orthotropic plates[12], which at that time were being used more and more in building for sandwich constructions.

6. ABOUT TWO STEEL BRIDGES WITH ORTHOTROPIC DECK IN VARNA

6.1. When Bulgarian bridge construction enters in a new phase of development

Bulgarian bridge construction enters a new phase of development as a result of the decision of the expert council of the Ministry of Transport of 22 May 1968, which gives the green light for the use of steel structures in bridge construction in the country. This reasonable act gives the opportunity to announce several competitions for bridging large obstacles, which in that period of development of reinforced concrete technology could not be realized. Two of these steel bridges were built with orthotropic steel deck in Varna, whose design, research and development will be the subject of this article.

6.1. "Asparuhov" Bridge

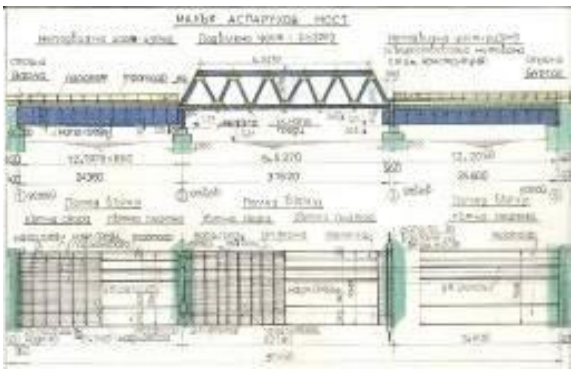
The "Asparuhov" bridge is located at the entrance of the "Black Sea" highway to the city of Varna (Figure 5). The bridge caries the highway traffic over the ship canal which connects the Varna Lake with the Black Sea. The bridge structure is composed by two parts: the reinforced concrete part and the steel part. The "Asparuhov" bridge was opened to traffic in 1976. The bridge consists of two parallel parts which rise up to 50.00 m above the canal. The total length of the bridge is 2050.00 m and includes 39 spans of 40.20 m of precast prestressed concrete T-beams of 2.4 m deep and 3 spans of 80.50 + 160.00 + 80.50 m steel structure. The steel part of the bridge passes over the ship canal. It is a 3-span continuous welded orthotropic box beam. The box section is 5.50 m wide and has a varying depth from 2.80 m to 6.60 m. The stability

problems of the box-section are solved by adding of “V”-shaped braces placed at every 4.00 m. The connections between the assembly units are by high strength bolts. The pier bearings are steel rollers produced by “Creutz” company. The bridge superstructure was constructed using a semi-cantilever launching method.

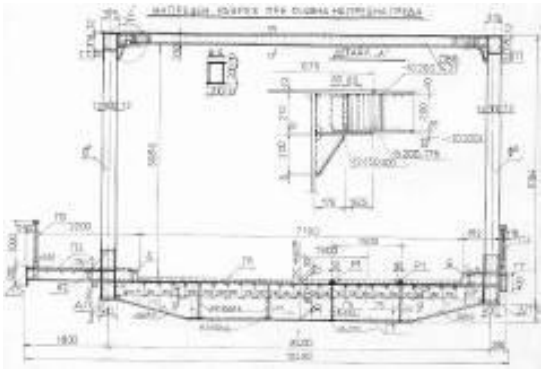
Figure 5. “Asparuhov” bridge, View on the orthotropic bridge

6.2. “Varna Lake” movable bridge

The “Varna Lake” movable bridge is a steel structure near Varna (Fig.6a,b,c). The bridge caries the railway and road traffic of the industrial part of Varna over the ship canal which connects the Varna Lake with the Black Sea. The bridge was designed and built by the “MAN” company. It was opened to traffic in 1939. The bridge is a 3-span riveted steel structure with a total length of 80.34 m and consists of two stationary parts with spans of 24.36 m and a movable central span of 31.62 m. In 1975 the movable part of the bridge was completely destroyed by a ship accident and the stationary parts were seriously damaged. The new “Varna Lake” movable bridge was designed by B. Bankov. The central movable part is a trough truss structure which consists of two identical Warren trusses with spans of 31.62 m which include 6 panels of 3.162 m long. The portal bracing of the trusses is formed by box-sections members placed at upper joints of the trusses. The Asparuhovo side stationary part remains as the original riveted structure. The old bridge piers are used for a new movable part. The bearings are elastomeric bearing pads.



a)



b)

Figure 6. “Varna Lake” movable bridge: Longitudinal section-a), Cross-section-b), View on the orthotropic bridge-c)

REFERENCES

[1] Backer Hans., Outier A., Delesie C., Bogaert P. The Slope Deflection Method for Orthotropic Plated Bridge Decks, Proceeding of International Orthotropic Bridge Conference, Sacramento, California, august, 25-30,2008, pp. 168-183.
[2] Bankov B., Über das statische Verhalten mehrteiliger Fachwerke, Dissertation, Darmstadt, 1944.
[3] Bareš R., Massonnet C. Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes. Dunod, Paris 1966.
[4] Cornelius W., Die Berechnung der ebenen Flächentragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonal-anisotropen Platte. Der Stahlbau 21 (1952), H. 2, pp. 21-24, H. 3, pp.43-48 & H. 4, pp. 60-64.
[5] Cornelius W., Die Wirtschaftliche Entwurf der Stahlplattefahrbahn(orthotrope Platte). Ebenda, 1952.
[6] Ernst E., Über die Entwickliung des Eisenbahnbrückenbaues bei der Deutschen Bundesbahn, ETR, 1954.
[7] Ernst E., Der Brücken und Ingenieurhochbau der Deutschen Bundesbahn im Jahre 1954, Die Bautechnik, H. 7, H. 9, und H. 10, 1955.
[8] Giencke E., Die Grundgleichungen für die orthotrope Platte mit exzentrischen Steifen. Der Stahlbau 24 (1955), H.6, pp.128-129.
[9] Giencke E., Die Berechnung von durchlaufenden Fahrbahnplatten. Der Stahlbau 27, 1958, H.9, pp.229-237, 11, pp. 291-298 & 12, pp. 326-332.
[10] Giencke E., Einfluß der Steifen-Exzentrizität auf Biegung und Stabilität orthotroper Platten. In: Beiträge aus Statik und Stahlbau, pp. 35-61. Stahlbau-Verlags-GmbH, Cologne 1961.
[11] Giencke E., Ein einfaches und genaues finites Verfahren zur Berechnung von orthotropen Scheiben und Platten. Der Stahlbau 36,1967, H.9, pp. 260-268 & H.10, pp. 303-315.
[12] Giencke E., Petersen J., Ein finites Verfahren zur Berechnung schubweicher orthotroper Platten. Der Stahlbau 39 1970, H. 6, pp. 161-166 & 7, pp. 202-207.
[13] Guyon M.Y. Calcul des ponts larges à poutres multiples solidarisées par des entretoises. Annales des Ponts et Chaussées 24, 1946, H. 5, pp. 553-612.
[14] Grashof F., Theorie der Elasticität und Festigkeit mit Bezug auf ihre Anwendungen in der Technik. 2nd, rev. ed. Rudolph Gaertner, Berlin ,1878.
[15] Hartmahn F., Stahlbrücken, Deuticke, Wien, 1951.
[16] Huber M.T., Die Grundlagen einer rationellen Bemessung der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten. Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines 66 1914, 30, pp. 557-564
[17] Huber M., T. Teoria płyt prostokątnie różnokierunkowych wraz z technicznymi zastosowaniami (theory and technical applications of orthotropic plates). Archiwum Towarzystwa Naukowego, Lwów, 1921 [in Polish].

[18] Huber M.T., Über die genaue Biegungsgleichung einer orthotropen Platte in ihrer Anwendung auf kreuzweise bewehrte Betonplatten. Der Bauingenieur,30,H.6,1925,pp. 878-879.
[19] Huber M. T., Die Theorie der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten nebst Anwendungen auf mehrere bautechnisch wichtige Aufgaben über rechteckige Platten. Der Bauingenieur,12,H.4,1923, pp. 354-360 & H. 13, pp.392-395.
[20] Huber M. T., Probleme der Statik technisch wichtiger orthotroper Platten. Nakładem Akademji Nauk Technicznych, Warsaw 1929 [in Polish].
[21] Kirchhoff G. R., Über das Gleichgewicht und die Bewegung einer elastischen Scheibe. Journal für die reine und angewandte Mathematik 40, 1850, pp. 51-88.
[22] Klöppel K., Zur orthotropen Platte aus Stahl, Festschrift Köln-Mülheim,1951.
[23] Klöppel K. Schardt R. Systematische Ableitung der Differentialgleichungen für ebene anisotrope Flächentragwerke. Der Stahlbau 29, 1960, H. 2, pp. 33-43.
[24] Kurrer K. E., On the history of the orthotropic bridge deck; Proceedings of the 12th International Conference on Metal Structures – ICMS, Wrocław, 2011, pp.52-65.
[25] Krabbe, D., Das Zusammenwirken von Fahrbahngurt und Farhrbahnrost bei Fachbrücken, Der Stahlbau, H. 8, 1939.
[26] Lie K. H., Berechnung der Fachwerke und ihrer verwandten Systeme auf neuem Wege, Der Stahlbau, 1944.
[27] Mader F. W., Die Berücksichtigung der Diskontinuität bei der Berechnung orthotroper Platten. Der Stahlbau, 26, 1957, H.10, pp. 283-289.
[28] Massonnet C., La répartition transversale des charges dans les ponts à arcs multiples. Mémoires Association International des Ponts et Charpentes 9, 1949, pp. 341-366.
[29] Minten J., Sedlacek G., Paschen M., Feldmann M., Geßler A., SPS – ein neues Verfahren zur Instandsetzung und Ertüchtigung von stählernen orthotropen Fahrbahnplatten. Der Stahlbau, 76, 2007, H.7, pp. 438-454.
[30] Nowacki W., Teoria płyt. Przegląd Mechaniczny 10,1941, H. 6, 164-166.
[31] Pelikan W., Eßlinger M. Die Stahlfahrbahn. Berechnung und Konstruktion. MAN-Forschungsheft 7, K.G. Kieser, Augsburg, 1957
[32] Pflüger A., Zum Beulproblem der anisotropen Rechteckplatte. Ingenieur-Archiv 16,1947, 16, pp. 113-120.
[33] Popp C., Zur genaueren Berechnung der Fahrbahngurt-Längsträtrager stählerner Eisenbahnbrücke, Forschunghafte aus dem Gebiete des Stahlbaues, H.10, 1954.
[34] Sattler K., Lehrbuch der Statik. Theorie und ihre Anwendung. Zweiter Band. Höhere Berechnungsverfahren; Teil A: Spannungen und Schnittbelastungen. Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg/NewYork ,1974.
[35] Schumann H., Zur Berechnung orthogonal-anisotroper Rechteckplatten unter Berücksichtigung der diskontinuierlichen Anordnung der Rippen. Der Stahlbau 29, 1960, 10, 302-309.
[36] Trenks K., Beitrag zur Berechnung orthogonal anisotroper Rechteckplatte. Der Bauingenieur, 29, 1954, H.10, pp. 372-377.

ИЗСЛЕДВАНЕ ФЕНОМЕНА НА ПЪЛЗЕНЕТО НА БЕТОНА В КОМБИНИРАНА СТОМАНО-СТОМАНОБЕТОННА ГРЕДА В ПЕРИОД ОТ 100 ГОДИНИ – СРАВНИТЕЛЕН АНАЛИЗ МЕЖДУ ЧИСЛЕНО РЕШЕНИЕ, БАЗИРАНО НА ИНТЕГРАЛНИ УРАВНЕНИЯ НА ВОЛТЕРА И (AAEM) МЕТОД НА БАЖАНТ

Дончо Партов[1], Веселин Кънчев[2]

100 YEARS CREEP PHENOMENA IN COMPOSITE STEEL-CONCRETE BEAM –COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN NUMERICAL SOLUTION WITH VOLTERRA INTEGRAL EQUATIONS AND (AAEM) METHOD OF BAŽANT

Doncho Partov[1], Veselin K. Kantchev[2]

Abstract:
The paper presents a precise analysis of the stress-strain behaviour due to creep in statically determinate composite steel-concrete beam according to numerical method in comparison with (AAEM) method of Bažant. The analysis is based on the results obtained by numerical solution with Volterra integral equations and algebraic equation of Bažant, derived for determining the redistribution of stresses in beam section between concrete plate and steel beam with respect to time "t". The creep law of concrete, according EC2 provisions is used. On the basis of the theory of the viscoelastic body of Arutyunian–Trost-Bažant it is analyzed the migration of stresses from concrete plate to steel beam using two independent Volterra integral equations of the second kind and two independent algebraic equations. The duration of the course of study was adopted 100 years. Developed method will allow soon be confronted methods for calculating the composite beams according to EC4 considering rheology of concrete based on the reduced elastic modulus of concrete.

Keywords:
Steel-Concrete Section, Integral Equations, Rheology, EC2 model, AAEM Method.

1. INTRODUCTION

The time-varying behaviour of composite steel-concrete members under sustained service loads drawn the attention of engineers who were dealing with the problems of their design more than 60 years[3,4,5]. The solution of structural problems involving creep and shrinkage

[1] Doncho Partov, Prof., PhD Eng., Department of Mechanics and Mathematics, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: partov@vsu.bg.
[2] Veselin K. Kantchev, Prof., PhD Eng., Department of Mechanics and Mathematics, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: kantchev@vsu.bg.

phenomena in composite steel-concrete beams has been an important task for engineers since the first formulation of the mathematical model of linear visco-elasticity. From an historical point of view the evolution of the research on this topic, as in many other research fields, has been dramatically influenced by the diffusion of computer technology, starting from the early seventies of past century. Before this event the research was mainly oriented on finding closed form solutions of simple analytic formulations of the creep models. The theory of heritage and the theory of aging, the use of exponential formulations of creep have developed and largely adopted because of their capability to generate closed form solutions of structural problems. Creep and shrinkage have a considerable impact upon the performance of composite beams, causing increased deflection as well as affecting stress distribution. Creep in concrete represents dimensional change in the material under the influence of sustained loading. In general, time-dependent deformation of concrete may severely affect the serviceability, durability and stability of structures[5, 16].

2.ABOUT SOME METHODS FOR TIME- DEPENDENT ANALYSIS OF COMPOSITE STEEL - CONCRETE BEAMS REGARDING RHEOLOGY WITH ACCENTS OF AAEM METOD

2.1. Common considerations

The first works, which give the answer to this problem are based on the Law of Glanville(1933) –Dischinger(1937,1938) - theory of aging[6,7], or also called the rate - of - creep methods, which first formulated a time-dependent stress-strain differential relationship for concrete. Its refinement is known as the improved “Dischinger theory of aging” was proposed from Rüsch-Jungwirth-Hilsdorf(1973)[15] or rate of flow method proposed from England and Illston(1965). Another scientific works which give the answer to this problem used the theory of Maslov(1940)[9] - Arutyunyan(1952)[3] –Prokopovich-(1963)[13]-Aleksandrovskii(1966)[2]. This theory is obviously much more complicated than the „theory of aging”, but the theory of aging, is substantially more complicated than the *effective modulus method(EMM)*. This method connected with the name of McMilan(1916) transform the creep solution for time *t* from the problem of the *”viscoelasticity*” in elastic structural analysis based on the so called effective modlus: $E_{eff} = 1/J(t,\tau) = E(\tau)/1+\varphi(t,\tau)$. For the designers of the composite steel-concrete construction, is better to know that this method is exact only if the loads and stresses in a structure have a single-step history, *which means that they are constant from the moment of first loading*. This fact is more far from true, in internally statically indeterminate system with significant stress redistributions induced by creep or shrinkage, as in the case of composite steel-concrete construction. The same problems we met in the statically indeterminate system, where the changes in the structural system during the construction arise, or if the permanent loads are not applied at once. Many books and papers connected with the Law of Dischinger represent one independent group of normal forces $N_{c,r}(t)$, $N_{a,r}(t)$ and bending moments $M_{c,r}(t)$, $M_{a,r}(t)$,

for which it is characteristic that by writing equilibrium and compatibility equations and the constitutive laws for the two materials, the problem is governed by a system of two simultaneous differential equations, which have been derived and solvedFig.1). Further development of rheology as a fundamental science and its application to concrete as well as a great number of investigations in the field of creep of concrete have led to new formulations of the time-dependent behavior of concrete. These new formulations giving the relationship between $\sigma_c(t)$ and $\varepsilon_c(t)$ are formulated by integral equations, which present the basis of the theory of linear viscoelastic bodies. The integral-type creep law, i.e., the superposition equation for uniaxial prescribed stress history $\sigma(t)$, is expressed by:

$$\varepsilon_c(t,t_0) = \varepsilon^{sh}(t) + \sigma(t_0)J(t,t_0) + \int_{t_0}^{t} \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} J(t,\tau)d\tau \,. \quad (1)$$

Since the solutions of structural creep problems with realistic compliance function , such as in ACI209R-92, EC2 and G&L models for creep of concrete provisions cannot be performed analytically and require a deep knowledge in the higher level of mathematics theory(integral equations of Volterra, numerical solutions of such of type equations, using formulae of quadratures - such as: trapecoidal rules, Simpson, Chebyshov, Gaus, Euler-Gregory -Macloren, simplified approximate methods have been favoured by designers.

2.2. Formulation of the age-adjusted effective modulus method

However, in order to avoid the mathematical problems in solving of the integral equations of Volterra for treating the problem connected with the creep of concrete structures, it has been revised the integral relationship into new algebraic stress-strain relationship:

$$\varepsilon_{ct} = \frac{\sigma_{c0}}{E_{c0}}\left[1+\varphi_t\right] + \frac{\sigma_{ct}-\sigma_{c0}}{E_{c0}}\left[1+\rho\varphi_t\right]. \quad (2)$$

where ρ is the relaxation coefficient known from Trost-Zerna works[17]. When more extensive test date and data of long duration became available and were systematically analysed from Bažant[4, 8], it turned out that the afore-mentioned theory leading to differential equations are overall not more accurate than the effective modulus methods(Partov and Kantchev-[10,11,12]), which leads to algebraic linear equations with respect to time *t*. According Bažant and Jirasek[8] none of them is sufficiently accurate compared to the computer solutions for e realistic (un - simplified) compliance function based on long – time –measurements with a broad range of ages at loading. A remedy that is sufficiently accurate in most basic situations we can found in the *age-adjusted effective modulus method*, proposed and mathematically proven by Bažant[8], as a modification and refinement of the relaxation method, semi-empirically developed by Trost[14,17]. The *age-adjusted effective modulus (AAEM) method* is formulated for a one-step loading history. The AAEM methods is development from Bažant[4,8] as follows. The history of stress and strain between the initial and the current state is approximated by a linear combination of creep at constant stress and relaxation at constant strain. Let's now recall that the strain α, suddenly applied at time t_1 and subsequently kept constant, produces stress history: $\sigma(t) = \alpha.R(t,t_1)$, where $R(t,t_1)$ is the relaxation function[8]. Also, the stress β, suddenly applied at time t_1 and subsequently kept constant, produces strain history: $\varepsilon(t) = \beta.J(t,t_1)$, where $J(t,t_1)$ is the compliance function. Now using the principle of superposition he state, that the strain and stress histories correspond to each other, what mean that the two expressions satisfy the viscoelastic constitutive equations: $\varepsilon(t) = \alpha + \beta.J(t,t_1)$; $\sigma(t) = \alpha.R(t,t_1) + \beta$; by: $t \geq t_1$. After that, he admit that the coefficient α and β can be expressed in terms of the stress values $\sigma(t_1^+) = \sigma_1$, just after load application, and $\sigma(t) = \sigma_1 + \Delta\sigma$, at current time t . Substituting these values into $\sigma(t) = \alpha.R(t,t_1)$ and recalling that: $R(t_1,t_1) = 1/J(t_1,t_1) = E(t_1)$ = elastic modulus at age t_1, we obtained a set of two linear equations for α and β : $\alpha.E(t_1) + \beta = \sigma_1$; $\alpha.R(t,t_1) + \beta = \sigma_1 + \Delta\sigma$; from which it is possible to calculate the coefficients: $\alpha = \Delta\sigma/(R(t,t_1) - E(t_1)$ and $\beta = \left[\Delta\sigma.E(t_1)/E(t_1) - (R(t,t_1)\right] + \sigma_1$. Using this results, it is easy to evaluate from $\varepsilon(t) = \alpha + \beta.J(t,t_1)$ the initial (elastic) strain:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon(t_1^+) = \alpha + \beta.J(t_1,t_1) = \alpha + \beta/E(t_1) = \sigma_1/E(t_1) \,. \quad (3)$$

and the strain increment:

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon(t) - \varepsilon(t^{+}_{1}) = \beta\left[J(t,t_1) - J(t_1,t_1)\right] == \Delta\sigma\frac{E(t_1).J(t,t_1)-1}{E(t_1)-R(t,t_1)} + \sigma_1\left[J(t,t_1) - 1/E(t_1)\right]. \quad (4)$$

If the expressions : $E(t_1).J(t,t_1)-1$ is recognized as the creep coefficient: $\varphi(t,t_1)$. So, if we introduce the so called *age-adjusted effective modulus as follows:*

$$E^{//}(t,t_1) = \frac{E(t_1)-R(t,t_1)}{E(t_1).J(t,t_1)-1} = \frac{E(t_1)-R(t,t_1)}{\varphi(t,t_1)}. \quad (5)$$

If we replace: $\sigma_1 / E(t_1)$ by ε_1 according the above mentioned formulae, the formulae (4) assumes a convenient form:

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E^{//}(t,t_1)} + \varepsilon_1.\varphi(t,t_1). \quad (6)$$

This is the fundamental equation of AAEM, stating by brilliant way from Bažant[8], that the increment of strain over the interval (t_1,t) is equal to the increment of stress divided by the effective modulus plus the initial(elastic) strain multiplied by the creep coefficient.
For convenience the *age-adjusted effective modulus, whose primary definition is (5), can be expressed in the form:*

$$E^{//}(t,t_1) = \frac{E(t_1)}{1+\chi(t,t_1)\varphi(t,t_1)}; \quad (7)$$

which represent a correction of the effective modulus. This has the advantage that the so- called aging coefficient:

$$\chi(t,t_1) = \frac{E(t_1)}{E(t_1)-R(t,t_1)} - \frac{1}{\varphi(t,t_1)}. \quad (8)$$

varies relatively little (usually from 0,5 to 1,0, where the 0,8 is as the most typical value).
The values $\chi = 1$ characterizes the limiting case of non-aging material well. Indeed if there is no aging, as in the case of shorter creep durations for concrete loaded at old age, the optimal value of χ is closed to 1(about 0,992), and $E^{//}$ is nearly equal to $E_{eff.}$. Tables of χ computed for certain compliance functions, have been included in ACI Committee 209 design recommendations. To avoid a computer solution of the relaxation function $R(t,t_1)$ for a given compliance function $J(t,t_1)$, one may use the following semi-empirical approximate formula with correct asymptotic properties [8]:

$$R(t,t_1) = \frac{0,992}{J(t,t_1)} - \frac{0,115}{J(t,t-1)}\left[\frac{J(t-\Delta,t_1)}{J(t,t_1+\Delta)} - 1\right]; \quad \Delta = \frac{t-t_1}{2} \quad (9)$$

For normal concrete the error of this formula(recommended for calculating χ in CEB-FIP Model Code 1990, (Eqs.5.8-7 and 5.8-3) is generally under 1%)[8].

By using algebraic approach a new simpler forms for (1) are obtained from Bažant[8]. His methods are based on the hypothesis that the strain in the concrete fibers can be considered as a linear function of the creep coefficient. This permits transforming (1) in to (10):

$$\varepsilon_c(t,t_0)=\varepsilon^{sh}(t)+\sigma_c(t_0)\left[\frac{1}{E_c(t_0)}+\frac{\varphi_{28}(t,t_0)}{E_{c28}}\right]+\left[\sigma_c(t)-\sigma_c(t_0)\right]\left[\frac{1}{E_c(t_0)}+\frac{\chi(t,t_0)\varphi_{28}(t,t_0)}{E_{c28}}\right]. \quad (10)$$

where:

$$\chi(t,t_0)=\frac{E_c(t_0)}{E_c(t_0)-R(t,t_0)}-\frac{E_{c28}}{E_c(t_0)\varphi_{28}(t,t_0)}. \quad (11)$$

is the aging coefficient; $\varphi(t,t_0)$ - the creep coefficient ; $R(t,t_0)$ - relaxation function, i.e., the stress response to a constant unit strain applied at the time t_0; E_c - the elastic modulus of concrete at 28 days. The age-adjusted effective method (AAEM) directly assumed the expression provided by (11) for the aging coefficient. In this case, it is necessary to evaluate previously the relaxation function $R(t,t_0)$. This function is calculated numerically by applying the step-by-step procedure of the general method to the integral type relation between the creep and the relaxation function. The main advantage of the method, consequent to the adoption of the algebraic formulation instead of the hereditary integral formulation for the constitutive viscoelastic equations of the different parts, consists in avoiding the need to store the time history of each sub-element. One other advantage of the AAEM method is the fact that $\chi(t,t')$ varies relatively little with the age t' for sufficiently long elapsed times. Its long-term values are in a range between 0,5 and 1,0, the most common values, for typical values of t' and other influencing parameters, being contained in a narrower range between 0,7 and 0,9, in particular for B3 and GL2000 creep prediction models. It is often adequate to use the value $\chi=0,8$. In the papers [10,11,12] using the mathematical model in Fig. 1, the authors introduce the system of linear Volterra integral equation of second kind and obtain the results from their numerical solutions. The kernels of the integral equations contain the respective creep functions corresponding to the model EC2 [1].

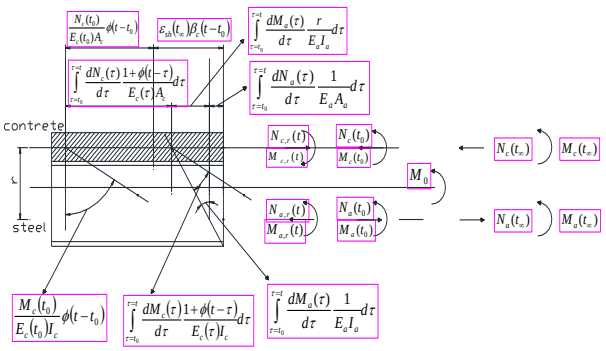


Figure 1. Mathematical model

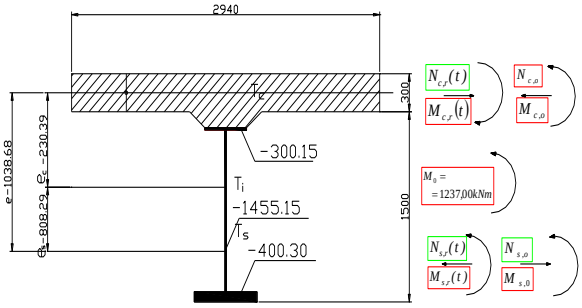


Figure 2. Composite beam

3. BASIC ASSUMTION AND MATERIAL CONSTITUTIVE RELATIONSHIP

The hypotheses in the elastic analysis of composite steel-concrete sections with stiff (rigid) shear connectors are assumed as following in [10,11,12,16].:

4. BASIC EQUATION EQUILIBRIUM

Let us denote both the normal forces and the bending moments in the cross-section of the plate and the girder after the loading in the time t = 0 with $N_{c,0}$, $M_{c,0}$, $N_{a,0}$, $M_{a,0}$ and with $N_{c,r}(t)$, $M_{c,r}(t)$, $N_{a,r}(t)$, $M_{a,r}(t)$ a new group of normal forces and bending moments, arising

due to creep and shrinkage of concrete. For a composite bridge girder with $J_c = \frac{A_c(nI_c)n}{A_s I_s} \leq 0.2$ according to the suggestion of (Sonntag 1951) we can write the equilibrium conditions in time *t* as follows:

$$N(t) = 0; \quad N_{c,r}(t) = N_{a,r}(t); \tag{12}$$

$$\sum M(t) = 0; \quad M_{c,r}(t) + N_{c,r}(t) r = M_{a,r}(t). \tag{13}$$

Due to the fact that the problem is a twice internally statically indeterminate system, the equilibrium equations (12), (13) are not sufficient to solve it. It is necessary to produce two additional equations in the sense of compatibility of deformations of both steel girder and concrete slab in time *t* (Fig. 1).

5. DERIVING THE GENERALISED MECHANIC-MATHEMATICAL MODEL USING INTEGRAL EQUATIONS OF VOLTERRA ACCORDING EC2

Using the strain compatibility on the contact surfaces between the concrete and steel members and compatibility of curvatures when $\tau = t$, for constant elasticity module of concrete, after integrating the two equations by parts transforming the integrals into Riemann ones and using the (12) and (13) for assessment of normal forces $N_{c,r}(t)$ and bending moment $M_{c,r}(t)$ two linear integral Volterra equations of the second kind are derived.

$$N_{c,r}(t) = \lambda_N \int_{t_0}^{t} N_{c,r}(\tau) \frac{d}{d\tau}\left[1 + \varphi\phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(\tau)\beta(t-\tau)\right] d\tau + \lambda_N N_{c,0}\phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(t_0)\beta_c(t-t_0) + \\ + \lambda_N N_{sh}\beta_c(t-t_0) \tag{14}$$

$$M_{c,r}(t) = \lambda_M \int_{t_0}^{t} M_{c,r}(\tau) \frac{d}{d\tau}\left[1 + \phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(\tau)\beta_c(t-\tau)\right] d\tau + \lambda_M M_{c,0}\phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(t_0)\beta_c(t-t_0) - \\ - \lambda_M \frac{E_c I_c}{E_a I_a} N_{c,r}(t) r \tag{15}$$

In which: $\lambda_N = \left[1 + \frac{E_c A_c}{E_a A_a}\left(1 + \frac{A_a r^2}{I_a}\right)\right]^{-1}$; $\lambda_M = \left[1 + \frac{E_c I_c}{E_a I_a}\right]^{-1}$., where: the functions:

$\lambda_N N_{c,0}\Phi(t_c)\beta_c(t-t_0)$, $\lambda_M M_{c,0}\Phi(t_c)\beta_c(t-t_0)$, $\frac{d}{d\tau}(1+\Phi(t_c)\beta(t-\tau)$ - are given.

6. DERIVING THE GENERALISED MECHANIC-MATHEMATICAL MODEL USING ALGEBRAIC EQUATIONS ACCORDING AAEM METOD OF BAŽANT

Using the above mentioned approach, for constant elasticity module of concrete for assessment of normal forces $N_c(t)$ and bending moment $M_c(t)$ two algebraic expressions are derived:

$$N_c(t) = \frac{N_c(t_0)\varphi(t,t_0)}{\left[\lambda_N^{-1} + \chi(t,\tau)\varphi(t,\tau)\right]} = \frac{N_c(t_0)\varphi(t,t_0)\lambda_N}{\left[1 + \chi(t,\tau)\varphi(t,\tau)\lambda_N\right]}; \tag{16}$$

$$M_c(t)=\frac{M_c(t_0)\varphi(t,t_0)\lambda_M}{\left[1+\chi(t,\tau)\varphi(t,\tau)\lambda_M\right]}-\frac{N_c(t)r\lambda_M}{\left[1+\chi(t,\tau)\varphi(t,\tau)\lambda_M\right]}\frac{E_cJ_c}{E_aJ_a}. \quad (17)$$

7. NUMERICAL EXMPLE

The two methods presented in the previous paragraph is now applied to a simply supported beam, subjected to a uniform load, whose cross section is shown in Fig. 2. The following parameters are chosen according EC2 model.

$$E_c=3{,}2.10^4\ MPa,\ E_a=2{,}1.10^5\ MPa,\ A_c=8820\,cm^2,\ A_a=383{,}25\,cm^2, n=\frac{E_a}{E_c}=6{,}56$$

$$I_c=661500\,cm^4,\ I_a=1217963{,}7\,cm^4,\ r_c=23{,}039\,cm,\ r_a=80{,}829\,cm,\ r=103{,}868\,cm,$$

$$A_i=2453{,}05\,cm^2,\ I_i=4536360{,}758\ cm^4.M_0=1237\,kNm,\ N_{c,o}=846{,}60\,kN,\ M_{c,o}=27{,}56\,kNm$$

$$M_{a,o}=330{,}13kNm,\ \lambda_N=\left[1+\frac{E_cA_c}{E_aA_a}\left(1+\frac{A_ar^2}{I_a}\right)\right]^{-1}=0{,}060545358,\ \lambda_M=\left[1+\frac{E_cI_c}{E_aI_a}\right]^{-1}=0{,}922950026$$

$$h_0=2AC/u=300\ mm;\ \beta_H=150\left[1+\left(1.2*80/100\right)^{18}\right]h_0/100+250=915{,}82<1500$$

$$\beta(f_{cm})=\left.\frac{5.3}{(f_{cm}/10)^{0.5}}\right|_{f_{cm}=30}=3.06 \qquad \beta(t_0)=\left.\frac{1}{0.1+(t_0)^{0.2}}\right|_{t_0=60}=0{,}4223;$$

$$\phi_{RH}=1+\left.\frac{1-RH/100}{0.46\sqrt[3]{(h_0/100)}}\right|_{RH=80,h_0=300}=1{,}30146; \qquad \phi_0=\phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(t_0)=\mathbf{1{,}6817;}$$

$$\beta_c(36500-60)=0{,}9925811; \qquad \phi_{t=36500}=\phi_0\beta_c(36500-60)=1{,}669242;$$

7.1. Numerical solution using integral equation of Volterra

In Figures 3,4 and 5 it is shown the values of normal forces and bending moments in time *t*. A numerical method for time-dependent analysis of composite steel-concrete sections according EC2, models is develop using MATLAB code and numerical algorithm which was successfully applied to a simple supported beam. These numerical procedures, suited to a PC, are employed to better understand the influence of the creep of the concrete in time-dependent behaviour of composite section. For a good accuracy of the time values, the numerical results are presented on logarithmic time scales. The choice of the length of time step of the proposed numerical algorithm is based on numerous numerical experiments with different steps (seven, three and one days). So we conclude that good results can be achieved from practical point of view with three day step. For our purpose we consider a period of about 100-102 years. For the service load analysis, the proposed numerical method makes it possible to follow with great precision the migration of the stresses from the concrete slab to the steel beam, which occurs gradually during the time as a result of the creep of the concrete.

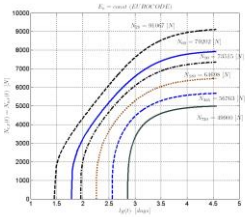


Figure 3. $N_{c,r}(t)=N_{a,r}(t)$ in time in time $t=36528-37230$ days

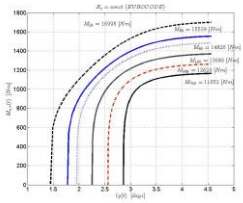


Figure 4. $M_{c,r}(t)$

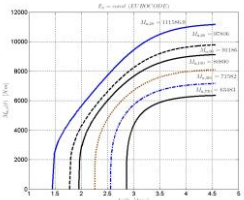


Figure 5. $M_{a,r}(t)$

7. 2. Prediction of Concrete creep effect Using AAEM

Let,s consider the next following initial data: $t_0 = 60$ days; $t_\infty = 36561$ days; $E_c(t_0) = 32000MPa$; The creep coefficient:

7.2.1.

$$\phi(t_\infty = 36561, t_0 = 60) = \phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(t_0)\beta_c(t-t_0) = 1,30146.3,06.\frac{1}{0,1+(t_0=60)^{0,2}}\left[\frac{t-t_0 = 36561-60 = 36501}{\beta_H+(t-t_0)=\beta_H+36501 = 915,8215+36501}\right]^{0,3} = 1,6693766031$$

7.2.1.1. $J(t=36561, t_0=60) = \frac{1+\varphi(t,t_0)}{E_{cmt_0}} = \frac{1+1,669376031}{32000} = 0,000083418$;

7.2.2. $\varphi(t, t_0 = (t-1)) = (36561, 36500) = 1,30146.3.06\frac{1}{0,1+(36561)^{0,2}}\left[\frac{t-t_0 = 36561-36560 = 1}{\beta_H+(t-t_0)=915,82+1}\right]^{0,3} = 0,062170499;$

7.2.2.1.

$J(t=36561, t-1=36560) = [1+\varphi(t,t-1)]/E_{cmt_0} = [1+0,062170419]/32000 = 0,000033192$;

7.2.3. $\Delta = t-t_1/2 = 36561-60/2 = 18250,5$;

7.2.3.1. $\varphi(t-\Delta,t_1) = \varphi(36561-18250,5) = \varphi(18310,5) = 1,30146.3,06.\frac{1}{0,1+60^{0,2}}\left[\frac{t-\Delta, t_0 = 18310,5-60 = 18250,50}{915,82+18250,5}\right]^{0,3} = 1,658949944;$

7.2.3.2. $J(t-\Delta,t_1) = [1+\varphi(t-\Delta,t_1)]/E_{cmt_0} = [1+1,658949944]/32000 = 0,000083092;$

7.2.4. $\phi(t,t_1+\Delta) = \varphi(t=36561, t_1 = 60+18250,5 = 18310,5) =$

$$= 1,30146.3,06.\frac{1}{0,1+18310,5^{0,2}}\left[\frac{36561-18310,5 = 18250,5}{915,8215+18250,5 = 19166,3215}\right]^{0,3} = 0,543471329;$$

7.2.4.1. $J(t,t_1+\Delta) = [1+\varphi(t,t_1+\Delta)]/E_{t_0} = [1+0,543471329]/32000 = 0,000048233$;

7.2.4.2. $R(t,t_0)$**- relaxation function:**

$$R(t,t_0) = \frac{0,992}{J(t,t_0)} - \frac{0,115}{J(t,t-1)}\left[\frac{J(t-\Delta,t_1)}{J(t,t_1+\Delta)} - 1\right] = 9387,913527$$

7.2.5. The aging coefficient:

$$\chi(t,t_0) = \chi(36561,60) = \frac{E(t_0)}{E(t_0)-R(t,t_0)} - \frac{1}{\phi(t,t_0)} = \frac{32000}{32000-9387,913527} - \frac{1}{1,669376029} = 0,816146157$$

Then: $N_c(t) = \frac{N_c(t,t_0).\varphi(t,t_0).\lambda_N}{1+\chi(t,t_0).\varphi(t,t_0)\lambda_N} = \frac{84660.1,669376029.0,060545358}{1+0,816146157.1,669376029.0,060545358} = 7904,770564daN$

(according AAEM).

7.2.6. Calculating $M_c(t)$ **using the formulae:**

$$M_c(t) = M_c(t_0).\varphi(t,t_0).\lambda_M/1+\chi(t,t_0).\varphi(t,t_0)\lambda_M - N_c(t).r.\lambda_M\frac{E_cI_c}{E_aI_a}/1+\chi(t,t_0).\varphi(t,t_0).\lambda_M = 1603,179037daNm.$$

7.2.7. Calculating $M_a(t)$ **using the formulae:**

$M_a(t) = M_c(t) + N_c(t).r = 1603,179037 + 7904,770564.1,0387 = 9814,071969daNm$

Comparisons between the results obtained from the numerical solution and AAEM methods are as follows $N_c(t)$ =7904,770 daN (by AAEM) and $N_c(t)$ =7920,2 daN (by numerical method); (Δ =0,1948%). $M_c(t)$ =1603,179 daNm (by AAEM) and $M_c(t)$ = 1553,90 daNm (by numerical

method) (Δ =3,073%). $M_a(t)$ = 9814,0719 daNm (by AAEM) and $M_a(t)$ = 9780,60 daNm (by numerical method). (Δ =0,341%).

8. COMPARISON WITH EFFECTIVE MODULUS METHODS (EMM)

This method uses the Dischinger's idea for applying in the calculation the ideal (fictitious) modulus of elasticity [6,7]: $E_{ci} = \frac{E_{cm}}{1+\psi_L \phi_t} = \frac{E_{cm}}{1+1{,}1\phi_t}$; where ϕ_t is a final creep coefficient of concrete.

It is applied here by the authors of the paper to solve practical case shown in Fig. 2. The results obtained by: (EMM) of Dischinger, numerical solution and analytical AAEM method of Bažant are illustrated in tables 1 and 2 and 3.

Table 1. Dimensions of steel and composite beams

Type of beams		steel	Composite (in $t_0 = 0$)	Composite (in $t = \infty$)	
height	h_i	1500	1800	1800	mm
area	A_i	38325	172725	85689	mm^2
Static moment to down surface	S_{y0}	23428688	245188688	101578534	mm^3
Gravity center	e_{top}	888,7	380,5	614,6	mm
Gravity center	e_{bottom}	611,3	1419,5	1185,4	mm
Moment of inertia	$I_{i,y}$	12179635497	45260127815	35415902690	mm^4
Section modulus	$W_{i,y,ct}$		-118959133	-57690019	mm^3
Section modulus	$W_{i,y,cb}$		-562462122	-112824475	mm^3
Section modulus	$W_{i,y,at}$	13592026	-562462122	-112824475	mm^3
Section modulus	$W_{i,y,ab}$	19759036	31883835	29866674	mm^3

Table 2. The stresses in upper and lower fibres of concrete plate and steel beam in time t_0 and t_∞ according EMM of Dischinger

Stress in time t_0	t_0 = 60 days	Stress in time t_∞ EMM(Dischinger)	t_∞ = 36561 days
M_0 (kNm)	1237	M_0 (kNm)	1237
$n_0 = E_a / E_{cm}$	6,56	$n_L = n_0(1+\psi_L\phi_t);\ \psi_L = 1{,}1$	18,5748
$\sigma_c^{top} = M / W_{i,y,ct} / n_0$ (MPa)	-1,58	$\sigma_c^{top} = M / W_{i,y,ct} / n_L$ (MPa)	-1,15436
$\sigma_c^{bottom} = M / W_{i,y,cb} / n_0$ (MPa)	-0,33	$\sigma_c^{bottom} = M / W_{i,y,cb} / n_L$ (MPa)	-0,590
$\sigma_a^{top} = M / W_{i,y,at}$ (MPa)	-2,19	$\sigma_a^{top} = M / W_{i,y,at}$ (MPa)	-10,96
$\sigma_a^{bottom} = M / W_{i,y,ab}$ (MPa)	38,708	$\sigma_a^{bottom} = M / W_{i,y,ab}$ (MPa)	41,41

Table 3. The stresses in upper and lower fibers of concrete plate and steel beam in time t_∞ according Numerical Methods and AAEMM(Bažant)

Stress in time t_∞ according: (NUMERICAL METHOD)	t_0 = 60 days t_∞ =36561days	Stress in time t_∞ according: AAEMM(Bažant)	t_∞ = 36561 days
M_0 (kNm)	1237	M_0 (kNm)	1237
$\sigma_c^{up} = -\frac{N_c(t_\infty)}{A_c} \mp \frac{M_c(t_\infty)}{I_c} z_c$ (MPa)	-1,139	$\sigma_c^{up} = -\frac{N_c(t_\infty)}{A_c} \mp \frac{M_c(t_\infty)}{I_c} z_c$ (MPa)	-1,128
$\sigma_c^{down} = -\frac{N_c(t_\infty)}{A_c} \mp \frac{M_c(t_\infty)}{I_c} z_c$ (MPa)	-0,596	$\sigma_c^{down} = -\frac{N_c(t_\infty)}{A_c} \mp \frac{M_c(t_\infty)}{I_c} z_c$ (MPa)	-0,608
$\sigma_a^{up} = \frac{N_c(t_\infty)}{A_a} \mp \frac{M_a(t_\infty)}{I_a} z_a$ (MPa)	-11,394	$\sigma_a^{up} = \frac{N_c(t_\infty)}{A_a} \mp \frac{M_a(t_\infty)}{I_a} z_a$ (MPa)	-11,41
$\sigma_a^{down} = \frac{N_c(t_\infty)}{A_a} \mp \frac{M_a(t_\infty)}{I_a} z_a$ (MPa)	41,615	$\sigma_a^{down} = \frac{N_c(t_\infty)}{A_a} \mp \frac{M_a(t_\infty)}{I_a} z_a$ (MPa)	41,387

The stresses in upper and lower fibres of concrete plate and steel beam we obtain in time t_∞ using the formulae which is known from the engineering discipline (strength of material) as follows: $\sigma_c^{up/down} = -\frac{N_c(t_\infty)}{A_c} \mp \frac{M_c(t_\infty)}{I_c} z_c$ and $\sigma_a^{up/down} = \frac{N_c(t_\infty)}{A_a} \mp \frac{M_a(t_\infty)}{I_a} z_a$, where: $N_c(t_\infty) = N_c(t_0) - N_{c,r}(t_\infty)$; $N_a(t_\infty) = N_a(t_0) + N_{a,r}(t_\infty)$; $M_c(t_\infty) = M_c(t_0) - M_{c,r}(t_\infty)$; $M_a(t_\infty) = M_a(t_0) + M_{a,r}(t_\infty)$

z_c and z_a – distance from the mass center of concrete plate and steel beam to their upper and lower fibres.

9. CONCLUSION

The results obtained by the AAEM method of Bažant are completely comparable with the results based on numerical method according to the EC2 provision and the method of Dischinger (EMM) recommend in EC4.

ACKNOWLEDGEMENT

This paper was supported by the project: “Development of New Practical method for Investigation of Composite ”, Granted from Ministry of Education in Bulgaria.

REFERENCES

[1] ACI 209.2R-08, Guide for Modelling and Calculation of Shrinkage and Creep in Hardened Concrete, American Concrete Institute, ACI 209.2R-08, ACI, (2008), 48 pp.
[2] Alexandrovskii S. V. (1966), Analysis of Plain and Reinforced Concrete Structures for Temperature and Moisture Effects (with Account of Creep) (in Russian), Stroyizdat, Moscow, (1966), pp. 443.
[3] Arutyunian N. Kh. Some Problems in the Theory of Creep (in Russian), Techteroizdat, Moscow,(1952),(French transl., Eyrolles 1957),(English transl.,Pergamon Press) (1966), pp. 319.
[4] Bažant Ž. P., Editor , Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete, John Wiley & Sons, (1988), pp. 459.
[5] Chiorino, M. A. Analysis of structural effects of time-dependent behaviour of concrete: an internationally harmonized format, Proceedings of International scientific and technical “Gvozdev” readings, dedicated to the 120th anniversary of the birth of A. A. Gvozdev and to the 90th anniversary of NIIZHB named after A. A. Gvozdev, Moscow, October 26, 2017, pp.1-13.

[6] Dischinger F., Untersuchungen über die Knicksichereit, die Elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken, *Der Bauingenieur*, Vol.18, (1937), pp. 487-520, 539-52, 595-621.
[7] Dischinger F. Elastische und Plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und Insbesondere der Bogenbrücken, *Der Bauingenieur*, Vol.20, (1939), pp. 53-63, 286-94, 426-37, 563-72.
[8] Jirasek M. and Bažant Z.P. Inelastic Analysis of Structures, J.Wiley & Sons, (2002), 734 pp.
[9] Maslov G. N. Thermal Stress States in Concrete Masses, with Account of Concrete Creep (in Russian), Izvestia NIIG, 28, (1941), pp 175-188.
[10] Partov D., Kantchev, V., „Time-dependent analysis of composite steel-concrete beams using integral equation of volterra, according EUROCODE-4“, *Engineering MECHANICS, Vol. 16, 2009, No 5, pp 367-392.*
[11] Partov D., Kantchev V. Level of creep sensitivity in composite s steel-concrete beams, according to ACI 209R-92 model, comparison with EUROCODE-4(CEB MC90-99), *Engineering MECHANICS, Vol. 18, 2011, No 2, pp 91-116.*
[12] Partov D., Kantchev V. Gardner and Lockman model (2000) in Creep analysis of composite steel-concrete section, *ACI Structural Journal*, Vol.111, No. 1(January-February), 2014, pp 59-69.
[13] Prokopovich I. E. Fundamental study on application of linear theory of creep, (In Russian),Vyssha shkola, Kiev, (1978), 143 pp.
[14] Trost H. Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton, *Beton-und Stahlbetonbau*, Vol. 62, (1967), No. 10, pp. 230-238; No. 11, pp. 261-269.
[15] Rüsch H., Jungwirth D. Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden des Betons auf das Verhalten der Tragwerke, Werner Verlag, (1976), Düsseldorf.
[16] Šmerda Z., Křistek V., Creep and Shrinkage of Concrete Elements and Structures, Elsevier, Amsterdam- Oxford- New York – Tokyo, (1988), pp 296.
[17] Zerna W., Trost H. Rheologische Beschreibung des Werkstoffes Beton, Beton und Stahlbetonbau, Vol. 62, H.7, (1967), pp. 165–170.

АНАЛИЗ НА ВЕРОЯТНИТЕ ПРИЧИНИ ЗА АВАРИЯТА НА ПЕШЕХОДЕН МОСТ ВЪВ ФЛОРИДА

Иван Павлов[1]

ANALYSIS ON THE PROBABLE CAUSES OF THE FAILURE OF A PEDESTRIAN BRIDGE IN FLORIDA

Ivan Pavlov[1]

Abstract:
In the present article an analysis of the hypotheses of the probable causes for the collapse of a pedestrian bridge in Florida during its execution is conducted. A view of the author about of the failure's cause is also presented.

Keywords:
Failure, Collapse, Reinforce Concrete Bridge.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

На 15 март 2018 г. около 13:47 ч. частично построен пешеходен мост, пресичащ 8 лентов път в Маями, Флорида, претърпява авария и се разрушава. Вследствие на това 53-метровия мост пада от височина 5,60 m върху пътното платно, където затиска 8 автомобила. В резултат на това един работник и 5 пътника са загинали, а още четири работника и четири пътника са ранени (фиг.1 и фиг.2).

Фигура 1. Изглед на разрушения мост от югозапад [1]

[1] Иван Павлов, доц. д-р инж., катедра „Строителство на сгради и съоръжения”, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна, к.к. „Чайка”, ул. „Янко Славчев” 84, *e-mail*: ivanpavlov@vfu.bg;
Ivan Pavlov, Assoc. Prof. PhD Eng., Department of Construction of Buildings and Facilities, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, 84 Yanko Slavchev Str., 9007 Varna, Bulgaria; *e-mail*: ivanpavlov@vfu.bg.

Фигура 2. Изглед на разрушения мост от северозапад [2]

2. ДАННИ ЗА СТРОЕЖА НА МОСТА

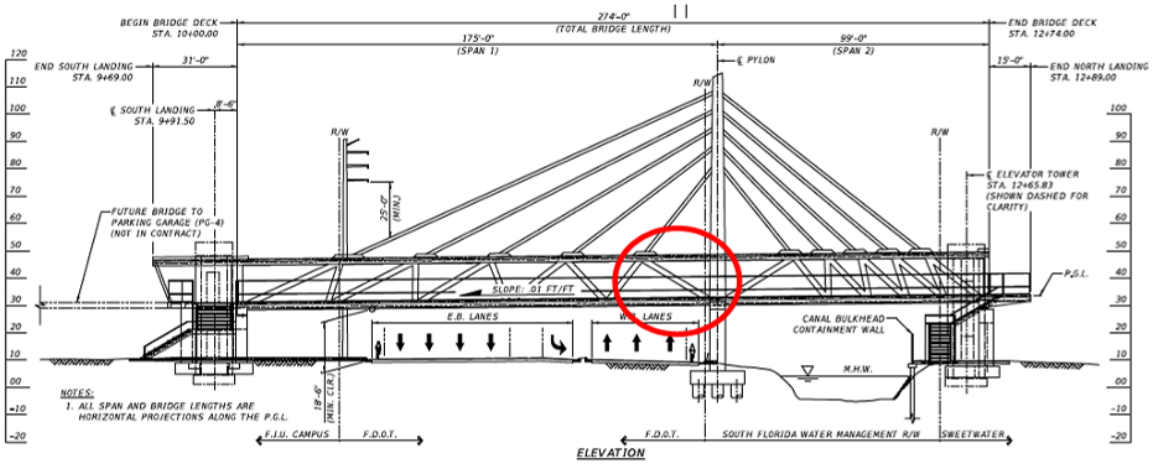
Мостът е предвиден да свързва Florida International University със студентския кампус и да бъде завършен в началото на 2019 г. и се е изпълнявал чрез ускорен метод за строене с цел да се намали времето за прекъсване на автомобилния трафик. На 10-ти март 2018г. основната секция от моста, предварително изпълнена на съседна площадка, е придвижена със специализиран транспорт и положена върху опорите в двата края на пътното платно (фиг.3). През това време пътят е бил затворен. Веднага след това по план, докато все още временното подпиране не е премахнато, е изпълнено освобождаване на предварителното напрягане в двата края на моста. В момента на аварията на 15-ти март екип на строителите е бил върху конструкцията и са извършвали действия относно диагонален елемент 11. Тъй като се е използвал кран, две от лентите за движения са били затворени.

Фигура 3. Транспортиране на основната секция на моста [3]

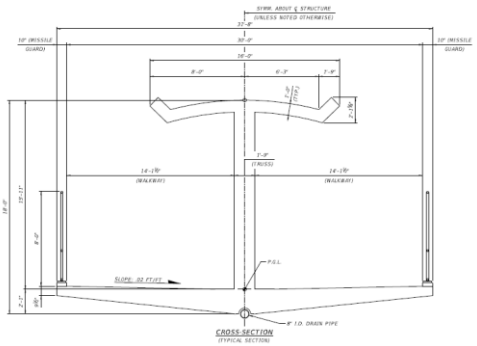
3. КОНСТРУКЦИЯ НА МОСТА

Конструкцията на моста се състои от 2 секции. Основната секция над главния път е с дължина 175 фута (53 m) и е изпълнена предварително на строителна площадка в близост и превозена до местоположението на моста и монтирана върху готовите опори. Допълнителната секция е с дължина 99 фута (30 m) и по план е предвидена да се изпълни на място. Пилонът е с височина 109фута (33 m) [4]. В момента на аварията е била изпълнена и монтирана само основната секция.

Носещата конструкция представлява нестандартна интерпретация на традиционен гредови мост, частично подсилен със серия от ванти (фиг. 4). Мостът е проектиран да изглежда като вантов мост, където подовата конструкция се поддържа от кабели, захванати към висока кула. По проект, обаче, „кабелите”, изпълнени от метални тръби, служат само за украса. Цялото натоварване се поема от прътовата диагонална решетка, на която с цел да наподобява вантов мост, диагоналите са подравнени с тръбите от пилона.



а)

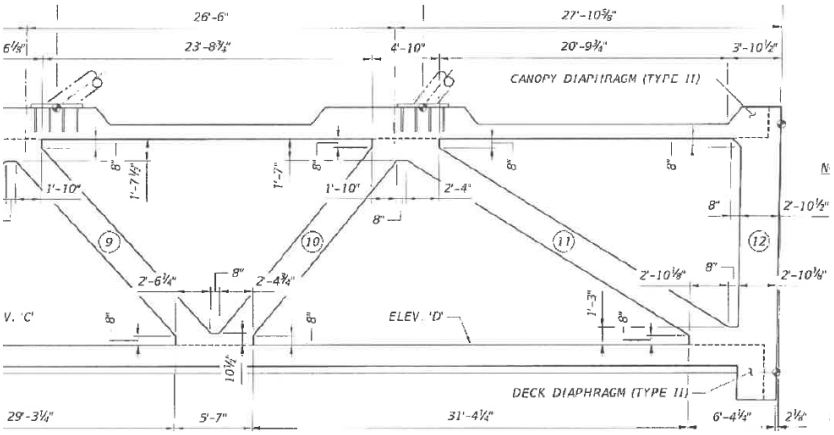


б)

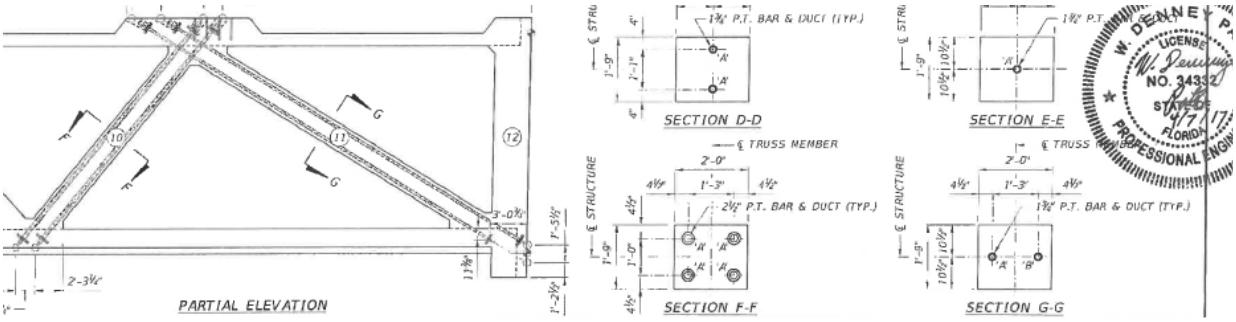
Фигура 4. Конструктивна схема на моста в надлъжно (а)
и напречно (б) направление с отбелязано мястото на поява на разрушение [4]

Конструирането на елементите в края, където се е случила аварията, е представено на фиг. 5 до фиг. 7.

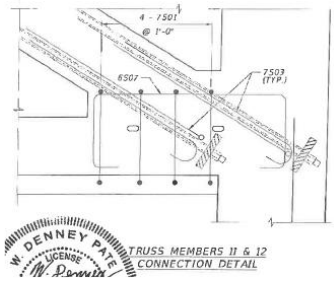
Всички елементи на основната секция (под, диагонали и козирка) са предвидени да бъдат напрегнати в даден етап на строителството, като всички диагонали по план са напрегнати по време транспортирането и монтажа на секцията. В частност диагонал 10 е напрегнат с 4 пръта по 389 kips (1730 kN) или общо 1556 kips (6920 kN), а диагонал 11 е напрегнат с 2 пръта по 280 kips (1245 kN) или общо 560 kips (2490 kN) (фиг. 8) [4].



Фигура 5. Конструктивна схема на моста в мястото на поява на разрушение [4]



Фигура 6. Схема на разположение на предварителното напрягане [4]



Фигура 7. Детайл на връзката между елементи 11 и 12 [4]

P.T. BAR / STRESSING / GROUTING / ANCHOR PROTECTION SCHEDULE												
LOCATION	BAR DESIG.	NO. REQ.	BAR SIZE	BAR LENGTH (ft-in)	STRESSING FORCE / BAR (kips)	LIVE END FORCE AFTER ANCHOR SET (kips)	DEAD END FORCE AFTER ANCHOR SET (kips)	*** STRESSING END	ELONGATION (in)	* TENDON PROFILE	** ANCHOR PROTECTION TYPE	
											UP STA.	DOWN STA.
2	A	1	1-1¼"	42'-11"	280	280	280	UPSTATION	1.66	12	9	N/A
	B	1	1-1¼"	42'-9"	280	280	280	UPSTATION	1.81	12	9	N/A
3	A	4	1-1¼"	18'-1"	280	280	280	UPSTATION	0.76	12	9	N/A
5	A	2	1-1⅜"	17'-6"	166	166	166	UPSTATION	0.74	12	9	N/A
6	A	2	1-1¼"	34'-9⅜"	280	280	280	UPSTATION	1.47	12	9	N/A
7	A	1	1-1¼"	18'-4"	280	280	280	UPSTATION	0.77	12	9	N/A
8	A	4	1-1¾"	29'-0⅜"	280	280	280	UPSTATION	1.22	12	9	N/A
10	A	4	1-2½"	22'-0"	389	389	389	UPSTATION	0.66	12	9	N/A
11	A	1	1-1¾"	33'-0"	280	280	280	UPSTATION	1.39	12	9	N/A
	B	1	1 1⅜"	33'-2¼"	280	280	280	UPSTATION	1.40	12	9	N/A
15	A	4	1-1¾"	21'-11¾"	240	240	240	UPSTATION	0.79	12	9	N/A
16	A	1	1-1⅜"	17'-6"	142	142	142	UPSTATION	0.63	12	9	N/A
17	A	4	1-1⅜"	24'-4"	166	166	166	UPSTATION	1.07	12	9	N/A
18	A	1	1-1⅜"	17'-9⅜"	119	119	119	UPSTATION	0.54	12	9	N/A
19	A	2	1-1⅜"	25'-10½"	166	166	166	UPSTATION	1.09	12	9	N/A
20	A	1	1 1⅜"	18'-4½"	142	142	142	UPSTATION	0.66	12	9	N/A
21	A	2	1-1⅜"	27'-1½"	119	119	119	UPSTATION	0.82	12	9	N/A
22	A	2	1-1⅜"	18'-11½"	166	166	166	UPSTATION	0.80	12	9	N/A
23	A	2	1-1⅜"	28'-1"	119	119	119	UPSTATION	0.85	12	9	N/A

Фигура 8. Данни за предварителното напрягане на елементи 10 и 11 [4]

4. РАЗСЛЕДВАНЕ НА ИНЦИДЕНТА

Разследването на аварията се осъществява от Националната комисия по транспортна безопасност (NTSB). В интерес на разследването комисията е забранила публикуването на всякакви материали в тази връзка, датиращи след 19 февруари 2018 г. До този момент има публикуван само един официален предварителен доклад, както и видео от мястото на инцидента. В този доклад от 23 март 2018 г. се дава изключително оскъдна информация, като единствено е посочена поява на пукнатини в диагонал 11 един месец преди инцидента (фиг. 9).

Фигура 9. Документирани пукнатини в елемент 11 от 24 февруари 2018 [1]

От официалното видео могат да се видят няколко детайли за настъпилите разрушения и повреди в елементи след аварията (фиг. 10).

Фигура 10. Снимки от настъпилите повреди и разрушения [5]

5. ВЪЗМОЖНИ ПРИЧИНИ ЗА АВАРИЯТА НА МОСТА

Поради забраната за публикуване на информация относно инцидента не бяха известни актуалните планове на мостовата конструкция. В последствие тези планове станаха достъпни, след като местен вестник по Закона за достъп до публична информация е изискал проектите и ги е предоставил на строителните инженери да разследват независимо причините за аварията на моста. Цялата останала информация, която се разпространява в интернет, представлява догадки и не може да се счита за достоверна.

За момента на инцидента съществува любителско видео (фиг. 11), от което се вижда, че аварията се случва в зоната на диагонали 10 и 11 и дава основание за по-точен анализ на инцидента.

Фигура 11. Кадър от любителско видео на инцидента [6]

След предоставените конструктивни планове се появиха множество хипотези за вероятната причина за аварията, като най-сериозните могат да се обобщят в следните:

- Разрушението настъпва в момент, в който има работници при връзката между диагонали 10 и 11, осъществяващи някаква работа със системите за напрягане, и аварията е в резултат на тяхната дейност. За съжаление не е ясно точно каква дейност са извършвали работниците, но се спекулира, че са извършвали напрягане на диагонал 11, за да затворят появили се сериозни пукнатини (фиг. 11);
- Разрушението настъпва в диагонал 11 с превишаване на носещата му способност на натиск вследствие на неправилно проектиране или вследствие на допълнително напрягане, извършено от работниците в момента на аварията (фиг. 11);
- Разрушението настъпва във връзката между диагонали 10 и 11 поради неправилно конструиране на напрягането и пресичането на прътите за напрягане, което се счита за причина за концентрация на големи напрежения и поява на разрушение в бетона в тази зона (фиг. 6);
- Разрушението настъпва в козирката при връзката между диагонали 10 и 11 поради недостатъчна дебелина на горната плоча и вследствие на напрягането плочата в непосредствена близост се разрушава от срязване (фиг. 10);

- Разрушението настъпва в подовата конструкция в долния край на диагонал 10 поради възможна поява на пукнатини при транспортиране, вследствие на което опънните напрежения са превишили носещата способност на опън на долната плочата, тъй като тя все още не е била напрегната (фиг. 3);
- Разрушението настъпва в диагонал 11 от вероятно изпълнено несиметрично напрягане и поява на огъващ момент. Основание за това се счита отделянето на долния напрегнат прът от сечението на колоната (фиг. 10).

Всяка от хипотезите е подкрепена от анализи, част от които са илюстрирани чрез диаграми и изчисления, друга част могат да се считат за спекулативни. Най-разпространени в интернет пространството са първите две хипотези.

6. ХИПОТЕЗА НА АВТОРА

Авторът счита, че може да се разсъждава и върху друга вероятна хипотеза за аварията. Според нея разрушението настъпва поради недостатъчна носимоспособност на срязване при връзката между диагонал 11 и подовата плоча, дължаща се на липсата на монолитно сечение на това място поради наличието на работна фуга между елементите на диагоналната решетка и подовата конструкция. При много малкия ъгъл на диагонал 11 почти цялата натискова сила се явява като срязваща сила между диагонала и подовата плоча и при така конструираната връзка и наличие на прекъсване на бетонирането, тази срязваща сила остава да се поеме само чрез триене и от малката вертикално разположената армировка във възела (фиг. 7), което не дава достатъчна носимоспособност. Основание за това е и наскоро разпространената от пресата снимка на този възел два дни преди аварията, според която първоначалните пукнатини във възела значително са нараснали и съвсем отчетливо се вижда тази работна фуга.

Фигура 12. Снимка на пукнатините при връзката между елемент 1 и подовата конструкция от 13 март 2018 [7]

6. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Независимо, че съществуващ значителен брой хипотези са настъпилата авария, окончателната причина ще стане известна след публикуването на окончателния доклад на Националната комисия по транспортна безопасност (NTSB).

Много инженери считат, че проектираната конструкция е доста смела, като проектантите и строителите може би не са отчели сериозността на появилите се пукнатини още преди монтажа на основната секция, както и наличието на редица недостатъци на избраната конструктивна система, нейното голямо тегло и липса на подсигуряване срещу аварии. Въпреки това този инцидент може да послужи за усъвършенстване на нормативната база с оглед на проектиране на по-сигурни конструкции в бъдеще.

ЛИТЕРАТУРА

[1] NTSB PRELIMINARY REPORT Collapse of Pedestrian Bridge Under Construction Miami, Florida (HWY18MH009). Available: https://www.ntsb.gov/investigations/AccidentReports/Pages/HWY18MH009-prelim-.aspx. [отваряно на 01 юли 2018].

[2] Cracks where FIU bridge buckled may have signaled 'imminent failure', Miami Herald 07.05.2018. Available: https://www.miamiherald.com/news/local/community/miami-dade/article210449384.html [отваряно на 01 юли 2018]

[3] State: Firm hired for bridge design check should have been pre-qualified but wasn’t, Miami Herald 15.03.2018. Available: https://www.miamiherald.com/news/local/community/miami-dade/article205426634.html [отваряно на 01 юли 2018]

[4] University Prosperity Project, Florida International University, Available: https://cdn2.fdot.gov/fiu/13-Denney-Pate-signed-and-sealed-FIU-bridge-construction-plans.pdf%EF%BB%BF [отваряно на 01 юли 2018]

[5] NTSB B-Roll of Miami, FL bridge collapse, Available: https://www.youtube.com/watch?v=B1PPqa9cS-k [отваряно на 01 юли 2018]

[6] FIU Bridge Collapse Caught on Dash Cam, Available: https://www.youtube.com/watch?v=Ucflj-MsJBI [отваряно на 01 юли 2018]

[7] Shocking photos of cracks found on collapsed Florida bridge, Available: https://www.newcivilengineer.com/latest/shocking-photos-of-cracks-found-on-collapsed-florida-bridge/10034137.article

ИЗСЛЕДВАНЕ НА ЕФЕКТА НА НАПРЕЧНО ОГРАНИЧЕНИЕ НА БЕТОНА В НАТИСКОВАТА ЗОНА НА СТОМАНОБЕТОННИ ГРЕДИ

Иван Павлов[1], Дария Михалева[2]

STUDY ON THE EFFECT OF TRANSVERSE CONFINEMENT IN THE COMPRESSION ZONE OF REINFORCED CONCRETE BEAMS

Ivan Pavlov[1], Dariya Mihaleva[2]

Abstract:
In the present article, a study on the effect on the stressed state and bending capacity of reinforced concrete beams with transverse confinement of concrete in the compression zone is conducted. The results for chosen rectangular cross sections with different longitudinal and transverse reinforcements are presented. The effects of the concrete class and applied reinforcement are also analyzed and some recommendations about the reinforcement detailing are given.

Keywords:
Stressed State, Bending Capacity, Confined Concrete, Confined Compression Zone.

[1] Иван Павлов, доц. д-р инж., катедра „Строителство на сгради и съоръжения”, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна, к.к. „Чайка”, ул. „Янко Славчев” 84, *e-mail*: ivanpavlov@vfu.bg;
Ivan Pavlov, Assoc. Prof., PhD ,Eng., Department of Construction of Buildings and Facilities, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, 84 Yanko Slavchev Str., 9007 Varna, Bulgaria; *e-mail*: ivanpavlov@vfu.bg.
[2] Дария Михалева, доц. д-р инж., катедра „Строителство на сгради и съоръжения”, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна, к.к. „Чайка”, ул. „Янко Славчев” 84, *e-mail*: dariyamihaleva@gmail.com;
Dariya Mihaleva, Assoc. Prof., PhD, Eng., Department of Construction of Buildings and Facilities, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, 84 Yanko Slavchev Str., 9007 Varna, Bulgaria; *e-mail*: dariyamihaleva@gmail.com.

СЪВРЕМЕНЕН ПОДХОД ЗА ОСЪЩЕСТВЯВАНЕ НА ЕФЕКТИВЕН КОНТРОЛ И ИНЖЕНЕРНА ПОДДРЪЖКА НА СЪСТОЯНИЕТО НА МАШИННИЯ ПАРК НА СТРОИТЕЛНА ФИРМА

Петър Шушулов[1], Георги Иванов[2], Калин Радлов[3], Лъчезар Хрисчев[4]

MODERN APPROACH FOR EFFECTIVE CONTROL AND ENGINEERING SUPPORT OF THE STATE OF THE MACHINE PARK OF CONSTRUCTION COMPANY

Petar Shushulov[1], Georgi Ivanov[2], Kalin Radlov[3], Lachezar Hrischev[4]

Abstract:
In terms of construction production in Bulgaria, the possibilities for timely and quality execution of an efficient building process through modern technologies largely depends on the technical condition and the preparation of the machine park. Engineers responsible for the control and maintenance of construction machinery should be well aware of current approaches and trends in the field, which are mainly required through new regulatory documents, standards, technical achievements and innovations in building practice. The present paper offers a modern approach to controlling the technical condition and engineering support of building machinery for construction companies, which aims to help the more efficient operation of the available construction machines as well as to improve the possibilities for timely and quality execution of the construction processes.

Keywords:
Construction Machines, Operation, Control, Technical Condition, Engineering Support.

[1] Петър Шушулов, асистент, инж., катедра „Технология и механизация на строителството“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: pshushulov_fce@uacg.bg;
Petar Shushulov, Assist. Prog., Eng., Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: pshushulov_fce@uacg.bg.
[2] Георги Иванов, докторант, катедра „Технология и механизация на строителството“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: givanov_fce@uacg.bg;
Georgi Ivanov, PhD Student, Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: givanov_fce@uacg.bg.
[3] Калин Радлов, доц. д-р инж., катедра „Технология и механизация на строителството”, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: kradlov@abv.bg;
Kalin Radlov, Assoc. Prof. Dr. Eng., Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: kradlov@abv.bg.
[4] Лъчезар Хрисчев, доц. д-р инж., катедра „Технология и механизация на строителството”, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: l.hrischev@abv.bg;
Lachezar Hrischev, Assoc. Prof. Dr. Eng., Department of Construction Technology and Mechanization, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: l.hrischev@abv.bg.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Строителният процес представлява една своеобразна трансформация на предварително разработен проект в реална строителна конструкция, което се осъществява чрез участието на хора, материали, както и с помоща на различни строителни машини и оборудване. Установено е, че един от основните причинители за закъснения и нарушения в сроковете за изпълнение на производствените планове на съвременните строителни фирми е именно възникването на непредвидени (аварийни) откази на строителните машини и оборудване [1], което води до продължителни прекъсвания и нарушения на стрителните процеси, а оттам и до финансови загуби. За минимизирането на подобни негативни ефекти от непредвидени откази на машините е необходимо възприемането на правилна (оптимална) стратегия при управлението на машинния парк, което е неизменно свързано с установяването на ефективни Програми за ремонт и поддръжка. От друга страна е установено, че степента на оптималност на Програмите за ремонт и поддръжка на машините оказва съществено влияние и върху общите разходи за машинния парк на фирмата, тъй като разходите за ремонт представляват около 37% част от общите разходи [2]. Предвид това, не е препоръчително големи строителни фирми, изпълняващи отговорни строителни дейности, да оперират без наличието на предварително разработена стратегия за управление, ремонт и поддръжка на машинния парк.

Основната цел на настоящата разработка е да предложи един съвременен подход за разработка на ефективни Програми за ремонт и поддръжка на машинния парк, изразяващ се в следването на някои основни принципи и правила. В края са изложени важни изводи, аспекти и препоръки, свързани с ремонта и техническата поддръжка на машинния парк, които трябва да подпомогнат инженерите-мениджъри при решаването на следните важни цели, свързани с организацията на ремонта и поддръжката на машинния парк, а именно: изразходване на възможно най-малко разходи за ремонт и поддръжка на машините; качествено и навременно изпълнение на предстоящите строителни процеси с помоща на наличните машини; постигане на максимален експлоатационен живот и ефективност от ползването на машините.

2. ИЗЯСНЯВАНЕ НА СТЕПЕНТА НА ВАЖНОСТ НА ПРОГРАМИТЕ ЗА РЕМОНТ И ПОДДРЪЖКА

Основната цел на поддръжката и ремонта на машините е да се гарантира необходимото ниво на надеждност и степен на безопасност по време на експлоатация, както също и поддържане на определени експлоатационни показатели. Разработки, в които се разглеждат специфични въпроси, свързани с анализ на работни характеристики на строителни машини са разгледани в [3] и [4]. Нивото и качеството на извършваните дейности по ремонт и поддръжка оказва силно влияние върху запазване на работните характеристики на машината, безопасността при работа, качеството на изпълняваните работи от съответната машина, производителността, както и върху поддържането на организирана база данни за извършените ремонтни дейности и поддръжка.

Продължителността на физическия живот на стоителните машини зависи до голяма степен от ефективността на възприетите Програми за ремонт и поддръжка. Правилната поддръжка и ремонт на машината могат значително да възпрепиятстват факторите на физическо стареене у компонентите на машината, а оттам да доведат и до по-дълъг физически живот. От друга страна, икономическият живот на машина представлява такъв период от време (значително по-кратък от физическия живот), през който най-печелившият вариант за строителната фирма е именно този, да осъществява експлоатацията на въпросната машина. Икономическият живот на машината е основният показател, на база на който трябва да бъде определен пределният срок за ползване, след

който да се извърши замяна на машината с нова. Установено е, че икономическият живот на машината завършва в момента, когато общите разходи (капиталови разходи + експлоатационни разходи) достигнат своя минимум [5]. След изтичането на икономическия живат на машината се наблюдава голямо нарастване на експлоатационните разходи, изразяващи се основно в разходи за ремонт и поддръжка на машината. Количественото определяне на икономическият живот трябва да бъде извършено прецизно, с използване на всички познати принципи и методи на инженерната икономика [6, 7]. Съгласно [5] върху продължителността на икономическия живот на машината най-съществено влияние оказват разходите за ремонт и поддръжка, което налага тяхната оптимизация и правилно управление.

Годишните разходи за ремонт и поддръжка на строителните машини могат да бъдат изразени като процент от годишните разходи за амортизация, а също могат да бъдат изразени и като независими разходи [5].

$$P_{ГОД,i} = \left(\frac{N_i}{\sum_{i=1}^{m} N_i} * P_{ОБЩ} \right) + P_{АМ,i}, \text{ [лв]}, \quad (1)$$

където: $P_{ГОД,i}, [лв]$ – са разходи за ремонт и поддръжка през i-тата година от икономическия живот на машината;

$m[год]$ – общата продължителност на икономически живот на машината;

N_i – пореден номер на съответната година от икономическия живот на машината, представени във възходящ ред;

$P_{ОБЩ}, [лв]$ – общи ремонтни разходи за машината, които могат да бъдат изчислени по зависимостта: $P_{ОБЩ} = k_P * C_M$, където:

$C_M [лв]$ – пазарна цена на машината;

k_P – коефициент на ремонтните разходи, който може приблизително да се приеме, че в общия случай варира в диапазона от 35% до 80% от цената на машината, като неговата стойност зависи от типа на машината и конкретните условия на експлоатация. За някои често използвани видове строителни машини k_P е определен в таблица 1 [8];

$P_{АМ,i}, [лв]$ – амортизационни отчисления за ремонт и поддръжка на машината през i-тата година от икономическия живот, който може да бъде изчислен по зависимостта: $P_{АМ,i} = k_P * A_i$, където:

$A_i, [лв]$ – амортизационни отчисления за отчетна стойност за i-тата година, изчислени по линеен метод.

Таблица 1. Коефициент на ремонтните разходи “k_P” изразен в %

Тип на машината	Условия на експлоатация		
	Леки	Средни	Тежки
Скрепер	42%	50%	62%
Колесен влекач	37%	45%	60%
Пневмоколесен челен товарач	45%	55%	62%
Верижен влекач с общо предназначение	40%	60%	80%

3. ВИДОВЕ СТРАТЕГИИ ЗА РЕМОНТ И ПОДДРЪЖКА НА МАШИНИТЕ

Основните четири стратегии за ремонт и поддръжка на машините, които могат да бъдат възприети от строителните фирми в зависимост от конкретните условия на работа са представени по-долу. Важно е да се уточни, че в разглежданите дейности по поддръжка не влизат рутинно извършваните дейности по експлоатационна поддръжка (подмяна на филтри, масла, ремъци, вериги, съединители, гуми и др.), които са характерни и неизменно свързани с нормалната експлоатация на съответния вид машина.

3.1.Стратегия на превантивна поддръжка

Това е поддръжка, която трябва да се извършва предварително, преди да настъпи нежеланото събитие – дефект, отказ или нарушаване на работа. Целта е машината да бъде поддържана в определено (минимално изискуемо) ниво на работните параметри, което обикновено бива определяно въз основа на анализ на кривата на отказите. За дейностите по превантивна поддръжка трябва да има предварително разработени и документирани процедури (графици) за изпълнение на конкретните дейности, при изготвянето на които е препоръчително да се отчита и досегашната натрупана историческа база данни от работата на машината (или на други подобни машини). За всяка дейност по превантивна поддръжка (включена в графика) трябва да са предварително специфицирани необходимите материали, труд, инструменти и оборудване. В превантивната поддръжка обикновено са включени дейности като: смазване, почистване, настройка, подмяна на износени компоненти, инспекции, тестване и др. Всички дейности по “превантивна поддръжка” се предполага, че трябва да бъдат извършвани с честота най-малко по веднъж на 1 година (или по-често).

3.2. Стратегия на реактивна поддръжка (работа до отказ)

При нея не се извършват предварително планирани дейности по поддръжка. Такива се предприемат чак при настъпване на отказ на машината и/или компонента, при което в повечето случаи дефектиралият компонент се подменя с нов.

3.3. Стратегия на прогнозираща поддръжка

Изразява се в извършването на редица мониторингови дейности и дейности по измерване на технически параметри в определени компоненти и/или установен брой, предварително подбрани, ключови места от конструкцията на машината, чрез което се реализира наблюдение в реално време (on-line) на реалното експлоатационно състояние на машината. Целта е да се установи и прогнозира дали в установен бъдещ период от време съществува опасност/риск въпросната машина да даде отказ, както и да се предприемат предварително нужните ремонтини действия и мерки по поддръжка, чрез което да се предотвратят негативните последици от непредвиден отказ. Ремонти или замени на компоненти от машината при прогнозираща поддръжка се планират за извършване предварително, като по възможност стремежът е да не се нарушава нормалната работа. Прогнозиращата поддръжка дава възможност да бъдат построени графики на изменение във времето на наблюдаваните параметри, както и да бъдат прогнозирани тенденциите на деградация, за да могат предварително (навременно, преди настъпването на отказ) да бъдат планирани нужните ремонти. Към прогнозираща поддръжка на машините се препоръчва да се премине, чак след като вече е налице установена превантивна поддръжка. В прогнозиращата поддръжка обикновено са включени дейности като: вибрационен анализ, температурен анализ, анализ на работни течности, ултразвуков безразрушителен контрол, контрол на електрическото състояние и др.

3.4. Стратегия с “дублиране” на машините с резервни

При нея трябва да се осигури друга (втора) машина от същия тип, която също трябва да се инсталира/монтира в съответното място на работа. За реализирането на тази стратегия има два варианта: или резервната (дублираща) се намира в неработно изчакващо

състояние (stand-by) или двете машини (основната и резервната) работят едновременно на 50% натоварване.

3.5. Стратегия с планиране на големи ремонти на машината (основни ремонти) през определени интервали от време

Извършва се по предварително планиран график, при което се извършва цялостна инспекция на състоянието на машината и пълно техническо обслужване на всички компоненти, при които е необходимо. Целта е да бъде постигнато максимално пълно възстановяване на работоспособното състояние и работни характеристики близки до проектните.

4. СЪВРЕМЕНЕН ПОДХОД ЗА КОНТРОЛ И ИНЖЕНЕРНА ПОДДРЪЖКА НА МАШИННИЯ ПАРК

Инженерите-мениджъри отговарящи за управлението на машинния парк на строителната фирма имат за разрешаване няколко основни задачи: да определят оптималната стратегия за ремонт поддръжка на машините; да разработят, утвърдят и назначат нужните програми и графици за ремонт и поддръжка; да определят обема на необходимата работа по ремонт и поддръжка на машините; да осигурят необходимите ресурси (материали, оборудване, хора и др); да определят и организират начина за документиране на резултатите от поддръжката и ремонта и т.н. Основните източници на информация при разработването на Програми за поддръжка на машинния парк на строителната фирма трябва да бъдат препоръките, указанията и инструкциите дадени от производителите на отделните машини, както и изискванията в законите, нормативните документи и изискванията за безопасност в съответната област. Но може също така да се потвърди, че пред инженерите-мениджъри, които са отговорни за управлението на големи машинни паркове стоят за разрешаване също и няколко дъпълнителни важни въпроси, свързани с установяването на оптимално ефективни комплексни Програми за ремонт и поддръжка на целия машинен парк. Счита се за препоръчително подходът за разработване на тези комплексни Програми за поддръжка и ремонт на машинния парк да съблюдава долу изложените принципи, правила и препоръки.

4.1. Избор на цялостна стратегия за ремонт и поддръжка на машинния парк

При избора на стратегия за ремонт и поддръжка на машинния парк трябва да бъдат взети под внимание следните предимства и недостатъци на различните стратегии:

- Стратегия на превантивна поддръжка – предимствата на тази стратегия са, че има възможност да се работи по утвърден график и да се извърши добра предварителна подготовка, както и наличието на по-малко непредвидени прекъсвания на работата (откази) на машините и ниски разходи за отстраняване на откази, като цяло. Недостатъците се изразяват в това, че се налага извършването на много големи извънредни разходи във връзка с по-честите дейности по поддръжка, както и това че се изисква по-дълго време за предварително планиране и подготовка на дейностите по поддръжка. Препоръчва се подобна стратегия да бъде прилагана при наличие на сложни и скъпи машини, при големи машинни паркове, както и при изпълнение на важни и отговорни производствени задачи;

- Стратегия на прогнозираща поддръжка - предимствата на тази стратегия са, че могат да се очакват много малко прекъсвания на работата на машината за извършване на поддръжка и ремонт, по-малко непредвидени прекъсвания на работата (откази), поради което машината може да се използва по своето предназначение през почти целия жизнен цикъл, както и по-ниски разходи за ремонт и отстраняване на откази. Недостатъците се изразяват в много големите извънредни разходи за извършване на мониторинг на състоянието на машината, измервания в реално време и направа на прогнози, както и

големите разходи за закупуване на специализирано оборудване и измервателна техника, разходи за обучение на персонала и осигуряване на висококвалифицирани кадри по поддръжката. Препоръчва се подобна стратегия да бъде прилагана при използване на особено скъпо машинно оборудване, при критично важни машини за успешната реализация на цялостния строително-производствен процес, както и при големи машинни паркове с важни и отговорни производствени задачи;

- Стратегия на реактивна поддръжка – основно предимство тук са минималните разходи за поддръжка до настъпване на първия отказ на машината. Основни недостатъци са наличието на непланирани прекъсвания на работата поради настъпване на откази, както и големите разходи за ремонт при отстраняване на всеки отделен отказ. Препоръчва се подобна стратегия да бъде прилагана за сравнително малки машини или машини с по-ниска цена, както и при не много много отговорни строително-производствени задачи;

- Стратегия с “дублиране” на машините с резервни – предимствата на тази стратегия са, че почти не се наблюдават непредвидени прекъсвания на строително-производствения процес поради внезапни откази на машините, както и това че има повече време, за да се ремонтира дефектиралата машина. Основните недостатъци на тази стратегия се изразяват в много големите извънредни разходи, поради необходимостта от закупуване и монтаж на два броя еднакви машини, както и това че съществува риск от повреда и стареене на резерваната машина по време на дългия период на изчакване. Препоръчва се подобна стратегия да бъде прилагана само при изпълнение на изключително отговорни строително-производствени задачи, както при критични машини с особена степен на важност;

- Стратегия с планиране на големи ремонти на машината (основни ремонти) през определени интервали от време – предимство тук е, че има възможност ремонтните дейности да се извършват по утвърден график с възможност за добра предварителна подготовка, това че има по-малко на брой планирани прекъсвания на работата за поддръжка и ремонти, както и възможността по време но основния ремонт да бъде извършена цялостна инспекция на машината. Недостатъците на тази стратегия се изразяват в това, че се изискват повече време и усилия за планиране на основния ремонт, както и това че през основния ремонт се губи повече време, през което често пъти са нужни повече работници (подизпълнители). Препоръчва се подобна стратегия да бъде прилагана при машини със сезонен режим на ползване, както и за машини, при които има периоди със слаба натовареност на капацитета.

Препоръчва се инженерите-мениджъри отговарящи за управлението на машинния парк да вземат решението за оптимална стратегия за поддръжка и ремонт, въз основа на предварително извършен анализ на машинния парк. Анализа следва да включва: 1.Анализ на машинния парк и строитрлнитр и монтавните работи за определяне на “критичните машини” за строително-производствените процеси. 2.Анализ и оценка на степента на надеждност и кривите на отказите на “критичните машини”; 3.Анализ и оценка на реалното време за работа на “критичните машини” в рамките на един работен ден, работна седмица, месец и т.н., на база анализ на строително-производствените планове; 4.Анализ на наличните резервни части и оценка на необходимостта от евентуална “извънредна” поръчка на резервни части, при евентуален непредвиден отказ; 5.Анализ и оценка на реалното време за доставка на резервните части; 6. Анализ на реалната времева продължителност на отделните дейности по ремонт и поддръжка на машините (сравняване с указаните данни от производителя); 7.Анализ и оценка на реалната времева продължителност на времето за прекъсване на работата на “критичната машина” за ремонт при непредвиден отказ, което трябва да бъде извършено за два случая – ремонт на машината “на място” и ремонт след транспортиране в ремонтен цех.

4.2. Оптимизиране на разходите за ремонт и поддръжка на машините

Инженерите-мениджъри управляващи машинния парк трябва да извършат анализ на динамиката на изменение във времето на експлоатационните разходи (в т.ч. и разходите за ремонт и поддръжка), както и анализ на тяхната чувствителност спрямо всеки един от входните влияещи фактори. Въз основа на това трябва да бъдат установени техните оптимални стойности, както и да бъде изчислена продължителността на икономическия живот на машината, което да бъде указано със съответната степен на достоверност (доверителен интервал).

4.3. Планиране на момента от време за подмяна на дадена машина/компонент с нов на база на икономическия живот

Инженерите-мениджъри управляващи машинния парк трябва да установят точният момент от време (trigger point), в който от страна на фирмата трябва да бъдат предприети нужните стъпки към замяна на старата машина/компонент с нови. Този момент от време (trigger point) обикновено се съобразява с момента на изтичането на икономическия живот на машината с необходимия интервал от време в предварение (запас), нужен за доставката на новата машина/компонент, което също трябва да се указва със съответната степен на достоверност (доверителен интервал).

4.4. Планиране на нужните дейности за инспекция и контрол на състоянието на машините за осигуряване на нужното ниво на безопасност и надеждност

Инженерите-мениджъри управляващи машинния парк имат за задача да организират всички нужни дейности по техническа инспекция и контрол на състоянието на машините включени в съответните инструкции и програми, които трябва успешно да кореспондират с разработените Програми за ремонт и поддръжка, чрез което да може да бъде осигурена експлоатацията на машината с необходимото ниво на надеждност и степен на безопасност. Факт е, че по-голямата част от причините, поради които се налага извършване на ремонтни дейности върху машината произтичат именно от извършени преди това технически инспекции върху същата машина. Инспекциите на машините в общия случай имат следните цели:

1. Да се провери дали машината отговаря на нужните изисквания за безопасност, съгласно изискванията на приложимите стандартите и нормативни документи. Инспекциите трябва да включват (обхващат) всички важни компоненти и места от машината, които се предполага че може да имат влияние върху безопаснсостта;
2. Да се провери начинът по който работи машината, както и да се оцени дали работните характеристики на машината отговарят на проектните и предварително дефинираните изисквания;
3. Да бъдат предварително установени евентуални рискове свързани с машината, които има опасност в бъдеще да причинят аварии и злополуки, както и да се набележат мерки за тяхното отстраняване;
4. Да бъде събирана статистическа информация от инспекциите (база данни), която в бъдеще да бъде използвана като помощно средство за предприемане на мерки за повишаване нивото на безопасност.

При извършване на една пълна техническа инспекция на състоянието на машината има възможност да бъдат установени “коренните причинители” за всички минали, настоящи и бъдещи откази и дефекти. В една пълна техническа инспекция на състоянието на машината могат да бъдат включени следните дейности (където е приложимо):

- визуална инспекция - извършване на периодични обходи за констатиране на липси и дефекти визуално (липса на защитни предпазители, скъсани ремъци, недопустими износвания, отчупвания и др.);

- анализ на работни течности (смазки, масла в хидравлична трансмисия, охлаждащи течности и др.) – извършват се различни видове анализи върху предварително взети проби от работните течности, като химичен анализ, анализ за откриване на замърсители и др.;
- анализ на вибрационното състояние – резултатите от подобен анализ дават възможност проблемите у машината да бъдат установени преди да е настъпил моментът за отказ, както също и да бъде установено (локализирано) мястото на повредата. Резултатите от вибрационните анализи е препоръчително да бъдат сравнявани с резултати от предишни измервания;
- анализ на температурното състояние (температурен контрол) – измерените работни температури на специфични компоненти (лагери, двигатели и др) се сравняват с предварително зададени референтни стойности;
- експлоатационно-динамичен анализ на машината за проверка на определени работни параметри дали отговарят на предварително зададени стойности;
- електрически мониторинг за проверка на безопасността и работоспособността на ел инсталацията на машината;
- безразрушителен контрол в определени места от носещата конструкция (заваръчни съединения, критични точки и др.);
- измерване и анализ на нивото на шум – стандартът ISO 9612:1997 [9] задава подходите за измерване при оценка на нивото на шум на работното място, докато Европейската Директива 2003/10/ЕО “Шум на работното място” установява минимални правила за защита на работниците срещу рискове за тяхното здраве и безопасност, които произтичат или могат да произтекат от експозиция на шум, и особено срещу рискове за увреждане на слуха;
- измерване на размери и степен на износване – извършва се при: триещи се повърхнини, въртящи се части и възвратно-постъпателно движещи се части в машините, които да бъдат сравнени с предварително зададени допустими стойности;
- измерване и анализ на определен работен параметър на машината – чрез измерване на определен работен параметър и сравняване с референтни стойности и резултати от предишни измервания има възможност да бъдат установени тенденции към влошаване на работните характеристики, загуба на ефективност и др, които може да се дължат на дефектирал и/или износен компонент.

Обемът на необходимата работа по инспекция и контрол на състоянието “критичните машини” трябва да бъде заложен като “критичен обем работа” в общия обем работа, на който трябва да бъде обърнато специално внимание.

4.5. Периодичен анализ на натрупаната база данни за минали откази на машините за оценка на ефективността на съществуващите програми за ремонт и поддръжка

Анализ на отказите на строителни машини и оборудване може да бъде извършен чрез използване на общоизвестните статистически методи от теорията на надеждността [10]. За извършване на анализ на отказите на машините е се препоръчва предварително да бъде извършена прецизна обработка и анализ на събраната база данни с наличните регистрирани дефекти и откази. Статистическата обработка на данните спомага да бъдат набелязани слабите места, върху които трябва да се обърне внимание при актуализацията на съществуващите Програми за ремонт и поддръжка. Един от възможните анализи, който може да бъде извършен при статистическата обработка на данните е т.нар. тест за стареене (тест на Лаплас) [11]. Този анализ се използва за сравнение на хомогенния процес на Поасон, който предполага експоненциално разпределение и постоянна интензивност на отказите $\lambda(t)$ с нехомогенния Поасонов процес.

$$\mathbf{U_L} = \frac{\sum_{\mathbf{i=1}}^{\mathbf{N-1}} \mathbf{T_i} - (N-1)\frac{\mathbf{T_N}}{\mathbf{2}}}{\mathbf{T_N}\sqrt{\frac{\mathbf{N-1}}{\mathbf{12}}}}, \qquad (2)$$

където: N е броят на регистрираните откази на машината за на разглеждания период от време; $\mathbf{T_i}$ е денят в който настъпил съответния отказ в хронологичен ред в рамките на разглеждания период от време; $\mathbf{T_N}$ е денят на последния отказ на машината в рамките на разглеждания период от време.

Ако изчислената стойност на параметъра $\mathbf{U_L}$ се получи с голяма абсолютна стойност, то това означава, че регистрираните откази не са експоненциално разпределени, т.е. налице е нехомогенен процес на Поасон. Ако получената стойност $\mathbf{U_L}$ е отрицателна, то времето между отделните откази на времедиаграмата се увеличава, а ако $\mathbf{U_L}$ е положително число, то това значи, че времето между отказите намалява на времедиаграмата. Резултатите основно се използват като индикатор, дали машината е навлязла в крайната фаза на своя експлоатационен живот и/или все още е в периода на нормално функциониране с постоянна интензивност на отказите $\lambda(t)$. С помоща на анализа на параметъра $\mathbf{U_L}$ може също да бъде оценено, дали съществуващите Програми за ремонт и поддръжка на машината имат нужната степен на ефективност, както и да се определи необходимостта от подобряване на съществуващите Програми за ремонт и поддръжка.

5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Настоящата разработка представя подход за разработка на ефективни Програми за ремонт и поддръжка на строителни машини, изразяващ се в спазването на основни принципи, правила и препоръки, които трябва да подпомогнат инженерите-мениджъри при разрешаването на важни въпроси, свързани с комплексното управление на целия машинен парк на строителната фирма.

Въз основа на горе изложеното могат да бъдат направени следните по-важни заключения и изводи:

5.1. Разработването на цялостните Програми за поддръжка на машинния парк на строителната фирма трябва да бъде извършено след като предварително е събрана всичката нужна информация от производителите на машините, което включва не само указанията и инструкциите към ремонта и поддръжката, но също и всички други необходими данни (работни характеристики, начин на работа и условия на работа, производителност, изисквания за безопасност, приложими норми и стандарти и др);

5.2. Повечето от често извършваните рутинни и общи дейности по поддръжка на машините се препоръчва (по възможност) да се извършват от сътрудници на фирмата-ползвател на машините. Само в случай, че има някакви по-специфични и по-сложни дейности по ремонт и поддръжка, може да се наложи дейностите да бъдат извършвани от производителя на машината;

5.3. Избраната стратегия за ремонт и поддръжка на машиния парк трябва да бъде успешно интегрирана във всички нива на фирмено управление и да стане неизменна част от мениджмънта на строителните проекти, което ще спомогне за минимизиране на разходите и успешна реализация на строително-производствените планове, а оттам и за увеличаване на ползите и печалбите на фирмата.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Sri Nuwan Randunupura, Chandanie Hadiwattege “Plant and equipment management to minimize delays in road construction projects”, The Second World Construction Symposium 2013: Socio-Economic Sustainability in Construction, 14-15 June 2013, Colombo, Sri Lanka.
[2] Николов, Б. Багери за изпълнение на траншейни изкопи при полагане на тръбопроводи за напорни канализационни мрежи. В: Доклади XV Международна научна конференция ВСУ'2015, 4-5 юни 2015 г., София, ВСУ, 2015, 386-391 (ISSN: 1314-071X).
[3] Николов, Б. Изследване на технически характеристики на хидравлични багери. Доклад на Международна юбилейна научна конференция "75 години УАСГ", 1-3 ноември 2017 г., Приет за публикуване в: Годишник на УАСГ, София, (ISSN 2534-9759).
[4] Douglas D. Gransberg, Major Equipment Life-cycle Cost Analysis, Institute for Transportation Iowa State University, 2015.
[5] C. Park, (2011). Contemporary Engineering Economics. 5th Ed., Prentice Hall, NJ
[6] R. Peurifoy, and C. Schexnayder, (2002). Construction Planning, Equipment, and Methods. Sixth edition, McGraw-Hill, New York
[7] D. Atcheson, (1993). Earthmoving Equipment Production Rates and Costs. Norseman Publishing, Venice, FL.
[8] ISO 9612:1997 “Указания за измерване и оценка на експозицията на шум в работна среда”.
[9] К. Димитров, Д. Данчев, Надеждност на строителни машини и системи, Техника, 1994
[10] Peng Wang, David W. Coit, Repairable systems reliability trend tests and evaluation, Conference: Reliability and maintainability symposium, USA, 2005.
[11] Peng Wang, David W. Coit, Repairable systems reliability trend tests and evaluation, Conference: Reliability and maintainability symposium, USA, 2005

ОСИГУРЯВАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ НА СГРАДИ СРЕЩУ ПРОГРЕСИВЕН КОЛАПС

Галина Соколова[1]

PROVISION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OF BUILDINGS AGAINST PROGRESSIVE COLLAPSE

Galina Sokolova[1]

Abstract:
The phenomenon Progressive Collapse occurs when a local failure in a structural element causes overloading and consequential destruction in the adjacent elements, to the total collapse of the structure or to the disproportionate to the original cause parts of it. In the context of our time, providing the necessary robustness and alternative loading paths in the case of vertical load-bearing element loss scenario becomes extremely important.
The report defines the basic descriptions related to the normative requirements for limiting the local damages in the structures, as well as the classification of the basic forms and mechanisms of destruction in the case of progressive collapse. The scope of future computational research and analyses to be conducted in the dissertation thesis is presented in the context of modern analyses of critical regions and fragments of structures. In conclusion some examples of collapsed buildings are summarized, and trough them the size of the destructions in terms of enormous human and material losses.

Keywords:
Progressive Collapse, Robustness, Disproportionate Collapse, Normative Requirements, Alternative Load Path Analyses.

1. АКТУАЛНОСТ НА ПРОБЛЕМА

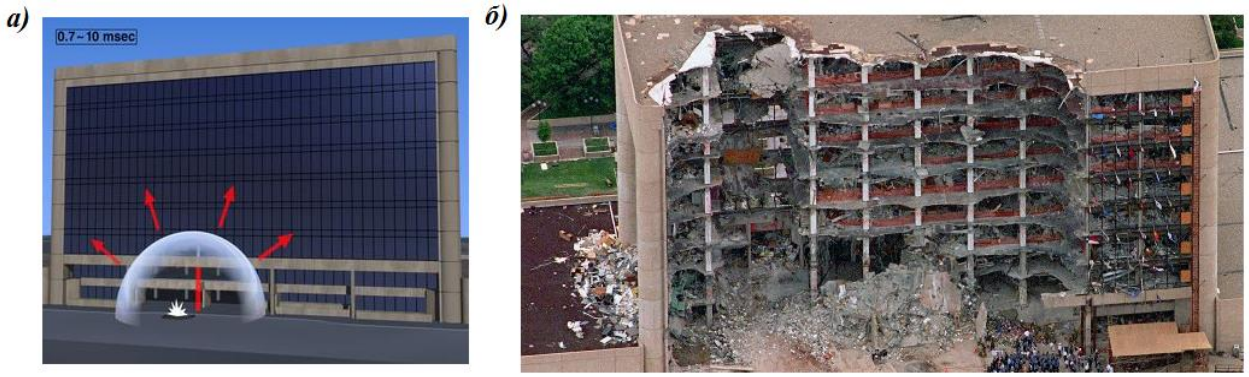
Броят на сградите с проявен непропорционален колапс във времето е сравнително малък, но последиците, които поражда по отношение на човешки и материални загуби са катастрофални. Нарастващата заплаха от терористични атентати в днешни дни прави задължително осигуряването на сградите срещу този тип разрушение. В тази точка са представени някои от примерите в историята за сгради, претърпели прогресивен колапс, които са подробно анализирани в литературата, а на базата на направените заключения за тяхното поведение, са направени промени в нормативните документи за осигуряване на сградите срещу този тип фатално разрушение.

[1] Галина Соколова, докторант, инж., катедра „Масивни конструкции“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: galq.sokolova@gmail.com;
Galina Sokolova, PhD Student, Eng., Department of Reinforced Concrete Structures, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: galq.sokolova@gmail.com.

1.1. Административна сграда *Murrah*

Един от най-шокиращите случаи на непропорционален колапс в историята е този на *Murrah Building* - административна сграда, намирала се в Оклахома Сити.

Сутринта на 19 април, 1995 година, приблизително към 9:00 часа, камион, пълен с експлозив, паркира близо до северната фасада на административната сграда и се взривява (фиг. 1а). В резултат на експлозията и последващия колапс, 42% от конструкцията е напълно разрушена (фиг. 1б), при първоначално засегнати от взривната вълна 4% от конструктивните елементи. След този безпрецедентен акт на жестокост загиват 168 души, а над 680 са ранени.

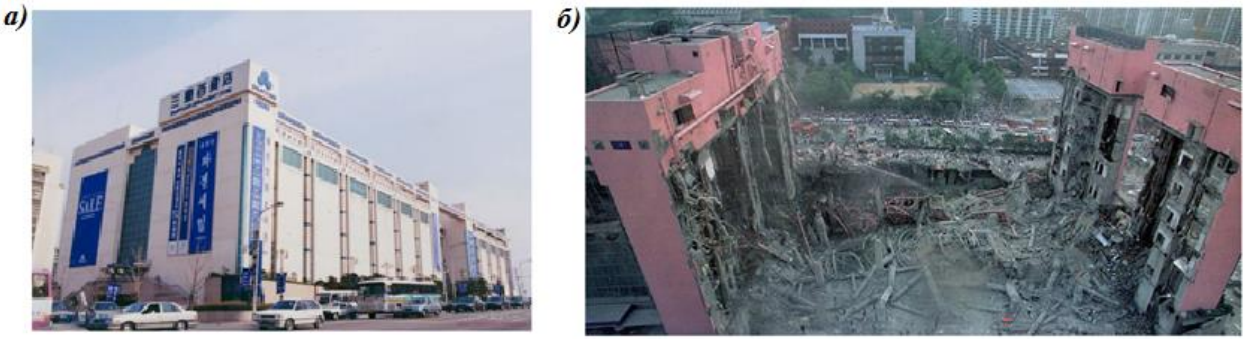


Фигура 1. Административна сграда *Murrah,* Оклахома Сити

1.2. Универсален магазин *Sampoong Department*

Sampoong Department е 5 етажна стоманобетонна сграда, намираща се в Южна Корея (фиг. 2а). На 29 юни, 1995 година тя се разрушава катастрофално, като причинява смъртта на 502-ма души и ранява 937.

Експертизата след инцидента доказва, че лошо проектиране, изпълнение и експлоатация, са причинили непропорционалното разрушение на сградата. Оказва се, че най-фатално е претоварването на плочата на най-горния етаж, след като са били инсталирани нови климатични устройства, което е причинява продънване на няколко места в плочата на петия етаж и последващо разпространение на разрушението на цялото ниво. Динамичният товар от разрушените горни етажи претоварва долните нива и предизвиква прогресивен колапс тип „палачинка“ на цялата конструкция (фиг. 2б), за по-малко от 20 секунди сградата е сравнена със земята.



Фигура 2. Sampoong Department: а) Преди; б) След

2. ОСНОВНИ ПОНЯТИЯ И ДЕФИНИЦИИ

2.1. Непропорционален колапс [7]

Този термин се използва за оценка на разрушението по определена мярка. Когато едно разрушение е непропорционално на първопричината, тогава то се определя като

непропорционален колапс. Използва се за оценка на щетите и не характеризира поведението на конструкцията.

Разрушението може да бъде *прогресивно* по природа, но не е задължително да бъде *напропорционално*.

2.2. Прогресивен колапс

ASCE 7-10 [3] - Разпространението на първоначална локална повреда от елемент на елемент, предизвикващо, евентуално колапс на цялата конструкция или на непропорционална част от нея.

GSA Gidelines [4] - Ситуация, при която разрушението на главен конструктивен елемент води до колапс на съседни елементи, което от своя страна води до допълнително разрушение. Следователно общите щети са непропорционални на първопричината.

EN 1990 [1] - Този термин е индиректно дефиниран в *EN 1990*, където кодът третира основните изисквания, които конструкцията трябва да удоволетвори: *„Конструкцията трябва да бъде проектирана и изпълнена по такъв начин, че да не бъде разрушена от събития, като експлозии, удар или последиците от човешки грешки в степен, която е непропорционална на първопричината.“*

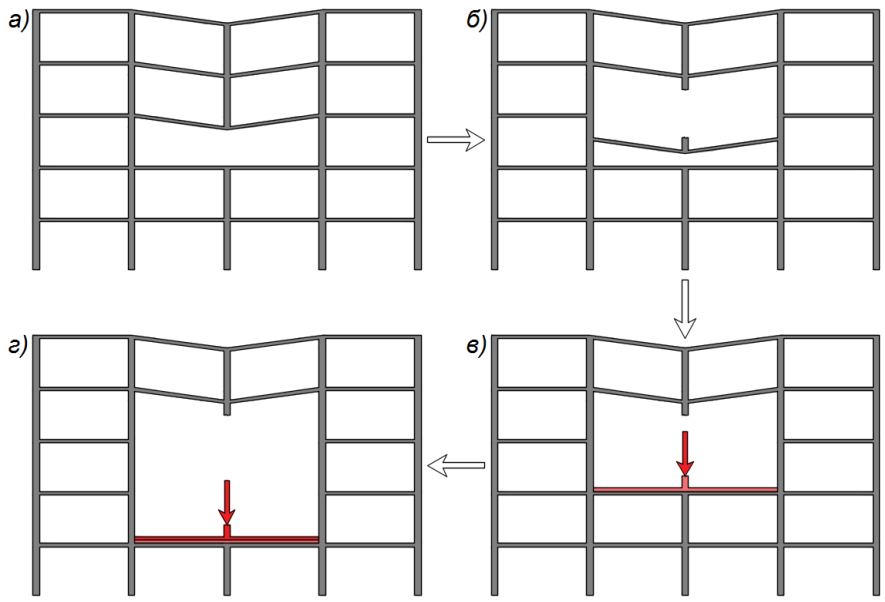
Терминът „*прогресивен*“ се отнася към поведението на конструкцията при разрушение.

3. ФОРМИ НА РАЗРУШЕНИЕ ПРИ ПРОГРЕСИВЕН КОЛАПС [8]

3.1. Прогресивен колапс тип „палачинка“

Когато капацитетът на вертикален носещ елемент се надвиши, това може да доведе до разрушение на цял участък от конструкцията, както е показано на фиг. 3а.

Горната част от повредената конструкция започва да пада и да натрупва кинетична енергия (фиг. 3б). Силата на удара обикновенно надхвърля изчислителната носимоспособност на останалата конструкция (фиг. 3в). Ако подовата конструкция не е в състояние да устои на удара, колапсът продължава да се разпространява (фиг. 3г).

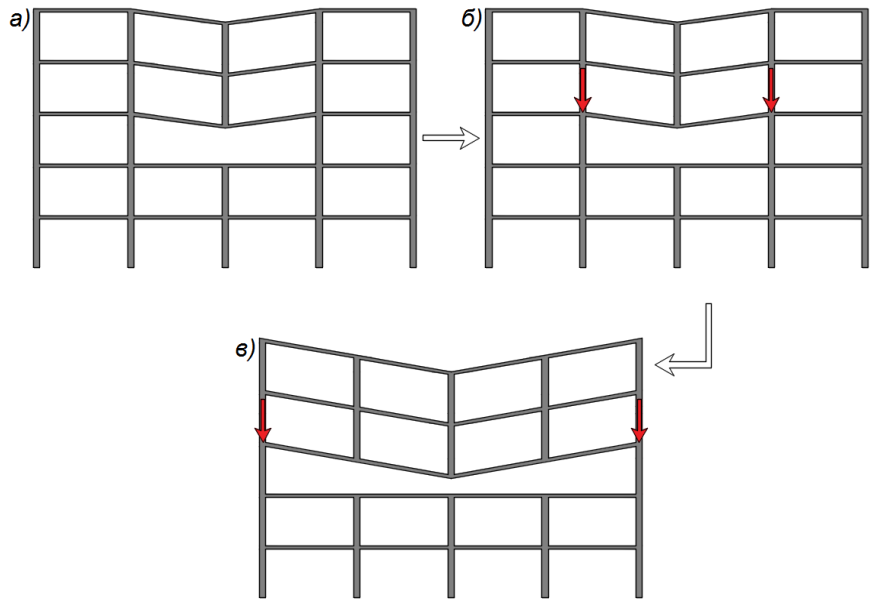


Фигура 3. Етапи на разрушение при прогресивен колапс тип „палачинка [9]

3.2. Прогресивен колапс тип „цип“

Загубата на един вертикален конструктивен елемент (фиг. 4а) преразпределя натоварването върху останалите елементи, разположени напречно на посоката на

разрушението (фиг. 4б). Ако носимоспособността на останалите елементи се надвиши, тъй като натоварването има динамичен характер, прогресивният колапс се индуцира (фиг. 4в). Този тип колапс се свързва и със загуба на устойчивост в останалите елементи.



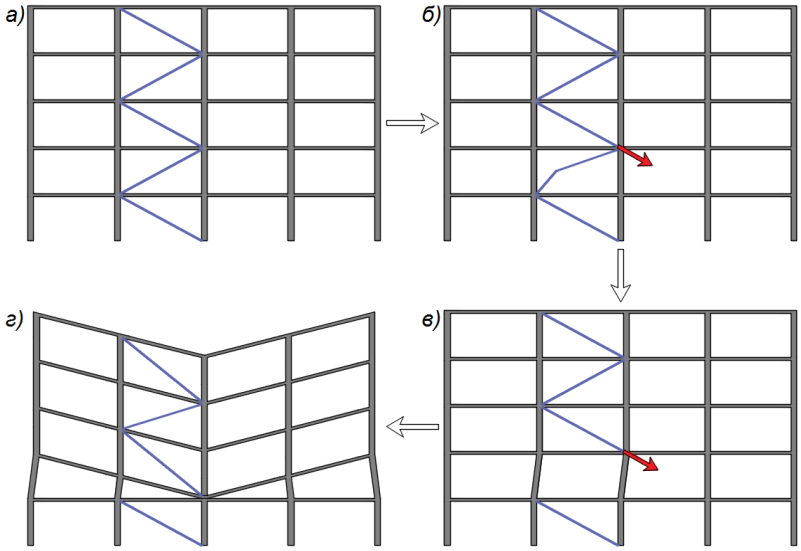
Фигура 4. Етапи на прогресивен колапс тип „цип“ [9]

3.3. Прогресивен колапс тип „домино“

При този тип прогресивен колапс е характерно първоначалното преобръщане на един елемент, което води до трансформация на потенциалната енергия в кинетична, поради загубата на равновесие. Ако елементите, засегнати от преобърнатия също загубят равновесие, колапсът се разпространява в хоризонтално направление.

3.4 Прогресивен колапс от загуба на равновесие

Ако възникне първоначална повреда в критичен елемент, който стабилизира цялата конструкция, може да възникне прогресивен колапс (фиг. 5г). Характерно за този тип колапс е, че дори малки имперфекции или странично натоварване могат да го предизвикат. Най-често колапсът започва от силно натиснатите елементи (фиг. 5б), при които малко нарастване на натоварването води до големи деформации.



Фигура 5. Етапи на прогресивен колапс от загуба на равновесие [9]

3.5. Комбиниран вид прогресивен колапс

Формите на разрушение, които са разгледани по-горе са относително лесно разграничими и описани, но в някои случаи разрушението е комбинация от някои от основните типове прогресивен колапс.

Например, непропорционалният колапс на административната сграда *Murrah* (Оклахома Сити, 1995 г.) е комбинация от прогресивен колпс тип „палачинка“ и прогресивен колапс тип „домино“. Характерна особеност на настъпилото разрушение е, че големите хоризонтални сили, предизвикани от първоначалния отказ на части от конструкцията, водят до преобръщане на други елементи.

4. КОНСТРУКТИВНИ ИЗИСКВАНИЯ

4.1. Здравина

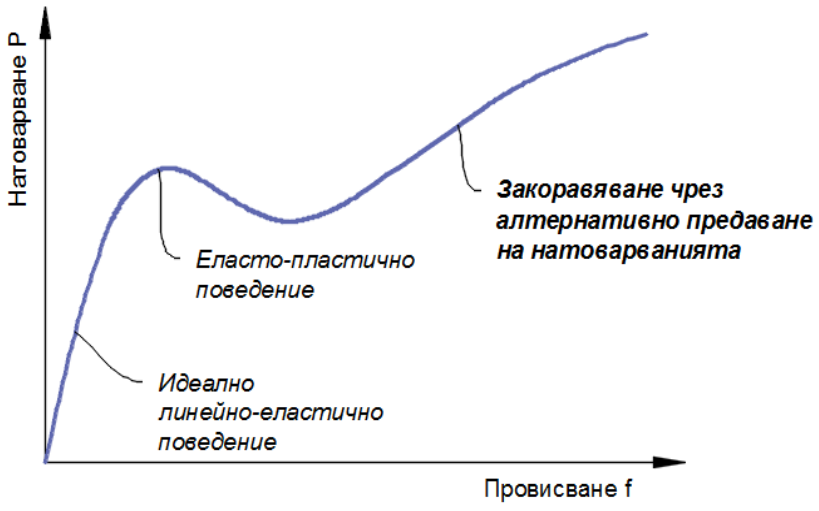
Здравината на конструкциите се дефинира, като *нечувствителност* към локални повреди – конструкцията не може да се повреди до степен непропорционална на първопричината. Терминът може да бъде качествена или количествена характеристика.

EN 1991-1-7 [2] дефинира понятието здравина на строителните конструкции, като: „*способността на една конструкция да устоява на събития като пожар, експлозия или последици от човешка грешка, без да бъде повредена до степен, която е непропорционална на първопричината*“.

4.2. Преосигуреност

Конструктивната преосигуреност [6] се отнася до наличието на множество носещи елементи или многобройни пътища за предаване на натоварванията (фиг. 6), които могат да понесат допълнителни товари в случай на повреда. Ако един или повече елемента се разрушат, останалата част от конструкция е способна да преразпредели товарите и по този начин да се предотврати цялостното ѝ разрушение.

Преосигуреността се отнася най-вече към метода за *алтернативно предаване на натоварванията* (фиг. 4).



Фигура 6. Алтернативно предаване на натоварванията [7]

4.3. Непрекъснатост

Отнася се до непрекъснати връзки на елементите, както и до *непрекъснатостта на армировката* в стоманобетонните елементи. Интегритетът, преосигуреността и/или локалната устойчивост могат да бъдат подобрени чрез непрекъснатостта. Следователно непрекъснатостта е част от *здравината* [6].

4.4. Дуктилност

Способността на елемент или конструктивна система да понесе големи пластични деформации без значителна загуба на носимоспособност. Дуктилността има голямо влияние при прогресивен колапс и тя често е давана като фактор, който увеличава здравината на конструкцията [6].

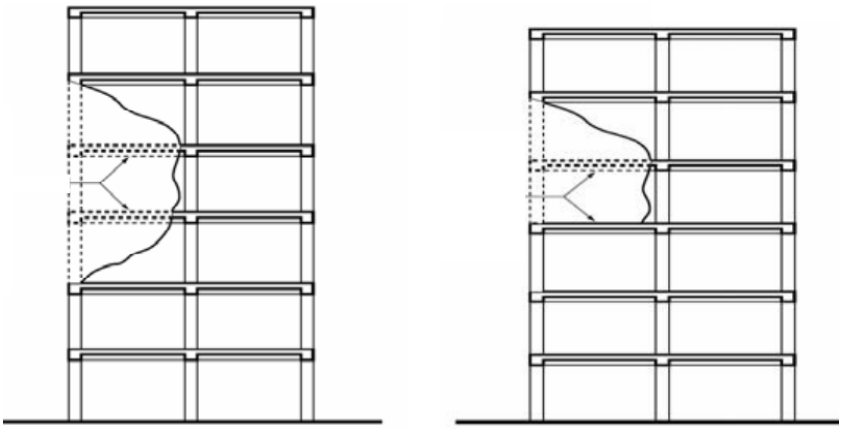
4.5. Размери на допустимата повреда

(1) БДС EN 1991-1-7 [2]

Препоръчителната стойност е 15% от подовата конструкция или 100 m^2, което от двете е по-малко, във всеки от два съседни етажа.

(2) UK The Building Regulations 2010 – Approved Document A 2013 [7]

Препоръчителната стойност на допустимата повреда, която лимитира този документ е същата, която е залегнала и в *БДС EN 1991-1-7* [2]. Важно е да се отбележи, че тези препоръчителни стойности отговарят на вътрешни взривни натоварвания, но този сценарий не е подходящ при премахване на външен конструктивен елемент. При такъв сценарий *няма причина* да се допусне разрушение в подовата конструкция непосредствено под отстранения елемент. В [7] е предложена алтернативна препоръка, при която се позволява разрушение на 15% или 100 m^2, която стойност от двете е по-малка, *само* от подовата конструкция над премахнатия елемент (фиг. 7).



Фигура 7. Препоръчителни размери на допустимата повреда – предложение [7]

(3) US UFC 4-023-03

При премахване на *външен* конструктивен елемент местната повреда да не превишава 70 m^2 или 15% (която стойност от двете е по-малка), от подовата конструкция, директно над премахнатия елемент.

При премахване на *вътрешен* конструктивен елемент местната повреда да не превишава 140 m^2 или 30% (която стойност от двете е по-малка), от подовата конструкция, директно над премахнатия елемент.

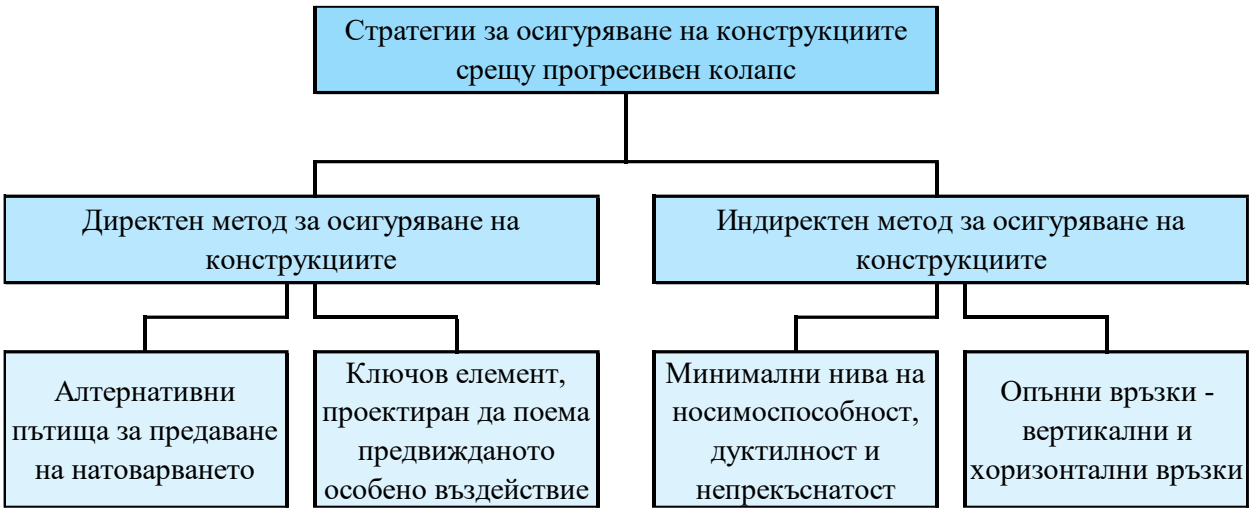
5. СТРАТЕГИИ ЗА ОСИГУРЯВАНЕ НА КОНСТРУКЦИИТЕ СРЕЩУ ПРОГРЕСИВЕН КОЛАПС

Стратегиите за осигуряване на конструкциите срещу прогресивен колапс се разделят на *директни и индиректни подходи* [5].

(1) *Индиректните подходи* (фиг. 8) се състоят в това да се прилагат правила и предписания за проектиране, като минимални изисквания за носимоспособност, непрекъснатост, дуктилност и преосигуреност. Поведението на конструкцията не се разглежда изрично. Този подход е насочен към проблема, определяйки и включвайки

характеристики на конструкцията, които да подобрят здравината ѝ, но без да се обръща специално внимание на натоварването или събитието, което може да предизвика колапса.

(2) *Директните подходи* (фиг. 8) включват проектиране, базирано на поведението на конструкцията, като оразмеряването на „ключови елементи“, които да понесат екстремни стойности на страничен натиск и търсенето на *алтернативни пътища за предаване на натоварванията.*



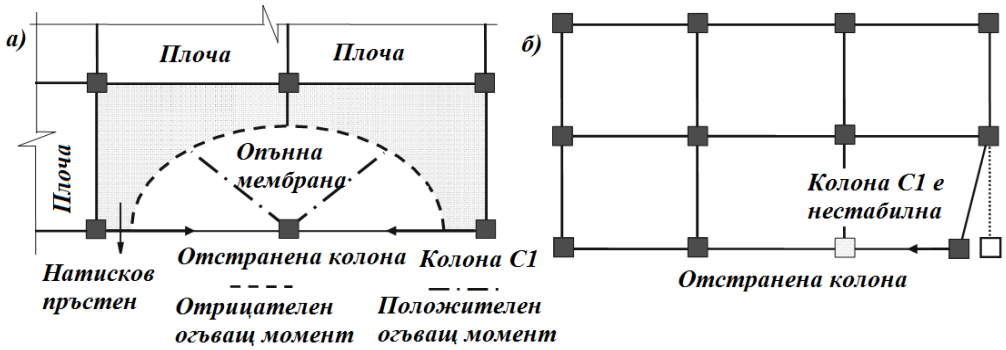
Фигура 8. Методи за проектиране на конструкциите срещу прогресивен колапс

6. ПРИМЕРИ ЗА АНАЛИЗ НА КРИТИЧНИ ФРАГМЕНТИ ОТ СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ

6.1. Съпротивление срещу прогресивен колапс на едноетажен мащабиран фрагмент от рамкова конструкция [10]

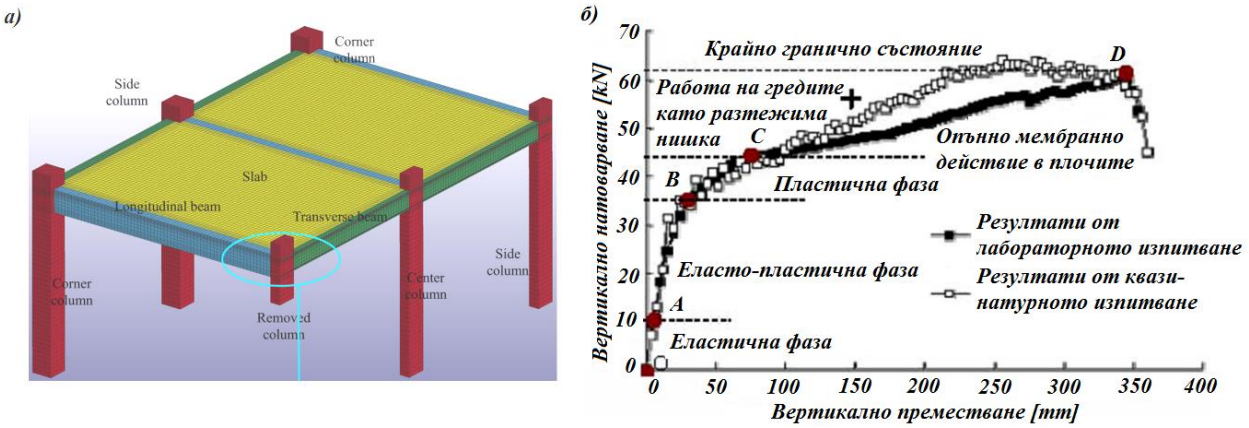
Една от най-опасните загуби на вертикален носещ елемент е тази на предпоследната външна колона. Намалява се хоризонталното подпиране на външните елементи, което от своя страна затруднява развитието на опънно мембранно действие в плочите. Плочата работи като опънна мембрана, но с развитие на натисков пръстен, характерно за странично неподпрените полета (фиг. 9а). Друг много важен проблем при премахването на тази колона, е че развитието на голям опън в гредите и плочите, може да доведе до „издърпване“ на ъгловата колона във вътрешността на конструкцията (фиг. 9б).

Експериментът е насочен към изследването на фрагмент от конструкция с двупосочно армирани полета и двуотворни рамки. Образецът е намален с мащаб 1/3, за да може по-лесно да бъде изпитан в лабораторни условия.



Фигура 9. Проблеми, които възникват при премахване на външна предпоследна колона

Проведено е и квази-натурно изпитване на образеца (фиг. 10а). Използван е програмния продукт LS-DYNA за експлицитно решение на задачата във функция на времето. При решението на модела са взети под внимание както геометричната, така и материалната нелинейност. Този модел изследва поведението на конструкцията при много големи деформации, предизвикани от местната повреда и поради това развитието на пукнатините не е проследено.



Фигура 10. а) Компютърен модел; б) Сравнение на получените резултати [10]

Конструкцията се разрушава при достигане на преместване от 350 mm и натоварване 60 kN (фиг. 10б). Алтернативните пътища за предаване на натоварванията са мембранното действие на плочите и работата на гредите като разтежима нишка. Тези явления увеличават носимоспособността на образеца с 30%. Експериментът доказва, че за да се избегне непропорционален колапс е изключително важно те да бъдат взети под внимание при конструирането и изчисляването на сградите за обичайни въздействия.

Анализът на данните показва, че елементите преминават през четири основни етапа преди да настъпи колапс в конструкцията (фиг. 10б):

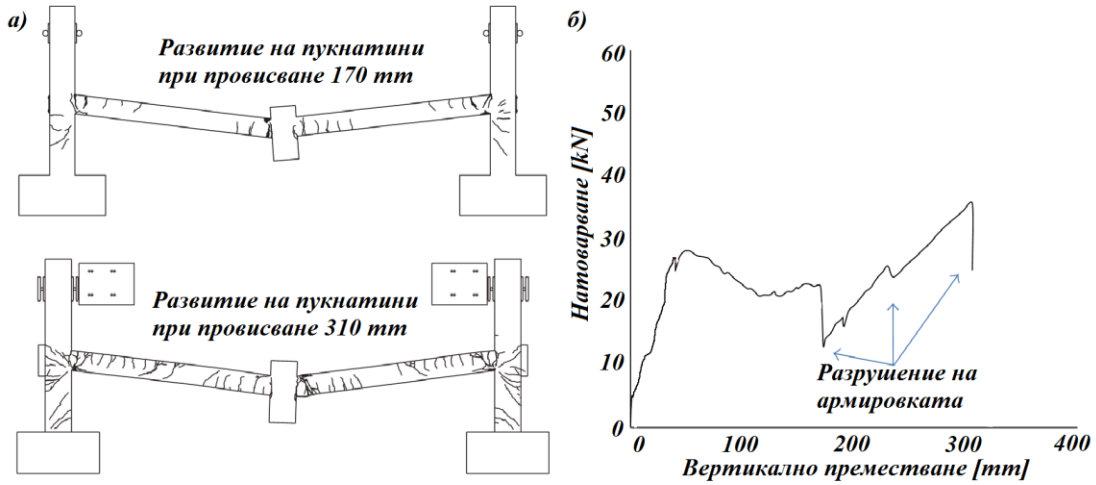
- Еластична фаза - OA;
- Еласто-пластична фаза - AB;
- Пластична фаза - BC;
- Мембранно действие в плочите / работа на гредите като разтежима нишка - CD.

6.2. Изследване на поведението на мащабирана рамкова конструкция при премахването на външна колона [11]

Експериментът е проведен в *Iran University of Science and Technology (IUST)*, като част от цяла програма свързана с изследването на поведението на конструкциите при локални повреди. Авторите представят мащабиран в съотношение 3/10 образец на 10 етажна бизнес сграда с рамкова контструкция. Експерименталният образец е част от външната рамка на сградата от първия етаж. Материалите използвани за експеримента са: бетон C25/30 и армировъчна стомана B500.

Образецът е подложен на монотонно вертикално натоварване в мястото на премахнатата средна колона. След прилагане на натоварването започва развитието на пукнатини от огъване в цялата греда. При преместване 25 mm и сила 25 kN започва пукнатинообразуване в местата на връзките на гредата с колоните. Когато преместването нараства до 40 mm, отговарящо на сила 27 kN пукнатините са достигнали 90% от височината на гредата. На фиг. 11а е показано развитието на пукнатините. По време на изпитването образецът достига 306 mm провисване преди да се разруши, при сила 35 kN (фиг. 11б).

Резултатите от проведеното изследване показват, че работата на гредата като разтежима нишка е увеличило капацитета ѝ с 30% при провисване 2 пъти височината ѝ. Провисванията, които е развила под действието на натисковата арка са 40% от височината ѝ.

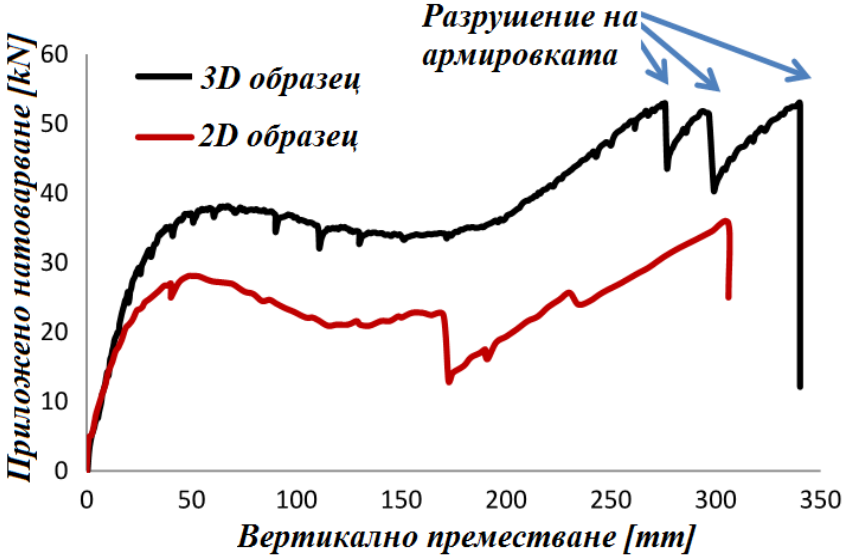


Фигура 11.а) Развитие на пукнатините; б) Преместване във функция на натоварването [11]

6.3. Изследване на поведението на мащабирана рамкова конструкция при премахването на външна колона и отчитане на влиянието на напречната рамка [12]

Този експеримент е продължение на предходния, описан в т. 6.2, но се отчита влиянието на напречната рамка при развитието на алтернативни пътища за предаване на натоварванията. Получените резултати са сравнени с тези от изпитването на 2D рамката от т. 6.2 и са показани на графиката на преместването във функция на натоварването на фиг. 12.

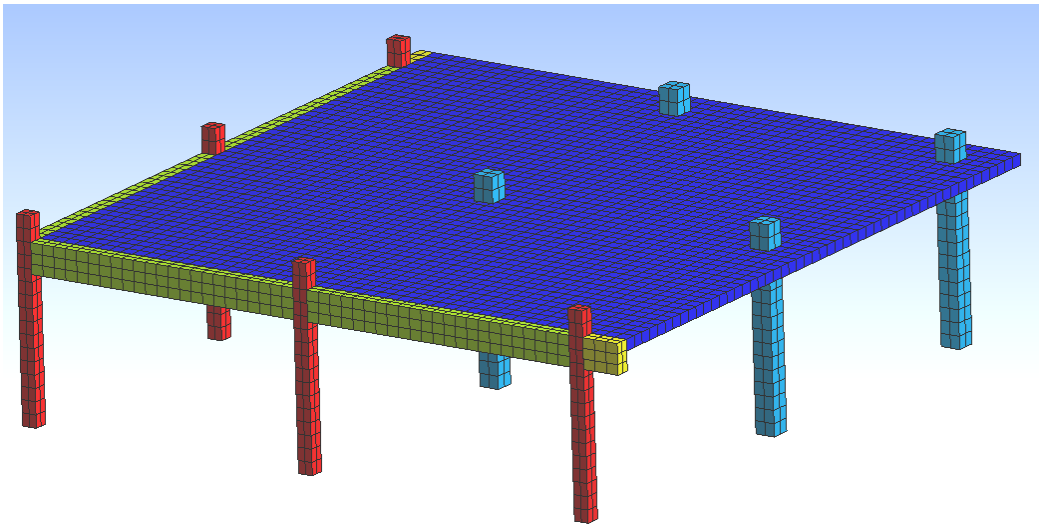
Проведеният експеримент показва, че натискова арка в напречната греда не се развива, също така тя не успява и да заработи като разтежима нишка, поради недостатъчното хоризонтално подпиране. Но за сметка на това носимоспособността на надлъжната рамка се увеличава значително поради включването на третия елемент в конструкцията, който помага натоварването да се преразпредели симетрично в елементите.



Фигура 12. Сравнение между получените резултати [12]

7. БЪДЕЩА РАБОТА В ДИСЕРТАЦИОНЕН ТРУД

В контекста на проведените изпитвания на критични части от стоманобетонни конструкции в бъдещия дисертационен труд ще бъде направено квази-натурно изпитване на фрагмент от стоманобетонна сграда с популярната и често използвана у нас конструктивна схема с безгредова плоча и стоманобетонни греди по краищата ѝ (фиг. 13).



Фигура 13. Фрагментът от стоманобетонна сграда, който ще бъде изследван

Целта на изследването е да се проследят ***алтернативните пътища за предаване на натоварванията*** в плочата и стоманобетонните греди, след като бъде премахнат вертикален носещ елемент, и как тази загуба би се отразила на цялостното поведение на сградата и носимоспособността на продънване на плочата.

ЛИТЕРАТУРА

[1] БДС EN 1990: Еврокод 0:2005 Основи на проектирането на строителни конструкции.
[2] БДС EN 1991: Еврокод 0:2006 Въздействия върху строителните конструкции. Част 1-7: Основни въздействия. Особени въздействия.
[3] ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2010.
[4] GSA Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines, June 2003.
[5] UFC 4-023-03 Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, July 2009.
[6] Kokot S., Solomos G., Progressive collapse analysis: literature survey, relevant construction standards and guidelines, JRC Technical Reports, 2012.
[7] CPNI Review of international research on structural robustness and disproportionate collapse, Department for Communities and Local Government, 2011.
[8] Starossek U., Progressive collapse of structures, 2009.
[9] Vasileva A., Progressive collapse, methods of prevention, Saimaa University of Applied Sciences, 2013.
[10] Hou J., Song Li, Progressive Collapse Resistance of RC Frames under a Side Column Removal Scenario: The Mechanism Explained, International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol.10, No.2, pp. 237-247, June 2016.
[11] Ahmadi R. & Collective Team, Experimental and Numerical Evaluation of Progressive Collapse Behavior in Scaled RC Beam-Column Subassemblage, Hindawi Publishing Corporation, Shock and Vibration, Vol. 2016.
[12] Rashidian O. & Collective Team, Progressive Collapse of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Sub-assemblages: Considering the Effects of a Transverse Frame, Int. Journal of Concrete Structures and Materials, Vol.4, No.4, pp.479-497, Dec 2016.

НЯКОИ АСПЕКТИ НА ВЗАИМОДЕЙСТВИЕТО МЕЖДУ ГЕОПАТОЛОГИЯТА И СТРОИТЕЛСТВОТО НА СГРАДИТЕ

Стоян Велковски[1]

SOME ASPECTS OF INTERACTION BETWEEN GEOPATHOLOGY AND THE CONSTRUCTION OF BUILDINGS

Stoyan Velkovski[1]

Abstract:
Geopathology is a science originating from geobiology and it is almost unfamiliar to the public. A main source for the emergence of the geopathological zones are the underground geological faults, subterranean rivers, subterranean waterfalls, etc. All those changes are directly related to the stability of the buildings and facilities erected on such anomalies. Therefore, there is a need for in-depth scientific research in the field of the interaction between geopathology, statics and the construction of buildings and facilities, as well as the health of the people inhabiting them.

Keywords:
Geopathology, Geological Faults, Construction of Buildings.

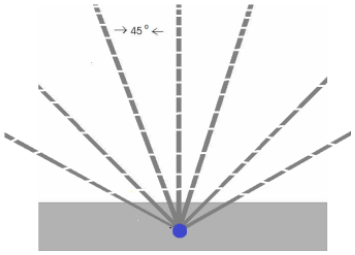
1. ВЪВЕДЕНИЕ

Геопатологията е елемент, който принадлежи към геобиологията и е тясно свързан с конструкцията, архитектурата, геологията, екологията, превантивната медицина и други научни направления. Самото име идва от гео - земята и патология - болест, която би означавала болест от Земята. Геопатологията е резултат от подземни водни пътища, геоложки ерозии, дефекти и пукнатини, които заедно и поотделно представляват източници на геопатогенни полета, което е сериозна причина за заболявания на жителите живеещи в тях. В допълнение към възникването на болести в геопатогените места, това е сериозна заплаха за обекта при сеизмична активност, която много по-лесно се срива. С превантивните мерки, прилагани от Института GAPE от Скопие, опасността от такива явления може да бъде доведена до много нисък праг или незначителен.

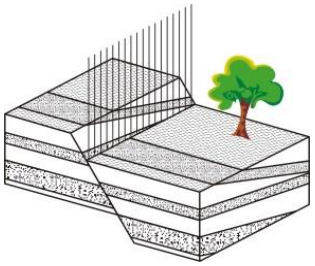
1.1. Методи

Геопатогенните полета (ГПП), която идва и създава от Земята, най-често е резултат от: подземни проточни води, геоложки пукнатини, разседи, концентрации на руди, минерали и др. (фиг. 1-3).

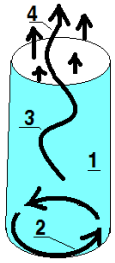
[1] Стоян Велковски, доктор, Геоложки институт „ГАПЕ”, Скопие, Македония, *e-mail*: contact@igape.edu.mk
Stoyan Velkovski, Ph.D., Institute of Geobiology, Archeology, Ground Water and Ecology (IGAPE), Skopje, Republic of Macedonia; *e-mail*: contact@igape.edu.mk.



Фигура 1. Челно показване на течаща вода в почвата с нейните ГПП



Фигура 2. ГПП от вертикален расед



Фигура 3. ГПП от подземни концентрации на руди и минерали или затрупани кладенци

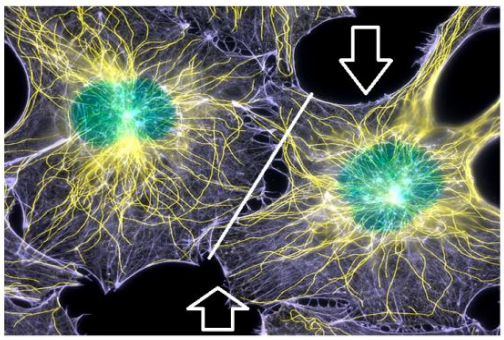
Всяка геоложка промяна води до нарушения на интензивността на константното геомагнитно си поле, чиито осреднени параметри са E = 130 V/m и H = 40A/m. Ако геопатоложките полета идват от дълбоки геоложки промени, това е възможно да транспортират и примеси на радон R, който над 100 Bq/m^{3}може да повлияе на здравето на облъчваните лица. Също така геопатологията със своето патологично влияние извършва и деполяризация на клетъчно ниво в почти всички сегменти на човешкото тяло. Резултатите от научните изследвания в Института ГАПЕ в Скопие, направени на 20 хил. души и на 8 хил. крави, телета и бикове, показват, че в над 90 % от болните от рак, леглата на които спят или местата където работятса били на гео - или Космо-патологични полета.

2. ВЪЗДЕЙСТВИЕ НА ГЕОПАТОГЕНО ИЗЛЪЧВАНЕ ВЪРХУ КЛЕТЪЧНАТА ФУНКЦИЯ

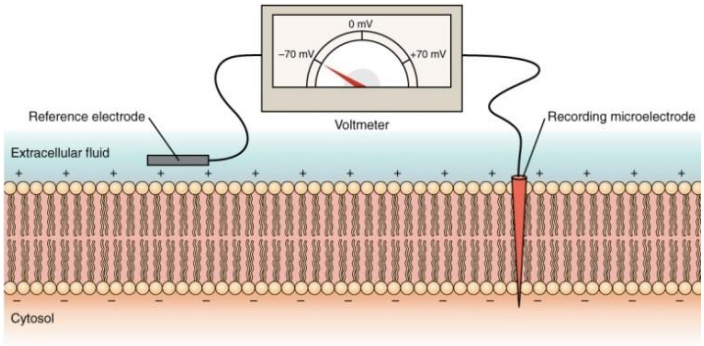
Както е известно, в живия организъм електрическите процеси играят важна роля и показват отклонения и нарушения на различните структури на клетката. Всяко отклонение или нарушение на биоелементарните норми на клетъчно ниво представляват сигурен знак за нарушена функция на клетката.

За да работи една клетка, е необходимо в нея да има поне 60 микроелементи и повече от 100,000 ензимни молекули, които позволяват да се развиват 2000 биохимични реакции, енергийни или други подобни, които се провеждат по точно определен ред.

През тези биохимични реакции се създава електромагнитно поле. През синтеза на протеини (защото има свързване на същите молекули) се създава хомогенно електромагнитно поле, в което е налице отрицателен заряд. При всички еднородни клетки, като правило, са налице определени заряд и същите имат възможност да бъдат точно определени. (фиг. 4-5).

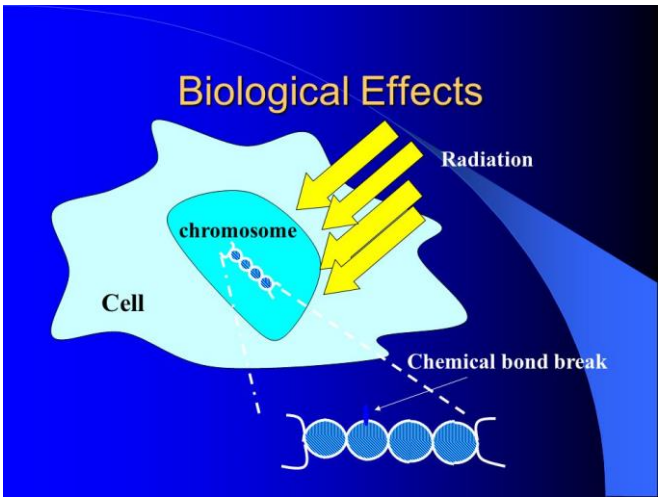


Фигура 4. Начин на действие на електромагнитните патогенни полета върху клетъчната функция

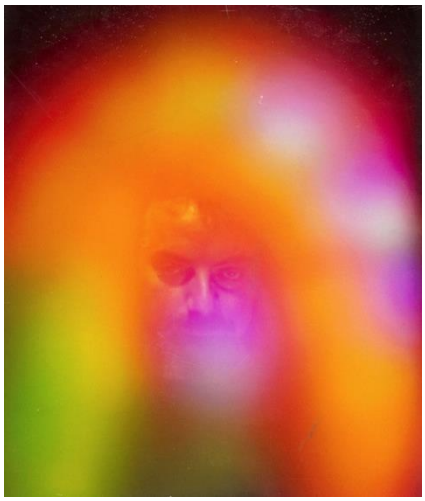


Фигура 5. Клетките с електрически компоненти и полярност

Функцията на клетките с помощта на обмен на електроенергия в химическа компонент, от друга страна заглушаване на клетъчната функция, което правят геопатоложките полета, влияе на биологичния клетъчен процес (фиг. 6). Функцията на трионите клетки в човешкия организъм и обмен на химическа в електроенергия компонент се освобождава електромагнитно поле, от което се образува човешкото енергийно поле, известно като Аура (фиг. 7).



Фигура 6. Начин на действие на електромагнитните полета върху клетъчната функция чрез въздействието върху хромозомите на клетките



Фигура 7. След размяна на електрическата компонента на клетките, около тялото се появява поле - т.нар. Аура. Според цвета може да се диагностицират и здравните нарушения

Също така е известно, че определени органи имат свойството да натрупват определени йони, например щитовидната жлеза - йод, бъбреците - кадмий, ретината - бариум др. В клетките се провеждат оксид - редукционни процеси, които осигуряват енергия, като основна енергийна материя е аденозин три фосфат (АТФ). Биологичната клетъчна мембрана представлява основен функционален и регулаторен част на клетката. В нея са основните механизми за преобразуване и предаване на електрическата микроенергија от химическа в електрическа. Това е т.нар рецепторен потенциал. По време на тези процеси около клетката се създават електромагнитни полета.

В този случай нормалната динамика на взаимно превръщане на енергиите е съпроводено с появата на подходящи електромагнитни полета, които се характеризират с морфобиолошко-генетично обусловени области на самата клетка на всеки орган. Въз основа на това се определя и тезата, че човек трябва да се разглежда като основен природен енергийни, функционални завършен модел, съставен от многобройни биоелементи. Те са в перфектно съотношение с биологичните процеси и разнообразни синтеза на клетките на живота.

В тези процеси като основни вещества възникват кислород, въглерод, водород и азот (в които са вградени и калций, калий, натрий, желязо, магнезий и много микроелементи). Най-съществено е, че едни и същи елементи имат различно посредническо и функционално действие, в зависимост от това как са структурирани.

Така например, микроелементът цинк играе роля във функцията на половите жлези, растежа, развитието и в метаболизма на въглеродният водород. Кобалт има роля в създаването на кръвоносните елементи и влияе върху растежа и развитието, както и върху създаването на някои хормони. Медта също играе роля в оксид редукторни процеси и поддържането на витаминския баланс на организма. Тези примери посочват, за да се възприемат значението на олигоелементите за живота на клетките. Известно е, че в

нашите клетки има около 50 микроелементии всички те имат важна роля на клетъчно ниво.

От горе казаното става ясно, че всяко отклонение или нарушение на тези биоелементи в организма ще доведе до нарушаване на енергийния баланс и оксид редукторни процеси в клетките. По този начин се нарушава и синтеза на протеини в клетките, а с това се нарушава функцията на клетъчната мембрана. Това ще доведе до нарушаване на способността на клетките да превръща химическата енергия в електрическа.

От това можем да констатираме, че ако клетките са изложени на електромагнитни лъчения, ще предизвика известно нарушаване на оксидо редукторни процеси, а с това ще се провалят и процесите на синтез и нормалното получаване на енергия по време на клетъчния метаболизъм.

Електромагнитни лъчения особено гео-космопатологиятаимат силно изразено деполаризирачко действиевърху клетъчната мембрана. Резултатът от това е нарушена меѓуклеточна съвместна работа, която пък предизвиква тежки и сериозни заболявания.

Това, което досега е известно от специализираната литература, а въз основа на експериментални и клинични изследвания, електромагнитните лъчения нарушават функциите на ливъридж-движещите апарат, нервната система и вътрешните органи.

3. ЗАЩИТА ОТ ГЕОПАТОГЕННИ И КОСМИЧЕСКИ ИЗТОЧНИЦИ НА РАДИАЦИЯ

За защита на жилишата (обекти), които са на геопатология, в Института ГАПЕ и слънчев лъч от Скопие, се изследва и прилага през последните 25 години и може да се каже, че вече има резултати. А именно, е изградено техническо решение, (изобретение) Био СПХ, което позволява електрическият компонент да се трансформира в ниско магнитно поле и да доведе до нормално и здраво био-пространство за нормален и здрав био живот.

Вторият начин на защита се осъществява чрез монтиране на поляризирани мрежи, спирали и кристални индуктивни елементи в процеса на изграждане на обекти (фиг. 8-9).

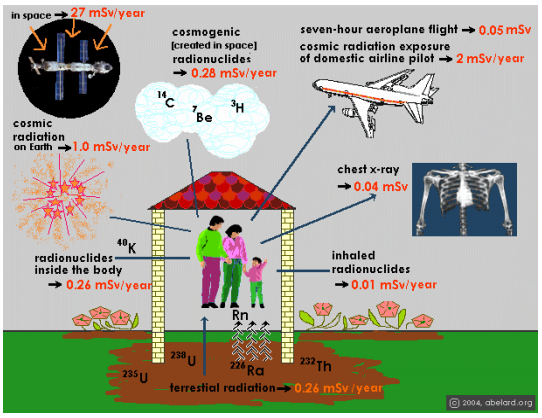
Фигура 8. Поляризация на мрежи в Института ГАПЕ-Скопие

Фигура 9. Монтирани поляризирани мрежи, спирали и кристални индуктивни елементи в основната плоча на новата конструкция

В допълнение, поляризираните мрежи, спиралите и кристалните елементи, в Института GAPE от Скопие които са професионално монтирани на покрива на сградата, успешно се прилагат за защита на отражателната радиация от космоса и различни източници на техногенни източници (фиг. 10).

Геопатологията е тясно свързана с появата на радон, Радон е радиоактивен газ без мирис на цвят и вкус, но може да причини сериозни здравни последствия за живеещите в такова съоръжение, което е под действието на радон (фиг. 11).

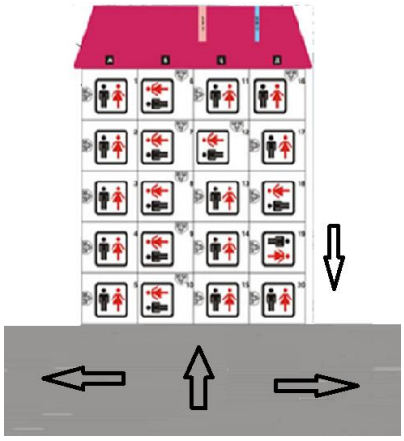
Фигура 11. Монтаж на поляризирани мрежи и спирали на покрива на новопостроен обект



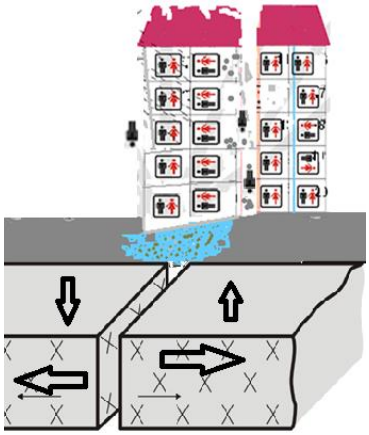
Фигура 12. Жилище, което има радиация и от радон

4. ГЕОПАТОЛОГИЧНО ВЛИЯНИЕ ВЪРХУ СТАБИЛНОСТТА НА ОБЕКТИТЕ

Известно е, че когато се случат земетресения, съществуват различни сили, които действат върху обекти. Ако в същото време възниква нестабилна геоложка основа на основата на обекта, която е да потъне или да се издигне или да се разцепи с широки пукнатини и т.н. в сравнение с обект, поставен на здрава геоложка база, сградата е обречена на катастрофа (фиг. 13-15).



Фигура 13. Анализ на действията на силите от земетресението на 26.07.1964 г. в Скопие, върху обект, разположен на здрава геоложка база.

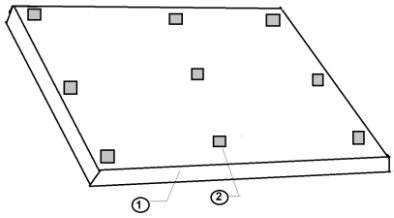


Фигура 14. Състояние на анализираните разрушени обекти от Скопие през 26.юли 1963 г. обект, разположен върху 50% на геопатологията.

Фигура 15. Състояние на разрушен обект от Скопие през 26.юли 1963 г. разположен 50% на геопатология.

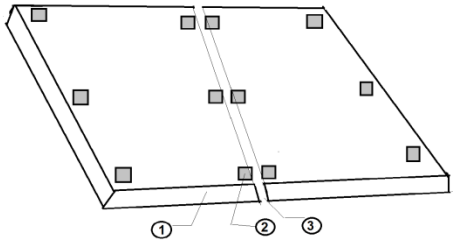
Класическите сгради не гарантират достатъчна стабилност от възникването на земетресения. Това се доказва от изследването на последните катастрофи на сериозни земетресения в градските райони. Всичко това се дължи, наред с другото, на липсата на внимание на връзката между геопатологията, строителството и архитектурата в условията на земетресения.

Прилагайки геопатология върху архитектурата и строителството, рискът от разрушаване на сгради по време на земетресение може драстично да бъде намален (фиг. 16-18).



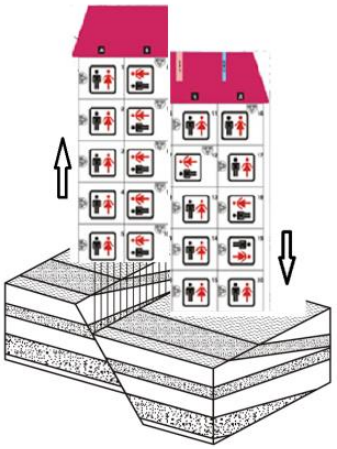
Фигура 16.Класически методи за архитектурно решение, без да се взема предвид геопатологията.

Легенда: 1. Пълна базова основа на обекта, без да се обръща внимание на геопатологията.
2. Бетонови колони.



Фигура 17. Архитектурно решение според геопатологичните условия на земята, тоест, на самата основна плоча се прави разцепване с двойни стълбове точно по самата патология

Легенда: 1.Бетона подсилена сандвич плоча, 2. Двойни бетонни колони, 3. Разделена бетонна плоча според геопатогенните условия.

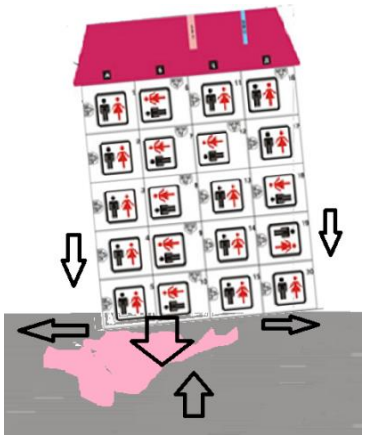


Фигура 18.Обект, построен върху геопатология, но според новитеархитектурни методи. Обектът потъна за 2 m, но не се срути.

Обектът е незначително отделен по време на самата конструкция, а при геоложки дейности той може да се плъзне вертикално но не се срути.

Геопатологията може да бъде и причина от геоложка ерозия, в този случай обекти, изградени върху такава геоложка патология, в зависимост от разположението на обекта, могат да потънат или да се огънат в няколко градуса (фиг. 19-21).

Фигура 19. Потъване на две сгради в град Гватемала на 23 февруари 2007 г.



Фигура 20. Сеизмично построен обект, една част от сградата е на геоложка ерозия и ГПП

Фигура 21. Причината за скриването на известната Пиза кула в Италия е гео аномалия

РЕЗУЛТАТИ

Проучването е проведено на Балканите, по-специално в Македония и изследванията бяха взети от катастрофалното земетресение в Скопие през 1964 г., но и от други катастрофални земетресения от Балканите. Обекти, които са построени на здравословен географски мащаб и обикновено са правилно построени, поддържат по-добре земетресенията в сравнение със същите обекти, които са изградени на геопатологични места. Ако бъдат изградени бъдещи нови съоръжения по този метод, в този случай здравето и живота на гражданите ще бъдат на по-високо ниво. Защитата на вече построените обекти вече е възможна най-вече от лъчението на геопатологията и това може да се постигне с неутрализаторите трансформери БИО - СПХ www.soncevzrak.com

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

От горното може да се заключи, че: електромагнитната радиация, особено гепатологията и космопатологията, оказват влияние върху здравето и живота на изложените на риск лица. На тази основа има възможност да ги защитим: в строителния процес и след изграждането на съоръжението чрез поставяне на неутрализиращи трансформатори, позволявайки нормално биоразвитие за хората. Също така, геопатологията представлява сериозна заплаха за стабилността на съоръженията. За защита на този вид бедствие се предлага нов начин за изграждане на обекти, т.е. според геопатологията на пространството.

ЛИТЕРАТУРА

[1] С. Швабиќ, Пројектовање у зградарству; Граѓевинска књига, Београд 1967;
[2] Г. Мардиросян, Природни екокатастрофи и тяхното дистанционно аерокосмическо изучаване; Проф. Марин Дринов, Софи 2000;
[3] Г. Мардиросян, Природни бедствия и екологични катастрофи; Проф. Марин Дринов, София 2007;
[4] С.Велкоски, Термални и термоминерални карактеристики на Република Македонија; Институт за геобиологија, археологија, подземни води и екологија Скопје, 2009;
[5] С. Велкоски, Хидрогеологијаи хидрогеолошките карактеристики на Република Македонија; Институт за геобиологија, археологија, подземни води и екологија Скопје, 2010;
[6] М. С. Малмук, Џ. П. Заниевски, Материјали за градежни инженери и инфраструктура; Арс Ламина, Скопје 2012;
[7] Лични изследвания;
[8] www.soncevzrak.com

ОЦЕНЯВАНЕ НА МОСТОВЕТЕ НА МАГИСТРАЛИТЕ ЧРЕЗ СТАТИЧНИ И ДИНАМИЧНИ ИЗПИТВАНИЯ

Мария Витанова[1], Игор Джорджиев[2]

ASSESSMENT OF HIGHWAY BRIDGES BY STATIC AND DYNAMIC TESTING

Marija Vitanova[1], Igor Gjorgjiev[2]

Abstract:
In this paper, an overview of the studied problem, information and conclusion on the results from the diagnostic tests performed by static and dynamic loads on three newly built bridge structures are presented. The objective of diagnostic loading of bridges was to define the behavior of bridges under static and dynamic loads: checking whether the bearing capacity and deformability of the built structures are in compliance with the results from the main and the working design; checking of the quality of the works done, preciseness of manufacturing and geometry of elements; checking of the quality of the built-in materials; checking of the usability of the structure.
For testing of the bridges, there were simulated more than 50% of the design internal static quantitates (deformations and/or stresses/strains) at each characteristic cross-section of the structure. The trial load was provided by trucks filled with sand and was properly deployed and enabled causing of the maximum internal static quantities. Regarding the instrumentation used for measuring the static quantities of interest, strains and deflections at both mid-spans were measured together with strains at the middle support. Furthermore, continuous measurement of accelerations was also done. All quantities were measured continuously and at discrete times when the maximal values for characteristic quantities were reached. Based on the performed testing by trial static and dynamic loading for all bridge structures and the results obtained from the performed sample measurements, it can be concluded that all structures behave in the elastic range.

Keywords:
Bridge Testing, Dynamic Load Testing, Static Load Testing, Real Time Measurement.

1. INTRODUCTION

The method of load testing is an essential segment in defining the safety of bridge structures. One of the methods of load testing is the diagnostic load testing. This method enables

[1] Marija Vitanova, Assist. Prof., Dr., Engineering Structures and Software, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Todor Aleksandrov Str. 165, 1000 Skopje, Macedonia; *e-mail:* marijaj@iziis.ukim.edu.mk
[2] Igor Gjorgjiev, Assoc. Prof., Dr. Engineering Structures and Software, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Todor Aleksandrov Str. 165, 1000 Skopje, Macedonia; *e-mail:* igorg@iziis.ukim.edu.mk

comparison between the real behavior of a bridge structure and the results obtained from its analysis. Such a comparison is particularly important for the newly built structures for which this method is used as a test that proves the behavior of the structure. For structures that are already in use, the method is important in definition of the mode of increase of their load carrying capacity. In this paper, the results from the diagnostic tests performed by static and dynamic loads on three newly built bridge structures are presented. The conclusions drawn based on the obtained results are also shown.

2. OBJECTIVES OF THE TESTS

Pursuant to the existing laws in the R. Macedonia, upon completion of the structure of each newly built bridge, prior to its putting into operation, it is necessary to perform trial loading in accordance with MKS U.M1.046.

The objective of trial loading of bridges is to define whether the behavior of the bridges under static and dynamic loads is correct. The objectives of trial loading are: - checking whether the bearing capacity and deformability of the built structure are in compliance with the results from the main and the working design; - checking of the quality of the works done, preciseness of manufacturing and geometry of elements; - checking of the quality of the built-in materials; - Checking of the usability of the structure.

3. DESCRIPTION OF THE TESTED BRIDGES

All three subjected bridge structures represent monolith pre-stressed continuous slab systems (overpass no. 1 is shown on Fugure 1) with characteristics shown in Table 1. The bridges are monolithically connected to the piers and supported by elastomeric bearings on the abutments. The deck of all three overpasses is a solid prestressed concrete slab. The depth of the slabs is constant along the structure. The bridges are continuous over the piers and are monolithically connected to them. They are separated from the abutments by structural joints and supported by the abutments on two elastomeric bearings.

Table 1. Geometry of the bridges

Bridge structure	No. of spans	Length of structure [m]	Width of structure [m]
1	2	48.6	6.0
2	2	34.0	8.4
3	2	43.5	8.0

The piers and abutments of all three structures are supported by a deep foundation. The piers are supported by four piles connected by an orthogonal pile cap. The abutments are supported by six piles positioned, at plan view, on each side of the abutment columns. The abutments are a typical spill through type of an abutment, consisting of three orthogonal columns of varying cross section. The deck slabs are supported on plain elastomeric bearings above the abutments.

All loads and load combinations are from the relevant Eurocodes (EN 1990 and EN 1991). Loads related to seismic actions are derived from the relevant parts of EN 1998.

3. METHODOLOGY OF TESTING

3.1 Review of design documentation and modelling of the bridge

3D finite element models of all three structures were developed for analysis of the overpass. The decks and the piers of the overpass were modeled by using beam elements while the foundation pads and the abutments were modelled by using a combination of beam and quad elements. The mechanical properties of the sections were derived from the geometrical data on the sections assuming stage I for prestressed concrete and stage I and II for reinforced concrete for static and dynamic analysis, respectively. For analysis of the bridges, three structural models

were elaborated: a) a global model of the bridge b) a model of the abutments and c) models of the pier footings.

Characteristic data regarding design loads were obtained from the design documentation and static influences under design live loads and trial loading used for testing were obtained for the bridges. Namely:

- The values of design bending moments and strains at characteristic cross sections of the structural systems;
- The values of the design deflections at characteristic cross sections of the structural systems;
- The value of the design dynamic coefficient;
- The values of bending moments and strains at characteristic cross sections of the structural systems under real trial load used for testing obtained from the analysis of the simplified models;
- The values of deflections at characteristic cross sections of the structural systems under the real trial load used for testing obtained from the analysis of the simplified models.

Figure 1. Overpass no. 1

3.2 Analyses of the bridge structures

For analysis of all structures, global models were used comprising of the deck and the piers modeled by beam elements and appropriate kinematic constrains. A conservative assumption was made that the piers were fixed at their base. The effect of prestress was taken into account. The masses of the structures were considered lumped at the nodes of the model. The models were used for modal and spectral analyses. Seismic excitation was imposed in three directions and spatial combination of forces and moments was performed according to the relevant paragraph of the Eurocode. The models were also used for calculation of the bearing forces and the piers internal forces and moments resulting from vertical and horizontal loading and from indirect actions (temperature changes, creep, shrinkage, etc.).

3.3 Load testing and measuring instruments

The purpose of the trial load testing was to simulate the design internal static quantitates (deformations and/or stresses/strains) at every characteristic cross section of the structure. The value of the simulated percentage depended on the design live load, which was correlated with the category of the road and the dimensions of the structure itself. In any case, it was necessary to provide a real load to be set in different loading schemes in order to measure the necessary static quantities at every cross section of interest.

The trial load was provided by trucks filled with sand provided by Granit A.D. Skopje (Figure 2 a), for which information about their maximal total weight as well as weight per axis

was available in advance. The arrangement and distance between axes was also predefined and measured in field. In this way, the trial load was properly deployed and enabled causing of maximal internal static quantities (as large as possible percentage compared to the design values).

The number of trucks, their weight and location on the bridge as well as the total number of loading schemes depended on the type of the structure, i.e., its width, number and length of spans as well as its structural system.

a)

b)

Figure 2. Overpass 3 Testing of the bridge- Loading scheme P asymmetrical - middle support (a) and Testing of the bridge - measuring instruments: displacement transducers (LVDT) (b)

Regarding the instrumentation used for measuring the static quantities of interest, strains and deflections in both mid-spans were measured together with strains at the middle support. Furthermore, continuous measurement of accelerations was also done. For measurement of strains, strain gages (SG) from KYOWA (Japan) were used. For measurement of displacement, displacement transducers (LP) from Micro-Epsilon (USA) were used. For measurement of accelerations, accelerometers from PCB (USA) were used. All quantities were measured continuously and at discrete times when the maximal values for characteristic quantities were reached. The deployment of instruments on the bridge is shown in Figure 5.

Every cross section of interest was tested by using two loading schemes (symmetrical and non-symmetrical).

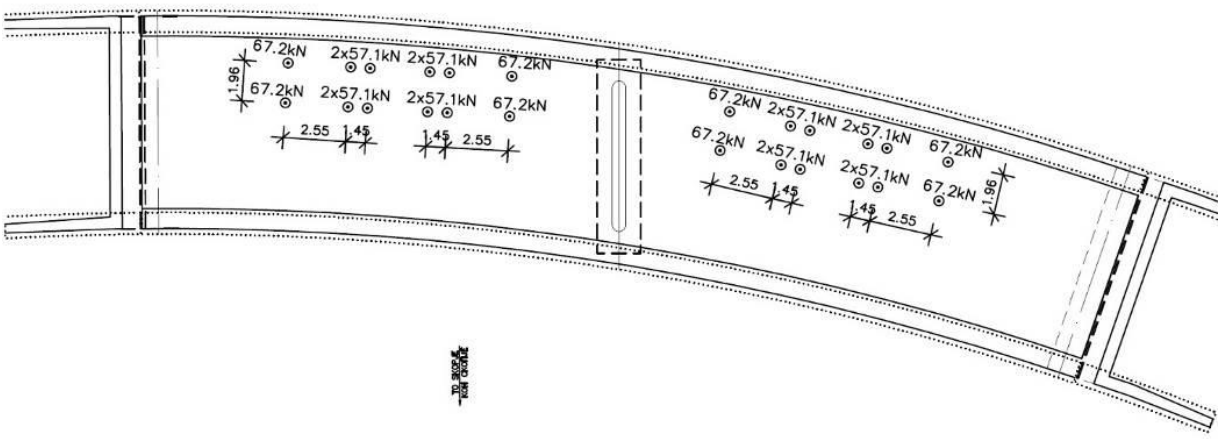


Figure 3. Overpass 3, Testing of the bridge- Loading scheme P asymmetrical - middle support (Scheme Figure 2 a)

The loads were applied in 5 phases (“0”-“P/2”-“0”-“P”-“0”):

- phase 1: Unloaded condition
- phase 2: ½ of the full loading (P/2)
- phase 3: Unloading
- phase 4: Full loading (P) (Figure 2, a)
- phase 5: Unloading

a)

b)

Figure 4. Overpass 2 Testing of the bridge- Installation of measuring instruments in the middle of span (a) and Measuring instruments: displacement transducers (LVDT) (b)

After completing the static loading of each bridge, the dynamic coefficient was determined experimentally. This was done by measuring the deformation at the mid point of one characteristic span. Firstly, the “static” deformation was measured (deformation under one static truck). After that, the truck passed with a predefined speed of 10km/h, 20km/h and 30km/h over the measured span and, in this way, the “dynamic” deformation was measured. For better efficiency, an obstacle (a metal plate with thickness of 5cm) was set on the way of the moving truck so that it simulated an impulse and enabled simulation of greater “dynamic” deformation (Figure 4). The ratio between the “dynamic” deformation and “static” deformation gives the dynamic coefficient which should be smaller when compared with the one used for the design of the bridge.

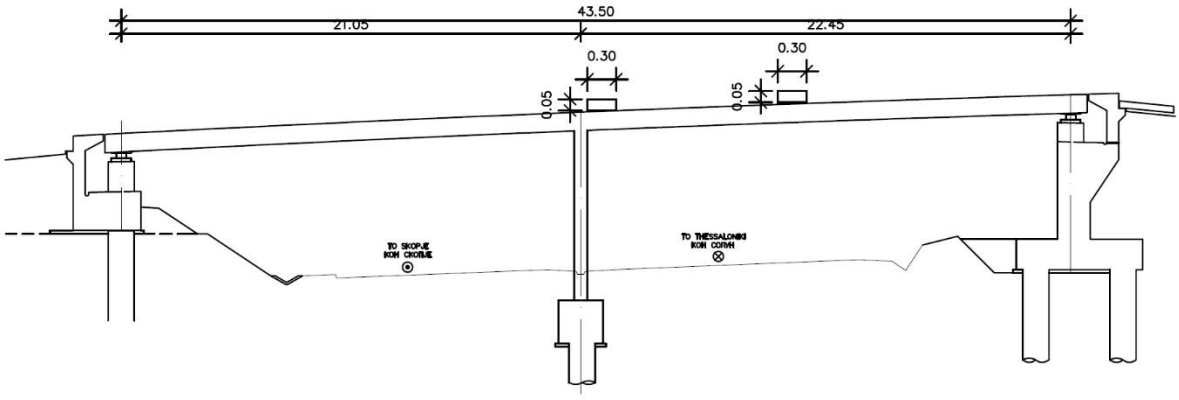


Figure 4. Overpass 3, Location of steel plates used for dynamic testing- longitudinal view

The deployment of displacement transducers (LP), strain gages (SG), accelerometers (left, bottom), linear variable displacement transformers (LVDT) for overpass 3 is shown in Figure 5.

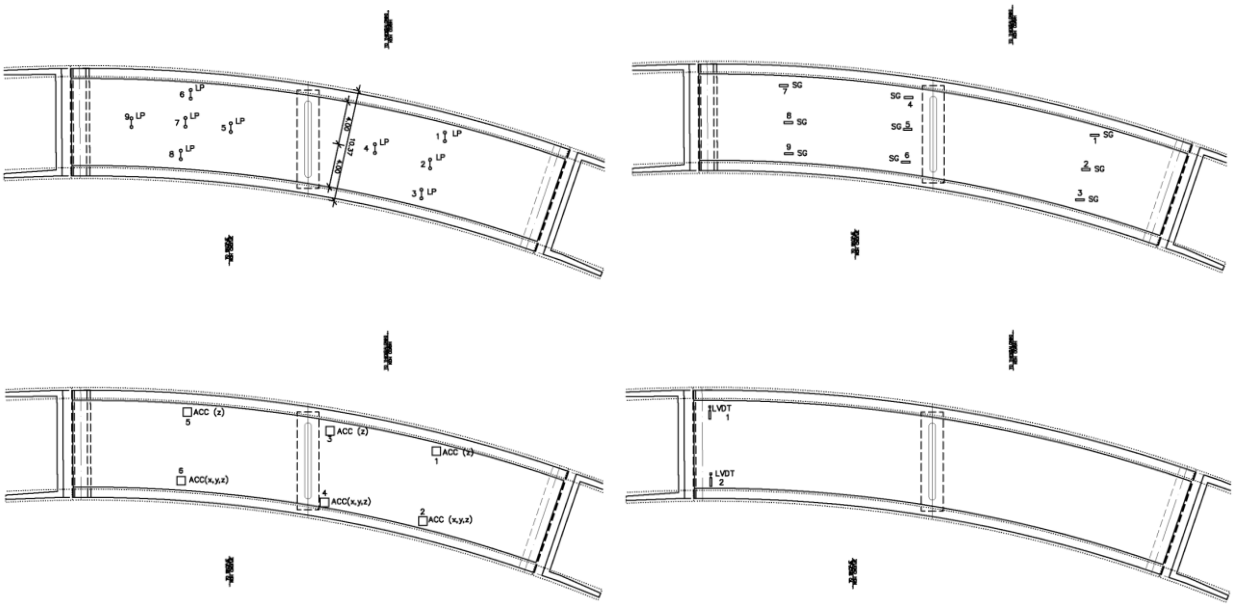


Figure 5. Overpass 3. Deployment of displacement transducers (LP) (left, up); strain gages (SG) (right, up); accelerometers (left, bottom), linear variable displacement transformers (LVDT) (right, bottom)

4. OBTAINED RESULTS

Table 2 contains an information about the values of the displacements in the midst of the span under symmetrical loading. In the first row, the deformation (displacement) at the characteristic point of interest obtained from the design analysis is presented. The second row contains an information about the deformation (displacement) obtained from the simplified model loaded with the real trial load used for testing. The third row contains an information about the on-site measured deformation (displacement) at the characteristic points of interest. From the obtained results, it can be seen that the design displacement was simulated only for OP3, while for the other two structures, the measured displacements were lower. The performed FEA of structures loaded by real load shows a good matching with the measured values.

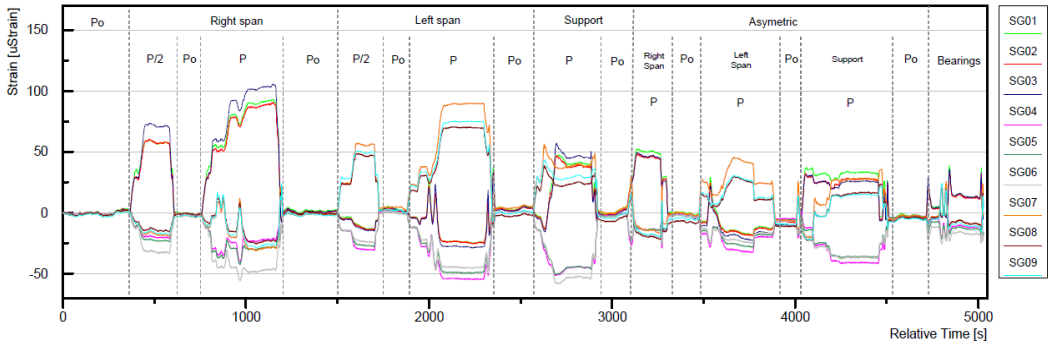
Table 2. Vertical deformation in the midst of spans under symmetrical load

Result	OP1 [LP8]	OP2 [LP8]	OP3 [LP7]
Deformation- design load- EC (mm)	18.64	3.78	11.84
Deformation - trial load- analysis (mm)	7.55	3.11	9.39
Measured deformation (displacement)- trial load (mm)	5.56	2.83	6.45

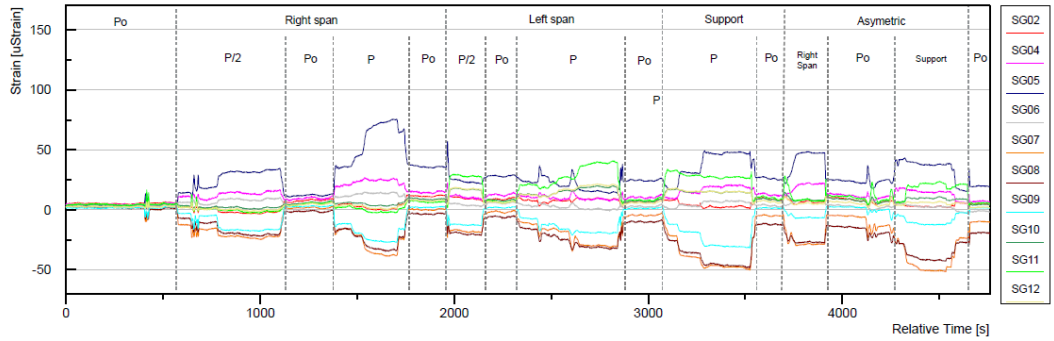
The vertical deformations in the midst of the span under dynamic loading are presented in Table 3. From the obtained results, if can be seen that the vertical deformation is dependent on the truck speed. For OP1, the maximum displacement amplification factor was obtained for a speed of 10 km/h. For OP2, it was obtained for a speed of 40 km/h, while for OP3, it was obtained for a speed of 30 km/h.

Table 3. Dynamic deformation in the midst of spans under symmetric load

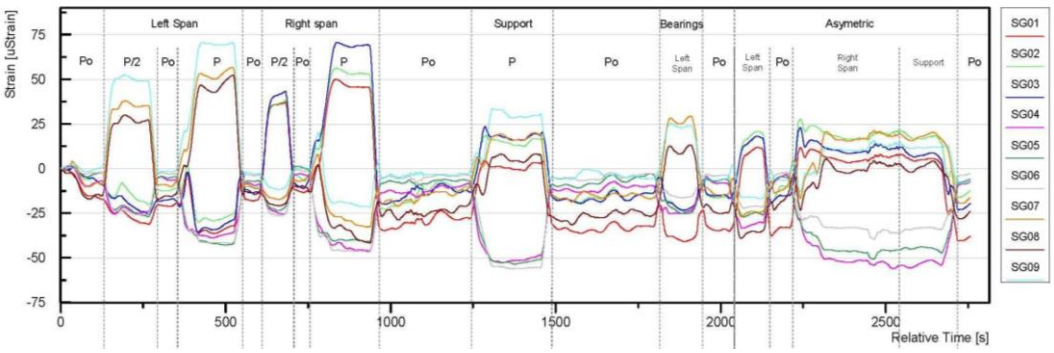
Result	OP1	OP2	OP3
“Static” deformation (mm)	1.50	0.70	1.14
“Dynamic” deformation (mm) – 10 km/h	1.90	-	1.10
“Dynamic” deformation (mm) – 20 km/h	1.66	0.80	1.40
“Dynamic” deformation (mm) – 30 km/h	1.71	-	1.60
“Dynamic” deformation (mm) – 40 km/h	-	0.85	-



a) Overpass 1



b) Overpass 2



c) Overpass 3

Fugire 6. Results from the continuous real-time measurements of strains by all strain gages for all load phases

The time history of the measured strains obtained from the continuous real-time measurements for all three bridge structures are shown in Figure 6. It can be seen that, after unloading for each loading pattern, the strains in the concrete are returning to their initial values. This indicated that, throughout the testing, the structures behaved linear-elastic.

5. CONCLUSIONS

Based on the tests performed by trial static and dynamic loading of the three overpasses and the obtained results, the following can be concluded:

- The strains in the field of the right span obtained under the trial loads compared with the analytically obtained strains for the same defined load are of the order of 50%-83% for bridge 1, 59-67% for bridge 2, 76%, for bridge 3 and 69.3% for bridge 4. The greatest agreement was found in the case of the bridge with the least length.
- The strains in field of the left span obtained under the trial loads compared with the analytically obtained strains for the same defined load are of the order of 47%-60% for bridge 2 , 65% for bridge 3, and 75,3% for bridge 4.
- The vertical deformations in the midst of the left span obtained experimentally under the trial load amount to 62%-88% for bridge 1, 72% for bridge 2 and 58%-70% for bridge 3 of the analytically obtained deformations for the same load.
- Total residual deformations upon completion of testing, immediately after unloading, amount to 0.7 mm for bridge 1, 0.7 mm for bridge 2, 1.87 mm for bridge 3 which are less than the maximum allowed 1.26 mm for bridge 1, 0.78 mm for bridge 2 and 2.1 mm for bridge 3.
- The experimentally obtained mean dynamic coefficient at vehicle speed of 10km/h, 20km/h and 30km/h amounts to 1.17 for bridge 1, 1.25 for bridge 2, i.e., 1.19 for bridge 3. The maximum computed design dynamic coefficient for all three bridges ranges within the limits anticipated in the project.
- The obtained damping of the structure for a speed of 10 km/h, 20 km/h and 30 km/h amounts to 1.16%, 1.23% and 1.56%, respectively, for bridge 1 and 1,14%, 1,21% and 1,63%, respectively, for bridge 3, whereas for bridge 2, it amounts to 3.5% for both speed 20 km/h and 40 km/h.

Based on the testing performed by trial static and dynamic loading for all overpasses and the results obtained from the performed sample measurements, it can be concluded that the overpass structures behave in the elastic range under the applied load in accordance with the road category which complies with the technical regulations (MKS U.M1.046) for such type of structures.

REFERENCES

[1] Brady, S. P., O'Brien, J. O., Znidaric, A., 2006. Effect of Vehicle Velocity on the Dynamic Amplification of a Vehicle Crossing a Simply Supported Bridge, Journal of Bridge Engineering 11(2), pp. 241-249. doi:10.1061/(ASCE)1084-0702(2006)11:2

[2] Brownjohn, J.M.W., De Stefano, A., Xu, You-Lin, Wenzel, H. and Aktan, A.E. (2011). J. Civil Struct. Health Monit. Vibration-based Monitoring of Civil Infrastructure: Challenges and Successes. 1:3-4, 79-95

[3] Bruls, A., Calgaro, J. A., Mathieu, H., Prat, M., 1996. “ENV1991 – Part 3: The Main Models of Traffic Loads on Bridges; Background Studies”, IABSE Colloquim, Delft, The Delft: IABSE, pp. 215-228

[4] Cantieni, R., Dynamic Load Testing of Highway Bridges, IABSE Proceedings, P-75/84, Zürich, August 1984. (paper in proceedings)

[5] Cantero, D., González, A., O'Brien, E. J., 2009. “Maximum Dynamic Stress on Bridges Traversed by Moving Loads”, Proceedings of the ICE – Bridge Engineering 162(BE2), pp. 75-85. doi:http://dx.doi.org/10.1680/BREN.2009.162.2.75

[6] Kopacik, A., 2003. “Loading Tests of Highway Bridges in Slovakia”, 11th FIG Symposium on Deformation Measurements. Santorini: FIG, pp. 1-7.

[7] Halling, M.W., Muhammad, I., and Womack, K.C. (2001). J. Struct. Eng. Dynamic Field Testing for Condition Assessment of Bridge Bents. 127:2, 161-167

[8] Tian, Z., Zhang, L., Peng, T., 2008. “Load Tests of Dongping Bridge in Foshan, China”, 17th Congress of IABSE Creating and Renewing Urban

МЯСТО НА ПРИЛАГАНЕ НА ТОВАРИТЕ ВЪРХУ ЦИЛИНДРИЧНО ТЯЛО – ВЛИЯЕ ЛИ ТО НА РАЗПРЕДЕЛЕНИЕТО НА НОРМАЛНИТЕ НАПРЕЖЕНИЯ В НЕГО?

Любомир А. Здравков[1]

PLACE OF LOAD'S APPLICATION ON THE CILYNDRICAL BODY – DOES IT HAVE AN INFLUENCE ON DISTRIBUTION OF NORMAL STRESSES WITHIN IT?

Lyubomir A. Zdravkov

Abstract:
For analysing of distribution of stresses and deformations in the steel cylindrical silos is very often used finite element analysis. Vertical load by the stored product could be applied on the upper edge of the cylindrical shell or on its internal surface. The first approach facilitates the load's application and accounting of the results. The second method of modelling is closer to the reality. Naturally, the two ways of loading will show the different results but how big will be the difference? Big or negligible? For the purpose of the research, two steel cylindrical shells on the six supports are modelled. They are axially loaded on the upper edge or on the internal surface. One shell is ideal, and the other has imperfections, symmetrically entered to the vertical axis. Researches are conducted using following methods for analysis:

a) *LA – linear (elastic) material and small deflections;*
b) *MNA – non-linear material and small deflections;*
c) *GNA – large deflections of the elements and elastic material.*

Keywords:
Steel Silo, Loading, Meridional Normal Stresses, Imperfections, Effective Height

1. ВЪВЕДЕНИЕ

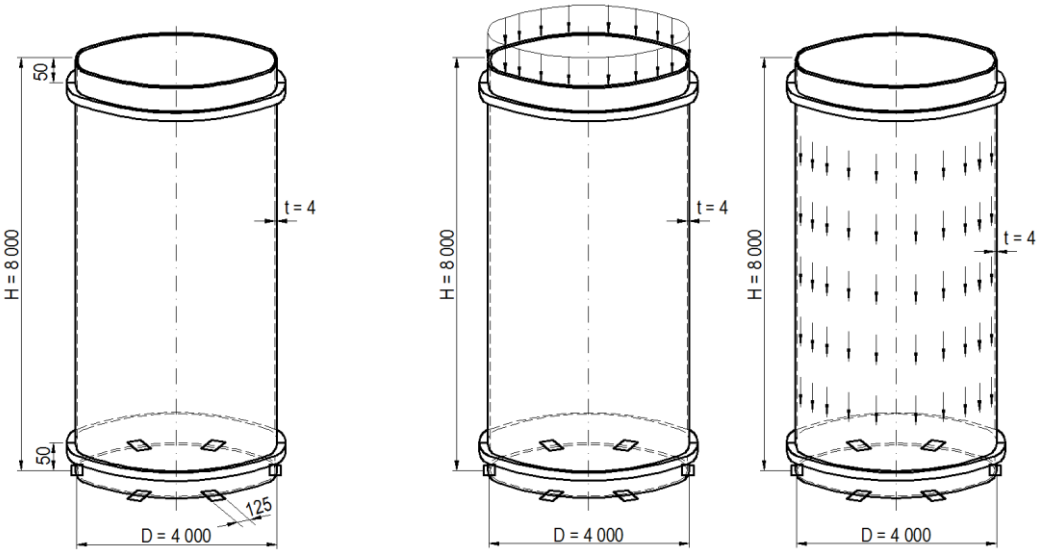
Стоманените силози са съоръжения, които са изследвани и продължават да бъдат изучавани от голям брой учени. Особен интерес представлява взаимодействието между отделните (дискретните) прътови колони и тънкостенната стоманена черупка над тях. За анализ на напрегнатото и деформирано състояние в общите им възли, много често се използват числени компютърни модели. Които колкото по-подробни са, толкова по - достоверни ще бъдат резултатите. Предвид големият брой получаващи се крайни елементи, което е свързано с необходимостта от голяма изчислителна мощ на компютрите

[1] Любомир Здравков, доц. д-р инж., катедра „Метални, дървени и пластмасови конструкции“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, корпус „Б“, ет. 7, каб. 733, 1046 София, *e-mail*: zdravkov_fce@uacg.bg;
Lyubomir A. Zdravkov, Assoc. Prof., PhD, Eng., Department of Steel, Timber and Plastic Structures, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., floor 7, office 733, 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: zdravkov_fce@uacg.bg.

и време за решаване, често в моделите се правят известни опростявания. Например, чрез отчитане на симетричността на съоръженията и натоварването по тях, се разглежда само част от съоръженията. Също така, често вертикалните товари от съхраняван продукт се прилагат към горния ръб на цилиндричната черупка [1, 3, 7, 8-13]. От друга страна, осовото въздействие от съхранявания продукт е разпределен по повърхност товар, дължащ се на силата на триене, и е приложен по вътрешната повърхност на цилиндричното тяло. Изхождайки от тази предпоставка, в свое изследване [14] авторът е симулирал вертикалното натоварване от продукт като разпределен товар. Но това е довело до известно затруднение при отчитане на резултатите в числените модели. И тук възниква въпросът, можем ли в името на бързината и удобството, да прилагаме вертикалните товари от продукт към горния ръб на цилиндричната черупка? Или следва да ги симулираме като разпределени по вътрешната повърхност товари, със стойности по височина, определени по EN 1991-4:2006 [4]? Очевидно е, че ще има разлики в получените резултати, но ще бъдат ли те големи?

2. ЧИСЛЕН МОДЕЛ

За целта на изследването, чрез програмен продукт ANSYS [2] е моделирано стоманено цилиндрично тяло, с диаметър D = 4 000 mm, височина H = 8 000 mm и дебелина по цялата височина t = 4 mm, виж фиг. 1*а*. Цилиндърът е „стъпил” върху шест опори, с размери в план 125×125 mm. С цел укрепване на цилиндъра в радиално направление, на 50 mm над долния ръб и на 50 mm под горния му ръб са поставени пръстени със сечение L100×8 mm, заварени на „перо”. Всички елементи са от стомана S235, с механични показатели, съгласно стандарт EN 10025-2:2004 [6].



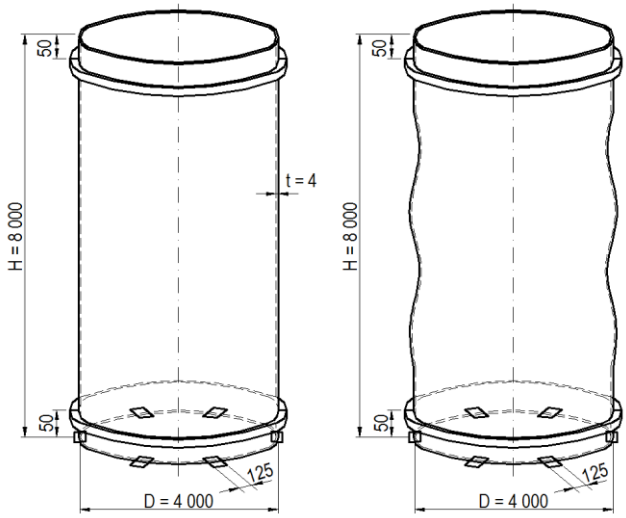
а) размери б) начини на натоварване

Фигура 1. Числен модел - размери и начини на натоварване

Елементите в числените модели са въведени като черупки (shell181), с техните реални дебелини. Максималният размер на крайните елементи е 50 mm.

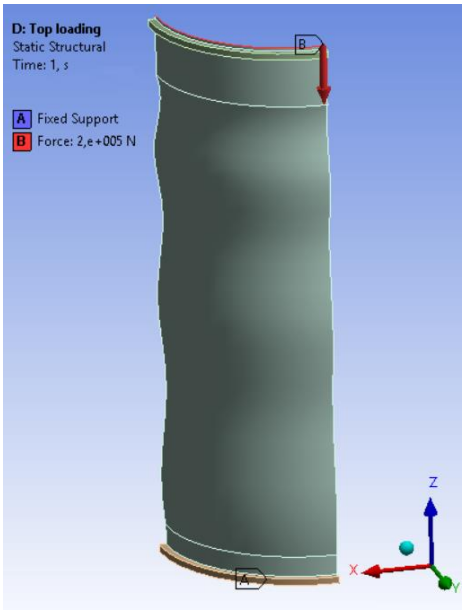
Натоварването е прилагано по два начина - в горния ръб на стоманената черупка и площно, като равномерно разпределен товар по вътрешната ѝ повърхност. Товарът действа осово, отгоре - надолу, и неговата равнодействаща е със стойност 800 kN.

За да се отчете влиянието на несъвършенствата в цилиндричното тяло, е създаден втори числен модел, в който произволно са въведени симетрични спрямо вертикалната ос изпъкналости и вдлъбнатини, с максимално радиално отклонение ± 50 mm, виж фиг. 2. Радиалните отклонения тенденциозно имат много големи стойности, за да се подчертае тяхното влияние.



Фигура 2. Изследвани черупки - идеална и такава с несъвършенства

За облекчаване на изчисленията е използвана опцията “symmetry” в ANSYS. Тя позволява да се изследва само част от конструкции, имащи ос на симетрия и симетрично натоварване, виж фиг. 3.



Фигура 3. Натоварване по част от симетричната черупка с несъвършенства

Двата посочени по - горе числени модела (с идеална черупка и с несъвършенства), при които товарите са приложени по горен ръб на черупката или по вътрешната ѝ повърхност, са изследвани при използване на следните методи за анализ:

а) LA - линеен (еластичен) материал и малки премествания, виж EN 1993-1-6 [5];

б) MNA - нелинеен материал и малки премествания;

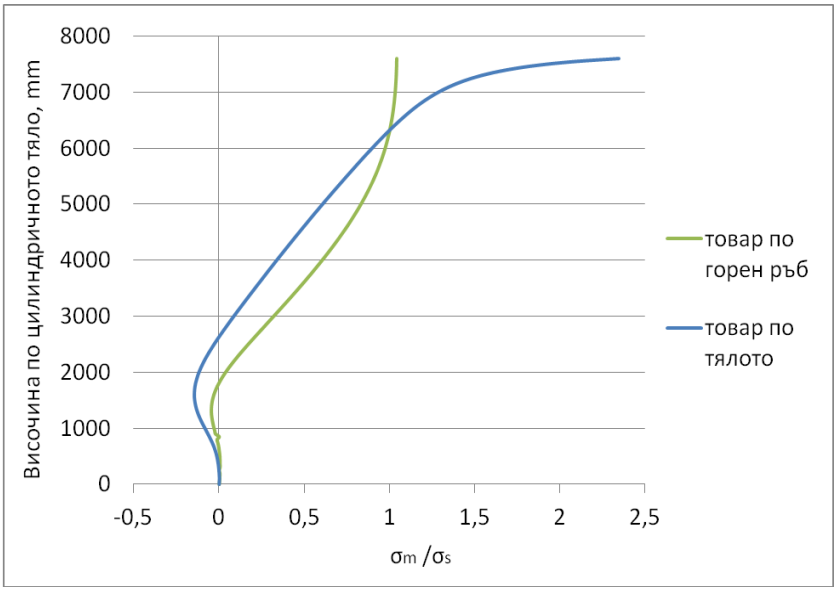
в) GNA – с отчитане на големи премествания на елементите и еластичен материал.

За идеалната черупка допълнително е използван и GMNA – нелинеен материал и отчитане на големи премествания.

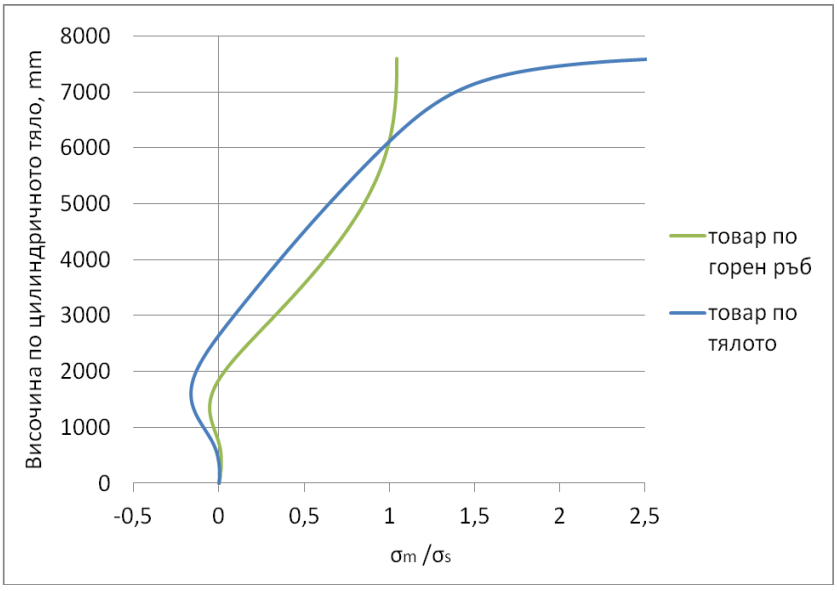
В разглежданите модели са отчитани по височина меридианните (осовите). От тяхното отношение σ_m/σ_s може да се определи къде те се изравняват, т.е. къде е краят на активната зона по височина H_{cr}.

3. РЕЗУЛТАТИ

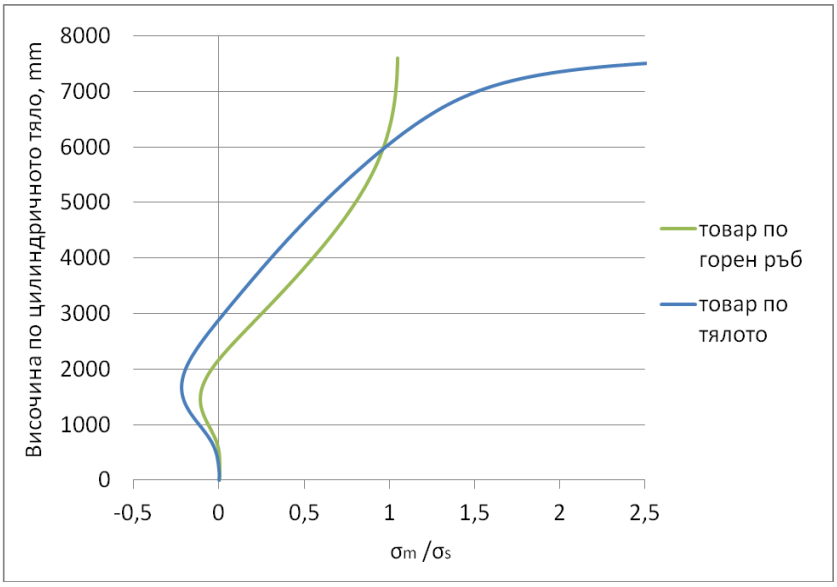
На фиг. 4 и фиг. 5 могат да се видят резултатите от направеното изследване.



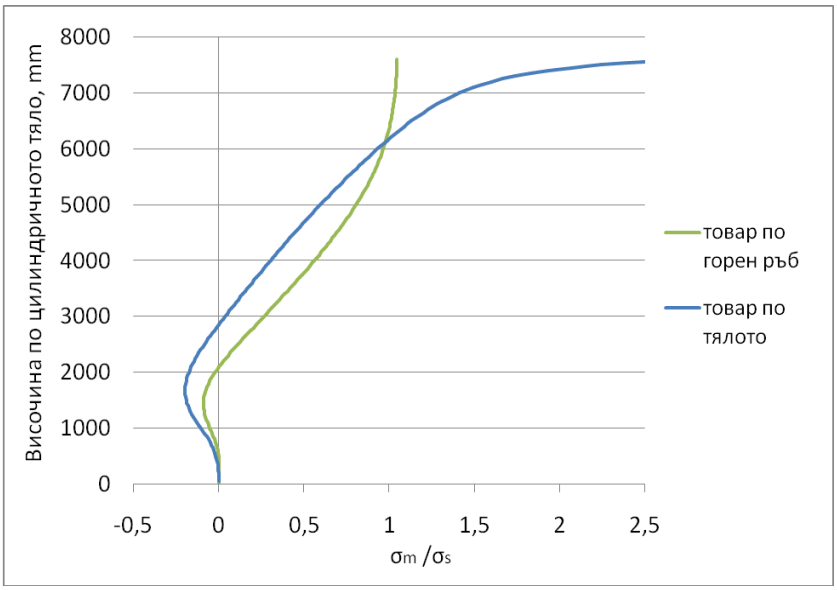
а) LA - линеен (еластичен) материал и малки премествания



б) MNA - нелинеен материал и малки премествания

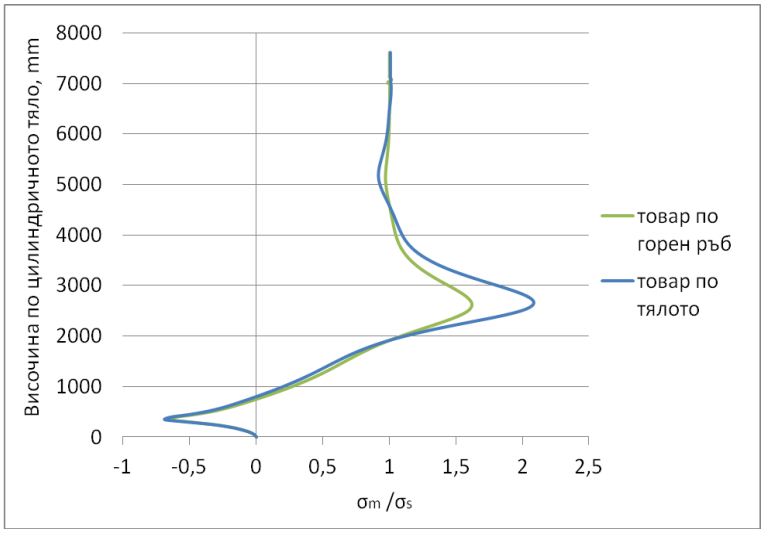


в) GNA – с отчитане на големи премествания на елементите и еластичен материал

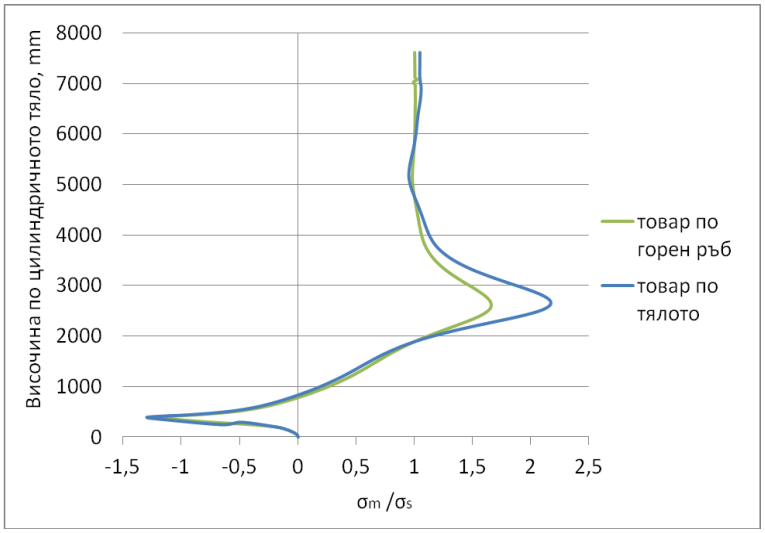


г) GMNA – с отчитане на големи премествания на елементите и нелинеен материал.

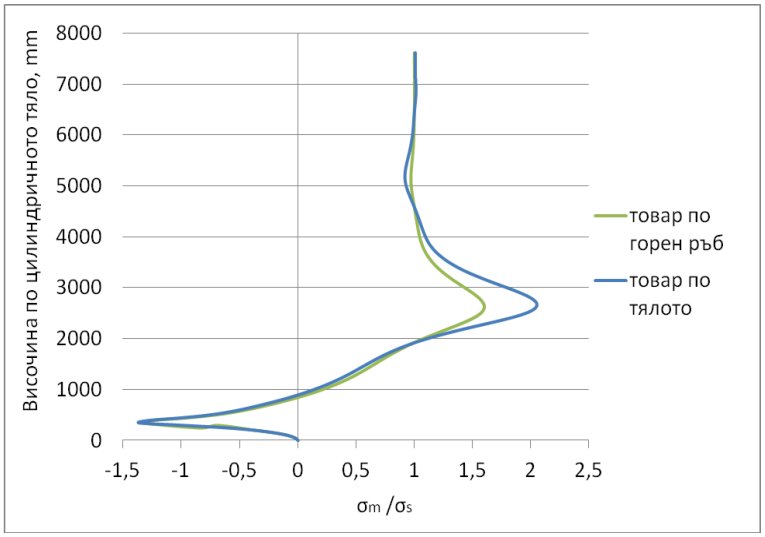
Фигура 4. Отношение на напреженията σ_m/σ_s в идеална черупка



а) LA - линеен (еластичен) материал и малки премествания



б) MNA - нелинеен материал и малки премествания



в) GNA – с отчитане на големи премествания на елементите и еластичен материал

Фигура 5. Отношение на напреженията σ_m/σ_s в черупка с несъвършенства

От графиките на фиг. 4 и фиг. 5 могат да се направят следните изводи:

а) мястото на прилагане на товарите по цилиндричното тяло не променя височината, където нормалните напрежения над опорите σ_m и в средата между тях σ_s изравняват своите стойности;

б) мястото на прилагане на товарите оказва влияние върху стойностите на отношението на нормалните напрежения σ_m/σ_s , но не променя видът на диаграмите;

в) включването на материална или геометрична нелинейност в анализа, оказва своето влияние, например повишава стойностите на отношението σ_m/σ_s в черупка с несъвършенства, но отново без да променя вида на диаграмите;

г) най-съществено влияние върху разпределението на меридианните напрежения по височина оказват несъвършенствата;

д) при осови натискови товари по цилиндричното тяло, в средата между опорите се отчитат опънни меридианни напрежения.

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Най-близкото до реалността моделиране на строителни конструкции е предпоставка за най-достоверни резултати. Това обаче е свързано с необходимост от голяма изчислителна мощ на използваните компютри, дълго време за изчисление и/или затруднено отчитане на резултатите. Затова се правят известни опростявания, но те не трябва да влошават качеството на изследването. В разглеждания тук случай по – лесното и по - бързото прилагане на вертикалните товари по горния ръб на цилиндричната черупка не влияе върху определянето на височината на критичната зона. Но се наблюдава разлика в стойностите на отношението на нормалните напрежения σ_m/σ_s , без да се променя видът на диаграмите. Тук много по-съществено влияние оказват несъвършенствата на стоманената черупка. Които, за съжаление, имат произволен характер и не могат лесно и бързо да бъдат въведени в етапа на проектиране.

БЛАГОДАРНОСТИ

Авторът изказва своите благодарности към Центъра за научно изследване и проектиране към УАСГ за осигуреното финансиране по проект Д-107/18.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Здравков Л. А., Влияние на междинните пръстени и на височината на „полата” върху ефективната широчина на натисковата зона във възела колона - цилиндрично тяло на стоманен силоз, Международна юбилейна научна конференция "75 години УАСГ", София, 2017.

[2] ANSYS, Inc., Canonsburg, Pennsylvania, the U.S.A.

[3] Doerich C., Vanlaere W., Lagae G., Rotter J. M., Stability of column - supported steel cylinders with engaged columns, Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium, Valencia, 2009.

[4] EN 1991-4:2006, Eurocode 1 - Actions on structures - Part 4: Silos and tanks, European committee for standardization, Brussels, 2006.

[5] EN 1993-1-6:2007, Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures. European Committee for Standardization, Brussels, 2007.

[6] EN 10025-2:2004, Hot rolled products of structural steels - Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels. European Committee for Standardization, Brussels, 2004.
[7] Sonat C., Topkaya C., Rotter J. M., Buckling of cylindrical metal shells on discretely supported ring beams, Thin - Walled structures, Vol. 93, 22-35, 2015.
[8] Topkaya C., Rotter J. M., Ring beam stiffness criterion for column supported metal silos, ASCE Journal of Engineering Mechanics, Vol. 134, 846-853, 2011.
[9] Topkaya C., Rotter J. M., Stiffness of Silo Supporting Ring Beams Resting on Discrete Supports, 6th Intern. Conference on Thin-Walled Structures , Timisoara, Romania, 2011.
[10] Topkaya C., Rotter J. M., Ideal location of intermediate ring stiffeners on discretely supported cylindrical shells, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 140, 2014.
[11] Vanlaere W., Doerich C., Lagae G., Impe R., Steel cylinders on local supports with rigid stiffeners, Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium, Valencia, 2009.
[12] Zeybek Ö., Topkaya C., Rotter J. M., Strength and stiffness requirements for intermediate ring stiffeners on discretely cylindrical shells, Thin - Walled structures, Vol. 96, 64-74, 2015.
[13] Zeybek Ö., Topkaya C., Rotter J.M., Requirements for intermediate ring stiffeners placed below the ideal location on discretely supported shells, Thin - Walled structures, Vol. 115, 21-33, 2017.
[14] Zdravkov L. A., Influencing factors on effective width of compressed zone in joint column - cylindrical shell of steel silo, Challenge journal of structural mechanics, Vol. 4 (1) (2018) 1-8.

СЕИЗМИЧНА ОЦЕНКА НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ НА СГРАДИ СЪС ЗИДАНИ ПЪЛНЕЖНИ СТЕНИ

Йордан Бояджиев[1], Роберта Апостолска[2], Голубка Нечевска-Цветановска[3], Юлиана Бояджиева[4]

SEISMIC ASSESSMENT OF RC BUILDING STRUCTURES WITH MASONRY INFILL WALLS

Jordan Bojadjiev[1], Roberta Apostolska[2], Golubka Necevska-Cvetanovska[3], Julijana Bojadjieva[4]

Abstract:
Masonry infill walls and reinforced concrete frame structures is one of the most commonly used combination for design and construction of building structures worldwide. The design practice and most of the seismic code regulations do not include the influence of infills on seismic resistance, although the contribution is significant for the building seismic performance, particularly in the case of slight to moderate earthquakes. Therefore, the effect of infill walls should be considered during the design and analysis of RC structures in seismic prone areas.
This paper deals with seismic assessment of a reinforced concrete frame structure with masonry infill walls for the purpose of investigation of the effect of different types of infill on earthquake response of this type of structures. The experimental research program performed in the frames of the project FRAMA will be presented followed by part of the obtained results which will be the basis for further analytical modelling.

Keywords:
Masonry Infills, Seismic Assessment, RC Buildings, Analytical Modelling.

1. INTRODUCTION

Design and construction of RC buildings with masonry infill are common in European engineering practice especially in its seismically active southern part. The effects of the infill on the seismic performance of the integral structure are very important. The infill walls have demonstrated poor performance even in moderate earthquakes, namely, due to their brittle

[1] Jordan Bojadjiev, Teaching Assistant, MSc, International Balkan University (IBU), Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail:* bojadziev@gmail.com;
[2] Roberta Aposotlska, Professor, PhD, Institute of Earthquake Engineering and Ingeneering Seismology (IZIIS);“Ss. Cyril and Methodius” University, Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail:* beti@pluto.iziis.ukim.edu.mk;
[3] Golubka Necevska-Cvetanovska, Professor, PhD, Institute of Earthquake Engineering and Ingeneering Seismology (IZIIS); “Ss. Cyril and Methodius” University, Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail:* golubka@pluto.iziis.ukim.edu.mk;
[4] Julijana Bojadjieva, Assistant Professor, PhD, Institute of Earthquake Engineering and Ingeneering Seismology (IZIIS); “Ss. Cyril and Methodius” University, Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail:* jule@pluto.iziis.ukim.edu.mk.

behaviour and little or no ductility, they suffer damage ranging from cracking to crushing and eventually disintegration (Fig.1). However, it has been recognized that they may have a beneficial effect on the seismic performance of buildings from the aspect of reducing the lateral storey drift at which the maximum shear force is attained by more than 2 times compared with the bare frame, except for the partial-height walls that may cause shear failure of the adjacent columns.

A review of the literature shows that consensus on the effects of the interaction between frames and in-plane masonry walls is still lacking. Some researchers have suggested that infill walls have led to collapse of many buildings (Aschheim, 2000; Sezen et al., 2003, Kyriakides, 2008) and that infill walls may affect the response of frames detrimentally (Murty et al., 2006). Others have suggested that masonry infill panels may be beneficial (Akin, 2006; Hassan, 1996; Fardis and Panagiotakos, 1997; Henderson, 2002; Mehrabi et al., 1997, [6]).

Figure 1. Damages to infill walls (Photos: L.D. Decanini & L. Liberatore, L'Áquila EQ, 2009; [10], R. Milanesi, P. Morandi, G. Magenes & B. Binici, Emilia EQ, 2012, [11])

Figure 2. Negative effect of infill on seismic performance of a structure – "soft storey" mechanism (Photos: L.D. Decanini & L. Liberatore, L'Áquila EQ, 2009)

Figure 3. Negative effect of infill on seismic performance of a structure (Photos: L.D. Decanini & L. Liberatore, L'Áquila EQ, 2009)

Fardis (2006) reported that the effects of masonry infill could be positive-in the case when the bare structural system has little seismic resistance and negative- if the contribution of the masonry infill to the lateral strength and/or stiffness is large relative to that of the frame itself. In such a case, the infill may override the seismic design and render ineffective the efforts of the designer to control the inelastic response by spreading the inelastic deformation demands throughout the structure.

The unfavorable effects can be represented through: (1) loss of integrity of the infill at the ground storey that may produce “soft storey” and trigger global collapse, (Fig. 2); (2) brittle failure of frame members, notably columns, (Fig. 3); (3) concentration of inelastic demands in the part of the building which has a sparser infill, etc.

Hermans et al. (2011) reported that the differences in stiffness and ductility between the structural model (without infill) and the built structure can be very large. As masonry infill walls may significantly affect the way in which the building responds to the seismic event, it should not be surprising that some buildings collapse although the magnitude of the earthquake is not very high. In this case, the seismic loads that are used to analyze the seismic response of the structure may vary significantly from what the building will be subjected to.

Dolsek and Fajfar (2008), [4], captured the essence of the problem stating: “The infill walls can have a beneficial effect on the structural response, provided that they are placed regularly throughout the structure, and that they do not cause shear failures of columns.”

A similar conclusion was given by Varum et al. (2017) after Ghorka 2015 Nepal earthquake. From the reconnaissance trip, they observed that the material properties of the infills and their construction process technique contributed to a significant increase of the lateral stiffness of the buildings. For the cases of regular distributions such as in terms of height or plant, their contribution was positive and no significant damages were observed. However, the common practice of use of the ground-floor of the buildings for commercial purposes originated vertical stiffness irregularities that were particularly catastrophic by causing several soft-storey mechanisms, which led to the collapse of a significant number of buildings around Kathmandu.

Recent investigations point to engineering design of masonry infills for post-earthquake structural damage control where horizontal sliding joints were designed as weak points where the deformations are concentrated (Preti at el., 2015).

Another study, which analyzes the response assessment of nonstructural building elements (S. Taghavi and E. Miranda, 2003), [8], reported that the largest percentage of cost breakdown during earthquake actions belonged to the nonstructural components of the analyzed buildings (Figure 4).

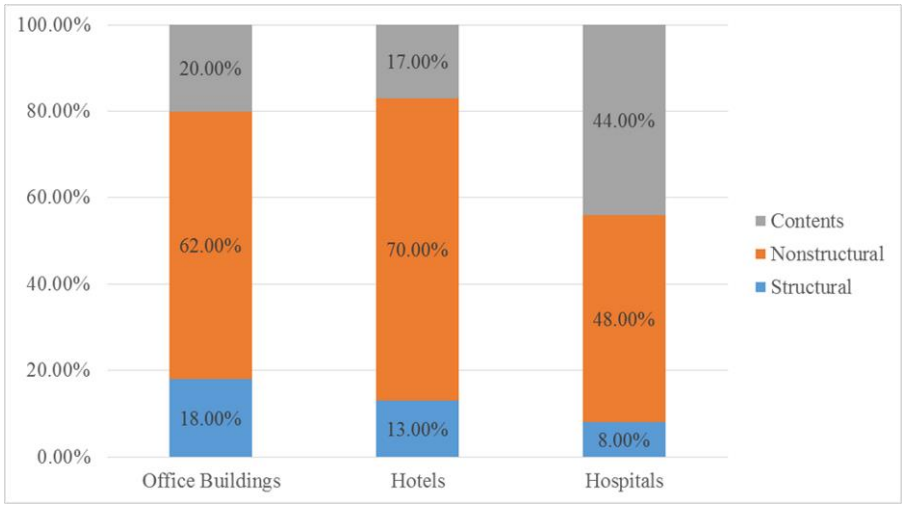


Figure 4. Cost breakdown of office buildings, hotels and hospitals
(S. Taghavi and E. Miranda, 2003)

The existence of such contradictions in the views of the research community have led to the deconstruction of the frame-masonry system by many regional building codes that contain warnings about the interaction of frames and infill walls, but are mostly silent on providing recommendations and bounds on their proper proportioning.

In the new buildings design according to Eurocode 8, (EN 1998: Eurocode 8.2004), [5], the masonry infill is a threat as a source of structural additional strength and the so called “second line of defense”. So, reduction of input seismic action as a result of favorable infill effects is not allowed. Considering this, design of RC buildings with masonry infill according to EC8 is on the safety side, but it is not rational because it leads to a significant increase of reinforcement in the structural element in comparison with the bare frame. The problem is even more complex in the case of seismic performance assessment of the existing RC buildings with masonry infill. It is already known that the influence of the infill wall is most significant when the structural system itself does not possess adequate seismic resistance, which is often the case in a large number of substandard RC buildings in south Europe and the Mediterranean constructed before the implementation of the seismic codes, as well as in the case of newly designed buildings without respecting the capacity design approach. In such buildings, the explicit consideration of the infill wall in an analytical model and its verification is necessary.

In RC frames infilled with masonry (framed-masonry), the infill walls stiffen the frame and reduce the first-mode period leading to a reduction in drift response to strong ground motion. At the same time, the addition of the masonry wall to the frame tends to increase the base-shear response and reduce the drift capacity of the structure. The increase of lateral force and the reduction of the drift capacity leads to serious vulnerabilities unless proper proportioning is exercised. The solution of the problem requires understanding of the behavior of masonry and concrete subjected to dynamic and random loading reversals, a challenge that demands testing under reasonably realistic conditions for confident analysis of the problem and its generalization.

To improve the understanding of this problem, a research project “Frame – Masonry Composites for Modeling and Standardizations (FRAmed-MAsonry)” was started at the Faculty of Civil Engineering in Osijek, Croatia (2014-2017). The principal investigator was Prof. Dr. Vladimir Sigmund. The main focus of this paper is to present the outcomes of this project which objective was to investigate the safety and behavior of buildings with masonry-infilled RC frames through near full-scale dynamic earthquake-simulation tests accompanied by supporting pseudo-dynamic tests of structural assemblies and components and by calibrated analytical solutions.

3. TEST PROGRAMME, GROUND MOTION AND INSTRUMENTATION

3.1. Test Programme and Ground Motion

The ground motion record used for the shaking table tests was the ground motion recorded at the Herceg - Novi station during the 15th April 1979 Montenegro earthquake, (Fig. 5). The earthquake had a moment magnitude of 6.9 and a hypocentral depth of 12 km. To account for the fact that the structure was constructed to the scale of 1:2.5, the record was scaled in time by reducing the duration by a factor $\sqrt{2.5}$. The record was base line corrected and then scaled to match the different levels of peak ground acceleration (PGA) that were used as input signals for the shake table tests, (Tables 1, 2).

The testing procedure consisted of two main phases:

1. Tests for definition of the dynamic characteristics of the models, before, during the performance and at the end of the seismic tests (Table 1 - tests 01, 02 and 08 for MODEL 1 and Table 2 – tests 01 and 13 for MODEL 2), in order to check the stiffness degradation of the model produced by the micro or macro cracks developed during the tests – resonant frequency search tests.

2. Seismic testing by a selected earthquake record until heavy damage. The tests were performed in several steps, by increasing the input intensity of the earthquake, (Tables 1 and 2), in order to obtain the response in the linear range, as well as to define the initial crack state, the development of the failure mechanism and the possible collapse of the model – seismic response tests.

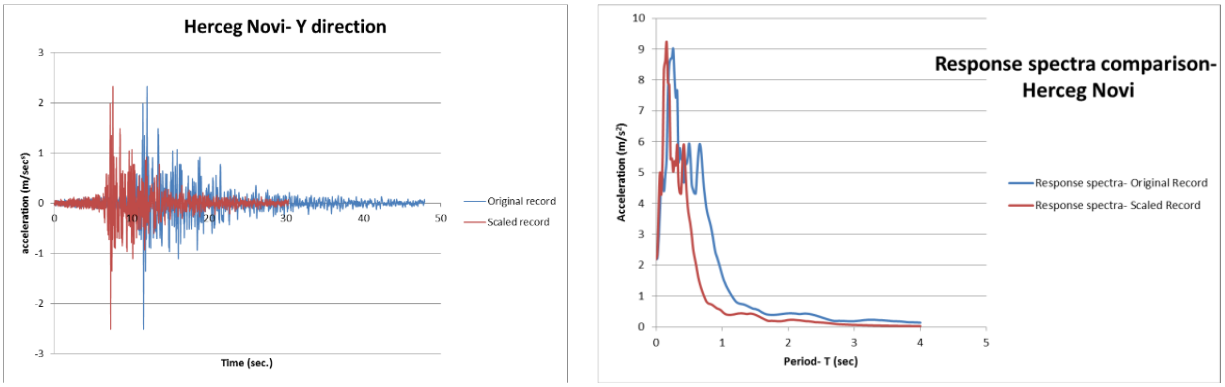


Figure 5. Acceleration time history and frequency content of the applied earthquake

Table 1. Sequential order of the performed tests - MODEL 1.

Test ID	**Test type**	**Axis**	**Test parameters**
Test01	Sine sweep test	Y	f: 0.5÷35 Hz, a=0.02 g sweep rate: 1 oct/min
Test02	Sine sweep test	Y	f: 0.5÷35 Hz, a=0.02 g sweep rate: 1 oct/min
Test03_HN5	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.05 g (Y)
Test03_HN10	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.1 g (Y)
Test05_HN20	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.2 g (Y)
Test06_HN30	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.3 g (Y)
Test07_HN40	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.4 g (Y)
Test08	Sine sweep test	Y	f: 0.5÷35 Hz, a=0.02 g sweep rate: 1 oct/min
Test09_HN60	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.6 g (Y)
Test10_HN70	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.7 g (Y)
Test11	Sine sweep test	Y	f: 0.5÷35 Hz, a=0.02 g sweep rate: 1 oct/min
Test12_HN80	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.7 g (Y)
Test13_HN100	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 1.0 g (Y)
Test14_HN120	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 1.2 g (Y)

Table 2. Sequential order of performed tests - MODEL 2.

Test ID	Test type	Axis	Test parameters
Test01	Sine sweep test	Y	f: 0.5÷35 Hz, a=0.02 g sweep rate: 1 oct/min
Test02_HN5	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.05 g (Y)
Test03_HN10	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.1 g (Y)
Test04_HN20	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.2 g (Y)
Test05_HN30	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.3 g (Y)
Test06_HN40	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.4 g (Y)
Test07_HN60	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.6 g (Y)
Test8_HN70	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.7 g (Y)
Test9_HN80	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 0.8 g (Y)
Test10_HN100	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 1.0 g (Y)
Test11_HN120	TH Seismic test,Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 1.2 g (Y)
Test12_HN140	TH Seismic test, Herceg Novi	Y	Ref. peak acc.: 1.4 g (Y)
Test13	Sine sweep test	Y	f: 0.5÷35 Hz, a=0.02 g sweep rate: 1 oct/min

In such a way, the complete seismic performance of the structures starting from the linear range, the appearance of the first cracks in the walls up to the development of the failure mechanisms was captured.

3.2. Instrumentation Set-up

The model response was monitored by a high speed data acquisition system consisting of 20 accelerometers (ACC); 20 displacement transducers (LVDT); 4 linear potentiometers (LP) and 12 strain gages (SG), providing information about accelerations at different levels and points, relative displacements and deformations and strains at selected points. Detailed information on the instrumentation can be found in Necevska-Cvetanovska et al. (2015), [1]. Selected photos from the instrumentation set-up are presented in Figures 6, 7 and 8.

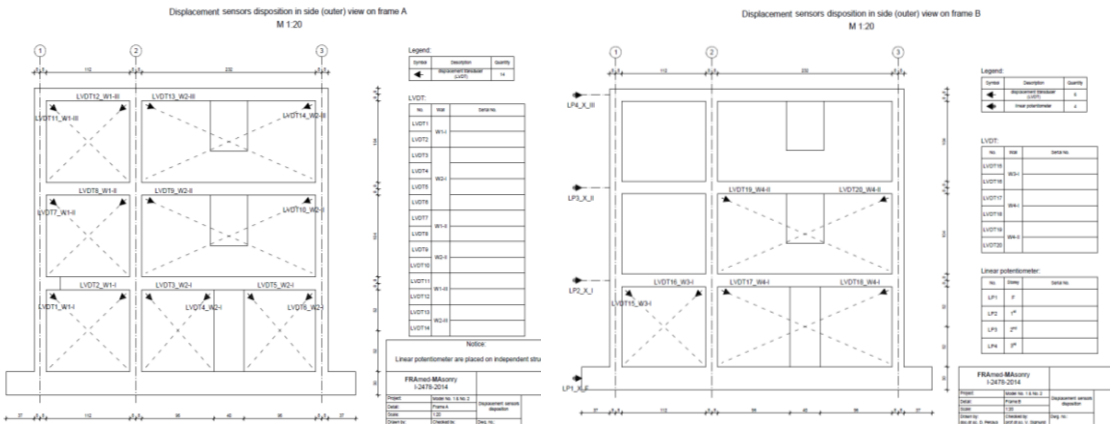
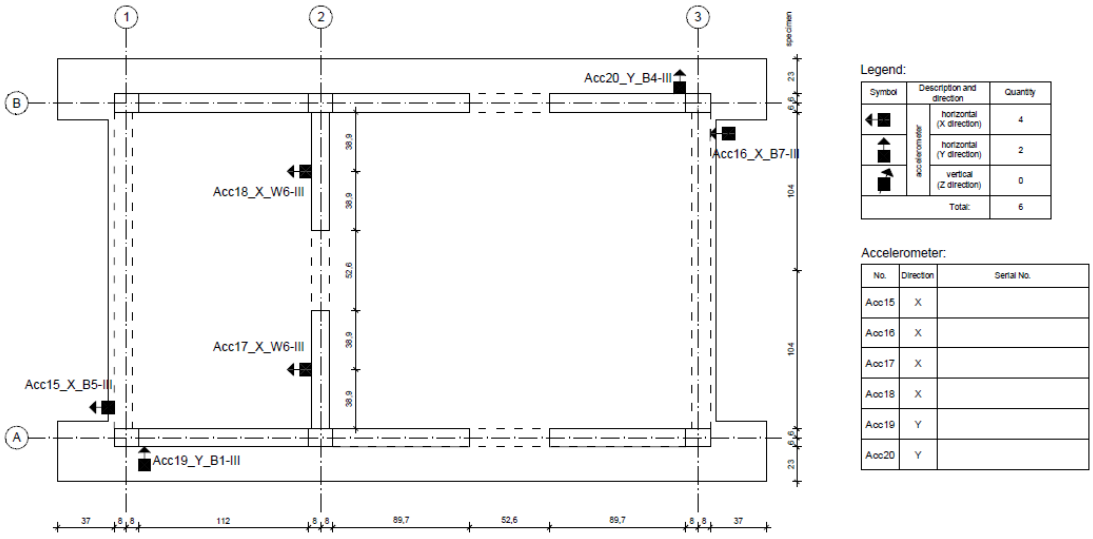


Figure 6. Instrumentation of MODEL 1 – LVDT and LPs (frame RA and RB)



Symbol	Description and direction		Quantity
	accelerometer	horizontal (X direction)	4
		horizontal (Y direction)	2
		vertical (Z direction)	0
		Total:	6

No.	Direction	Serial No.
Acc15	X	
Acc16	X	
Acc17	X	
Acc18	X	
Acc19	Y	
Acc20	Y	

Figure 7. Instrumentation of MODEL 2 - accelerometers (roof level)

Figure 8. Instrumentation set-up – view on the shaking table

4. SHAKING TABLE TESTS ON 1:2.5 SCALED MODELS

The shaking-table test were designed to address broader open issues within the FRAMA project as: 1) the relationship between the drift capacity and the properties of the frame-masonry system controlling the drift capacity, 2) the stability of the masonry infill walls subjected to out-of-plane inertia forces, 3) the effect of the openings in the masonry walls on the response of the frame-wall system, 4) the development and calibration of a new sensor to detect crack development and enable remote sensing of the safety state of a building after an earthquake.

The models were subjected to several runs of increasing intensity, covering performance levels between minor damage and near collapse. The damage propagation with an increasing shaking intensity is discussed and selected test results - acceleration time histories, relative displacement time histories and shift in measured frequencies due to damage propagation are presented. Further on, results from MODEL 1 and MODEL 2 are presented, while the investigations of behavior of MODEL 3 are ongoing and will be presented in future.

4.1. Test observation regarding Model 1

Testing of MODEL 1 was performed by following the test protocol described in Section 3.1 (Table 1). The selected observations from the experimental testing are given below.

Definition of the dynamic properties of MODEL 1 was the first step of the experimental testing, which enabled acquiring of important information about the achieved stiffness (natural frequencies) of the model. The natural frequency was defined in the Y direction of the model, by applying resonant frequency search tests. The frequencies obtained before the start of the seismic response tests (tests 01 and 02) and during the testing sequences after reaching PGA = 0.4 g (test 08) are presented in Figure 11. The first frequency of the undamaged model was 8.785Hz, while after performing a series of five seismic response tests, the frequency was 3.047Hz. This emphasizes the reduction of the initial stiffness of the model due to the occurrence of damages, especially in the masonry infill.

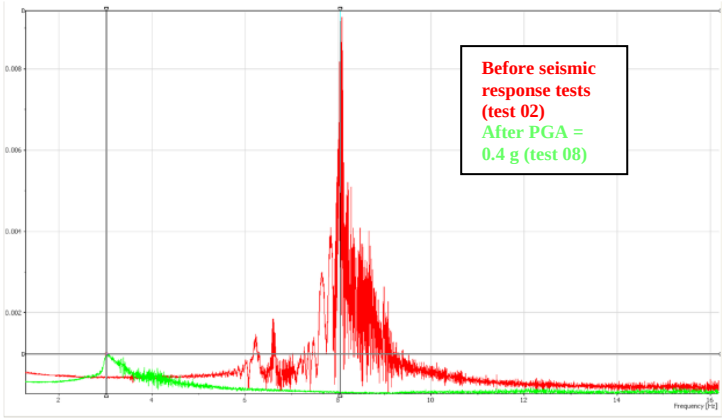


Figure 9. Obtained frequencies for MODEL 1

4.2. Test Observation Regarding MODEL 2

Testing of MODEL 2 was performed considering the test protocol described in Section 3.1 (Table 1). The selected observations from the experimental testing are given below.

Definition of dynamic properties of MODEL 2 was the first step of the experimental testing, which enabled acquiring of important information about the achieved stiffness (natural frequencies) of the model. The natural frequency was defined in the Y direction of the model by applying resonant frequency search tests. The frequencies obtained before the start of the seismic response tests (tests 01) and at the end of the testing (test 13) are presented in Figure 10. The other selected results obtained from the experimental testing will be presented further. The first frequency of the undamaged model was 7.51Hz, while at the end of the testing, the frequency was 3.11Hz. This emphasizes the reduction of the initial stiffness of the model due to the occurrence of damages, especially in the masonry infill.

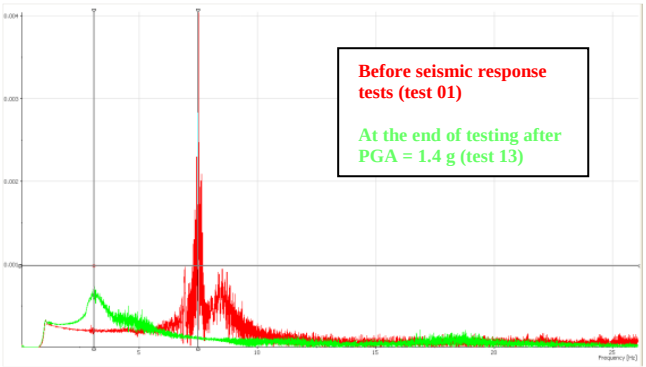


Figure 10. Obtained frequencies for MODEL 1

The relative displacements of MODEL 1 and MODEL 2 defined as a difference between the recorded displacement at the top (linear potentiometer LP4) and at the bottom (LP1), at PGA = 1.2 g, is given in Figure 11.

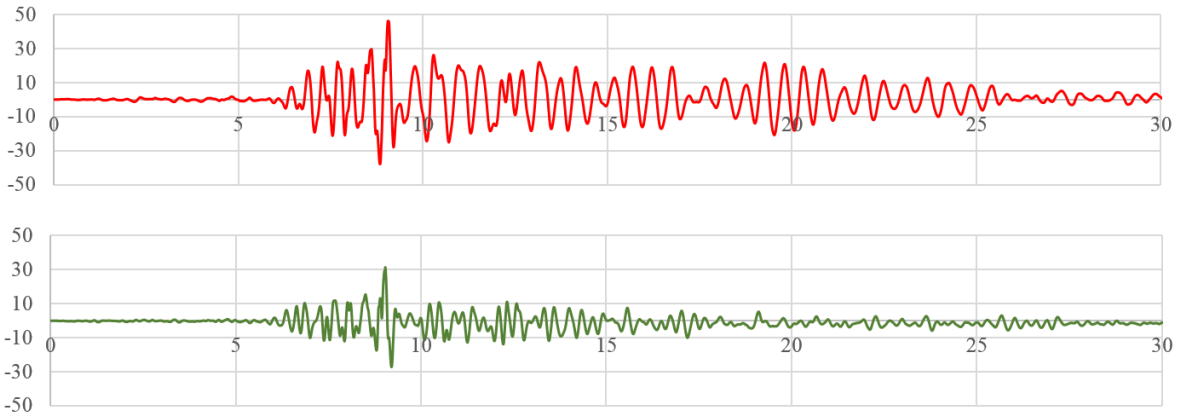


Figure 11. MODEL 1 and 2 & 3: Comparison of the displacement time-histories for PGA = 1.2 g

5. CONCLUSIONS

The aim of the FRAMA project was to investigate, through dynamic earthquake-simulation tests, the safety and behaviour of the RC frame system containing different types of infill masonry walls since these systems serve both architectural and structural demands efficiently.

It should be pointed out that both models were subjected to the same experimental programme. However due to the higher resistance of the second model, the tests continued under higher intensities of input excitation. As a general observation from the performed tests, it can be said that MODEL 2 with solid-clay bricks and vertical RC ties around the openings has shown better performance compared to MODEL 1. The damage that appeared in the infill of MODEL 2 was considerably smaller than that of MODEL 1, even under a higher input acceleration.

6. ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to express their deepest appreciation to the exceptional academician Prof. Dr. Vladimir Sigmund for his leading role in the FRAMA project. Sadly, he was not able to complete this study because he passed away suddenly during the realization of the project. This paper is dedicated to his cherished memory.

The authors would also like to thank all participants who contributed to the realization of the experimental tests and to the staff of the Dynamic Testing Laboratory at IZIIS, Skopje.

REFERENCES

[1] Necevska-Cvetanovska G., Apostolska R., Shendova V., Stojanoski B., Zurovski A. (2015). Frame-Masonry Composites for Modelling and Standardizations (FRAmed-Masonry). *Report IZIIS* 2015-31.

[2] Apostolska R., Necevska-Cvetanovska G., Cvetanovska J., Gjorgjievska E. (2010). Influence of Masonry Infill on Seismic Performance of RC Frame Buildings. *Proc. of 14 European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, 2010.

[3] Apostolska R., Golubka Necevska-Cvetanovska, Julijana Cvetanovska. (2010). Analytical Investigations of Seismic Behaviour of RC Frame Buildings with Masonry Infill. Structural Engineer, *Journal of MASE*, ISBN 9989-9785-3-0 (No.9/2010).

[4] Dolšek M, Fajfar P (2008). The Effect of Masonry Infills on the Seismic Response of a Four-Storey Reinforced Concrete Frame—a Deterministic Assessment. Eng Struct 30(7):1991–2001.
[5] EN 1998: (2004). Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, 2004.
[6] Fardis M. (2006). Seismic Design Issues for Masonry – infilled RC Frames, *Proc. of the 13ECEE*, Geneva.
[7] Necevska-Cvetanovska, R. Apostolska. (2012). Methodology for Seismic Assessment and Retrofitting of RC Building Structures. *Proc. of 15 World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, September 24-28, 2012, (Paper ID 2149).
[8] Shahram Taghavi, Eduardo Miranda (2003). Response Assessment of Nonstructural Building Elements, *PEER Report 2003/05*.
[9] Sendova et al. (2013). Experimental Verification of Innovative Technique for Seismic Retrofitting of Traditional Masonry Buildings, *Report IZIIS* 2013-44.
[10] L. D. Decanini, L. Liberatore, F. Mollaioli (2012). Damage Potential of the 2009 L’aquila, Italy, Earthquake, Journal of Earthquake and Tsunami Vol. 6, No. 3 (2012)
[11] Riccardo R. Milanesi, Paolo Morandi, Guido Magenes, Baris Binici. FEM Simulation of the Experimental Response of AAC Masonry Infills in RC Frames, 5th ECCOMAS

ТРАНСФОРМИРУЕМАТА АРХИТЕКТУРА И НЕЙНОТО ЗНАЧЕНИЕ ПРИ ИЗГРАЖДАНЕТО НА СЪВРЕМЕННИ СПОРТНИ ЗАЛИ И СЪОРЪЖЕНИЯ

Теменуга Бонева[1]

TRANSFORMABLE ARCHITECTURE AND ITS IMPORTANCE IN BUILDING MODERN SPORTS HALLS AND FACILITIES

Temenuga Boneva[1]

Abstract:
Considering the increasing dynamism and development of the society, it is necessary in contemporary building practice to provide for easy transformation and adaptation of buildings to meet the expectations of changing users and different standards. Therefore, designers face the challenge of implementing strategies that anticipate change and avoid abandonment or early destruction of buildings. Life cycle analysis has proven that transformability has the potential to be a more sustainable strategy to build than renovation of existing conventional buildings. Transformable architecture introduces many solutions that can improve the functional, ecological and aesthetic properties of the structures. As a result, the economic performance of the building is also improving. It also enables revenue growth through multi-purpose use, energy efficiency and attracting tourists. Sports facilities and stadiums are typically set up to host sporting events. However, these facilities are used in their full capacity for their intended purpose no more than twenty times a year. However, investments in this type of structure are significant. This work aims to highlight the role of transformable architecture in the design and construction of large-scale sports buildings and facilities, and to demonstrate the need for maximum symbiosis of these expensive investments with the urban environment and everyday life of society.

Keywords:
Transformable Architecture, Sports Buildings and Facilities, Symbiosis, Adaptation.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

В ерата на бързо развиващите се технологии, глобализация и постоянна динамика в битието на всеки, не може да не се запитаме дали конвенционалните методи за строителство не превръщат статичните, монолитни и „стабилни“ структури във възможно

[1] Теменуга Бонева, докторант, арх., катедра „ Градоустройство, теория и история на архитектурата“, Архитектурен факултет, ВСУ „Любен Каравелов“, ул.“Суходолска“ 175, София 1373, *e-mail*: temenuga.boneva@gmail.com;
Temenuga Boneva, Ph.D. Student, Architect, Department of Urban Planning, Theory and History of Architecture, Faculty of Architecture, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: temenuga.boneva@gmail.com.

най-преходните (и често ръководени от краткосрочни икономически цели) излишни обеми в и без това презастроената ни градска среда. Нека бъдем обективни – светът се променя около нас. Същевременно, бързо развиващата се технология и новите материали подтикват към революционни промени в архитектурата, даващи възможност на фантазията да се пребори с рамките на „установените“ принципи. По своето естество човечеството винаги е било преходно и подвижно в различна степен в различните периоди на историята. Това, което се е променило във времето и на което ставаме свидетели днес, е нарастващите скорост и мащаб, генериращи и нарастващо безпокойство и нестабилност. За да може модерната архитектура да служи на съвременното общество, тя трябва да обхване и да отговори на състоянието на непрекъснат трансфер, обмен, преместване и адаптация - качествата, развити от съвременните общества. Това, което преди се е смятало за немислимо, започва все повече в развитите държави да се изгражда и трансформира пред очите ни, сочейки към нов начин на мислене за това как живеем. И, в крайна сметка, архитектурата и сградата служат на хората. Те материализират вижданията им, вкусовете им от естетическа гледна точка, икономиката им, живота им. Всички тези аспекти на нашия непрекъснато променящ се свят, заедно с голямата скорост на развитието на високите технологии обясняват и постоянното нарастване на интереса към „гъвкавата архитектура“.

Традиционните сгради, които са построени по статичен начин, се изоставят, биват напълно реконстроирани или дори разрушени, когато вече не отговарят на нуждите на собствениците. По този начин цялата енергия, материални и финансови ресурси, вложени в строителството, биват обезсмисляни. Инертните характеристики на традиционните сгради стават още по-проблемни, когато са свързани с признати екологични и социално-икономически последици като сериозното изчерпване на ресурсите на Земята и огромните потоци от отпадъци, които строителната индустрия генерира. Всички тези последици сочат, че средствата трябва да бъдат по-добре изразходвани. Проектантите са предизвикани да прилагат стратегии, които предвиждат промяна, трансформация и адаптация на сградите и съоръженията.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ, СЪЩНОСТ И ПРИНЦИПИ НА ТРАНСФОРМИРУЕМАТА АРХИТЕКТУРА

Целта на съвременната архитектура трябва да бъде: да служи на висикоскоростния и устойчив начин на живот на съвременното общество. Може би една по-функционална архитектура, която е подвижна, адаптивна, трансформируема и способна да се разглоби и сглоби отново, може да се справи с нуждата на хората за многобройни дейности в едно пространство, да помогне за запазване на икономиката и облекчаване на прекомерното използване на енергия и ресурси.

Именно поради тази причина, дискусиите, свързани с бъдещето на архитектурата, предизвикаха широк интерес през последните десетилетия. През тези години се родиха множество идеи за „гъвкава“ архитектура. Един от авторите, разглеждащ по-обширно тези идеи, е Кроненбург:

„В едно общество, което има все по-строги изисквания към физическата среда и където заобикалящият икономически, социален и културен климат е в състояние на постояннен и драматичен поток, е необходима архитектура, която може да отговори на промените и е чувствителна към много различни нужди.“ Този цитат е насочен към трансформируемата архитектура и не само Кроненбург, но и други автори са започнали да описват своите произведения и очаквания към тази типология така, сякаш адаптируемите структури имат потенциала да решават трудни проблеми в „драматично променящ се свят“.

Трансформируема, кинетична, рагъваема, адаптивна архитектура се отнасят до сгради с подвижна част или компоненти, свързани с промяна на формата и вътрешните

пространства (всички горепосочени отговарят често са определени и като „гъвкава архитектура“). Под термина „гъвкава архитектура“ обикновено се разбира архитектура, отговаряща на промяната, като „течна архитектура, която става пълна, когато хората я обитават и я използват“[2]. Независимо как ще я наречем обаче, върху този тип архитектура все повече се обръща внимание от съвременните архитекти и дизайнери.

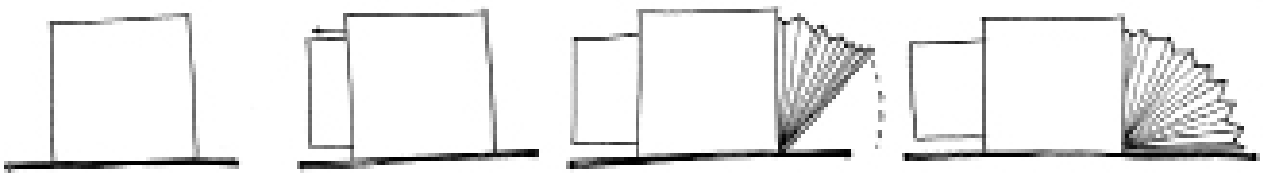
Докато специализираните термини са дифузни, общото използване на номенклатурите е объркващо. Един и същ термин се свързва с различни дефиниции. Авторите по темата обикновено не разясняват дали използваните номенклатури и класификации са свързани с типизирани видове, структури или механизми. В повечето случаи, всеки от тях преформулира термините в съответствие със собствените си нужди.

2.1. Дефиниция за трансформируема архитектура

През 1970 г. в една от първите книги, в които са класифицирали и описали движението в архитектурата, Зук и Кларк заявяват, че „нищо не е постоянно“, дизайнът е непрекъснат процес, който ще продължава да съществува и след построяването на сградата. Те характеризират кинетиката като „архитектурната форма, която може да бъде по същество изместваны, деформируема, разширяваща се или способна на кинетично движение“ [3].

През 2003 г. Робърт Кроненбург заявява, че кинетиката е „сграда или компоненти на сгради с променлива подвижност, местоположение и / или геометрия“[3]. Същият автор през 2007 г. казва, че е трансформируем „Включва променящ се дизайн на сградите, пространството, обема и формата като физически се изменя конструкцията, интериора или обвивката. Това е архитектура, която се отваря, затваря, разширява и взаимодейства“ [10].

Според Дж. Д. Лий, трансформируеми са сгради и структури, които са в състояние бързо да приемат нови форми, обеми и функции по предварително зададен начин посредством промяна в конструкцията, обвивката и/или вътрешните повърхности, свързани чрез шарнирни съединения (фиг. 1). Следователно, при трансформируемите сгради обикновено са характерни конструктивни особености, фокусирани не толкова върху естетическия ефект, колкото върху подобряването на функционалните изисквания към сградата (напр. предпазване от дъжд или пропускане на слънчеви лъчи в определено време) и често се използват за спортни съоръжения, като отваряемите покриви на стадиони и павильони.



Фигура 1. Трансформируема архитектура – промяна на форма и обем чрез шарнирни съединения

2.2. Класификация на трансформируемата архитектура

В рамките на изследванията по отношение на трансформируемата архитектура, много автори са развили система за класифициране на различните й видове. Категориите

[2] Из лекция на Кроненбург по темата „гъвкава архитектура“ в Центъра за строителство в Лондон (Building Centre), проведена на 05.03.2011 г.
[3] Кроненбург, 2003 г.

често се разделят по отношение на конструкцията и механизмите, както и във връзка с приложенията и степента на трансформация (напълно сгънати или премонтирани). Най-основното съображение е, че една сграда не е задължително да принадлежи само към един определен вид по класификацията.

Зук и Кларк съставят класификация според архитектурното приложение и конструктивните аспекти на съоръжението. Те обособяват следните групи:

1. Кинетично контролирани статични структури – имайки предвид, че „всички конструкции се движат“ под въздействието на товари, вятър и вибрации, този тип конструктивни системи се използват за осигуряване на по-добра стабилност на структурата. Обикновено се използват при мащабни съоръжения.
2. Динамично изграждащи се структури – сгради, които могат да бъдат изградени без опора посредством възлови съединения и ставни връзки. Обикновено това са премествеми самоносещи се конструкции.
3. Кинетични компоненти – маломащабни компоненти, които чрез основните принципи на движение (ротация и транслация), изменят местоположението на конструкцията си.
4. Обратима архитектура - способността на една сграда да бъде премахната, без да се разрушават основни нейни компоненти, и да бъде повторно издигната с минимални усилия.
5. Частично изменяща се архитектура – включва прибавяне, изваждане и подмяна, за да се отговори на изискванията за конфигурацията на компонентите или взаимодействието с други модули.
6. Деформируема архитектура – промяната, която засяга цялостната форма, ограничена от първоначалната обвивка. Всички части са свързани и непрекъснати.
7. Мобилна архитектура – сградата променя местоположението си в цялостен вид.
8. Архитектура за еднократна употреба – възможността на сградата да бъде заменена с нова, която отговаря по-добре на нуждите на ползвателя. Възможно е да се разглежда като рециклиране на компоненти и материали, което се извършва в сглобяемата и устойчивата архитектура.

2.3. Същност на трансформируемата архитектура в изграждането на спортни сгради и съоръжения

В обобщение може да се заяви, че трансформируемата архитектура е вид динамична система, която може да се изменя с цел да придобие различни пространствени конфигурации, за да отговори по-добре на функционалните потребности. Това може да бъде осъществено чрез промяна в интериора, фасадата или конструктивни компоненти.

Принципите на трансформируемата архитектура в съвременните спортни съоръжения най-често се прилагат в покривните конструкции на някои стадиони по света, особено от втората половина на двадесети век до днес. Тя често оказва съществено влияние върху обема и визията на сградата, поставяйки пред проектантите предизвикателство за решаване на проблеми във връзка с конструкцията на големи подпорни разстояния, технологични, икономически и функционални проблеми.

Втори начин за прилагане на този вид архитектура в спортните съоръжения може да се наблюдава в конфигурацията на местата за сядане в съвременните многофункционални спортни зали. Търсейки именно възможност залата да бъде използвана целогодишно не само за спортни събития, но и за всякакъв тип културно-масови мероприятия, овладяването на пространствената конфигурация на сцената или трибуните се постига благодарение на принципите на трансформируемата архитектура.

Не на последно място, изменянето или движението на различни компоненти може да бъде предвидено и във фасадата на сградата с цел постигане на по-добри екологични показатели. Макар и този аспект да не се отнася само за проектирането на спортни сгради, посредством трансформируеми системи може да се постигне филтриране на светлина,

изложение, звуци или миризми. Движение в компонентите на фасадата може също и да подобри естетическите качества на съоръжението, осигурявайки му симбиоза с постоянно променящата се градска среда.

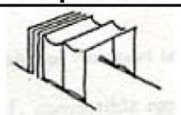
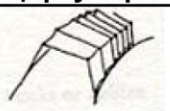
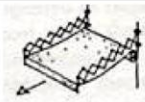
3. ТРАНСФОРМИРУЕМИ ПОКРИВНИ КОНСТРУКЦИИ

Видовете трансформируеми покривни конструкции могат да се отделят основно на две групи [1]: трансформируеми опънати конструкции и трансформируеми компресивни конструкции.

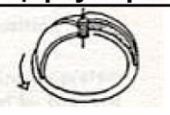
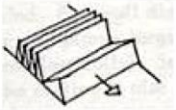
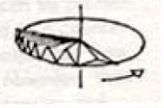
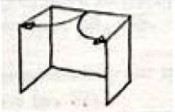
3.1. Трансформируеми опънати конструкции

Този тип конструкции се прилагат като най-ефективни при покриване на големи подпорни разстояния, защото изискват по-малка консумация на материали и енергия. Считат се за добра алтернатива на традиционните покривни структури, тъй като трансформациите и деформациите при тях са максимално улеснени. Елементите се подлагат на предварително напрягане, за да се увеличи стабилността и надеждността на конструкцията. Структурата може да се деформира и да изменя формата си чрез движение, да се измести цялостно, запазвайки формата си. Въпреки че тези конструкции са подложени основно на опън, те се често се поддържат и от елементи, подложени на натиск. Пневматичните конструкции също спадат в тази категория, според М. Асефи, но към момента рядко се прилагат за покриването на стадиони и големи структури. Най-често в мащабните спортни съоръжения се използва покритие от тъкан поради необходимостта от голямо разнообразие на движения, максимално улеснено управление и по-голяма ефективност.

Основно се прилагат три типа конфигурации на този вид конструкции: интегрирана тъкан с пространствено-прътова конструкция (фиг. 2), интегрирана с пространствена рамкова конструкция (фиг. 3) и неинтегрирана тъкан (не се нуждае от твърда подпора) (фиг. 4).

Движение	Паралелно	Централно	Циркулиращо	Периферно
Плъзгане				
Сгъване				
Въртене				

Фигура 2. Трансформация на интегрирана тъкан с пространствено-прътова конструкция

Движение	Паралелно	Централно	Циркулиращо	Периферно
Плъзгане				
Сгъване				
Въртене				

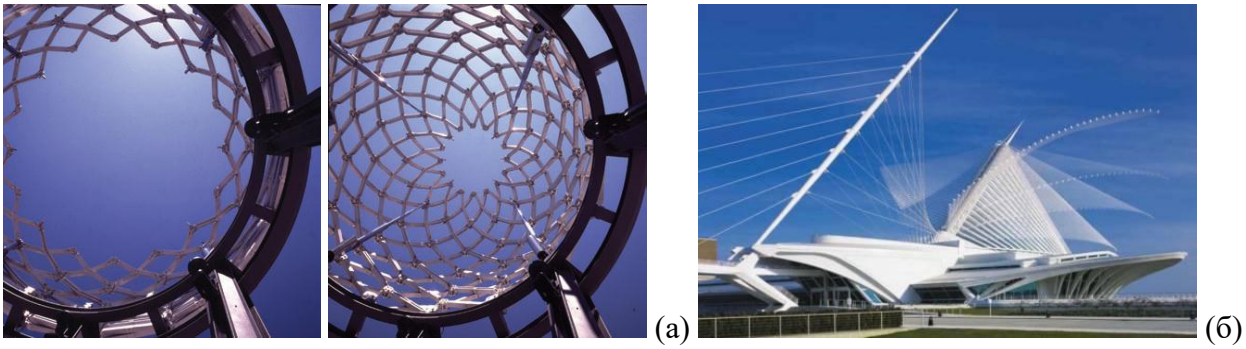
Фигура 3. Трансформация на интегрирана тъкан с пространствена рамкова конструкция

Фигура 4. Трансформация на неинтегрирана тъкан

3.2. Трансформируеми компресивни конструкции

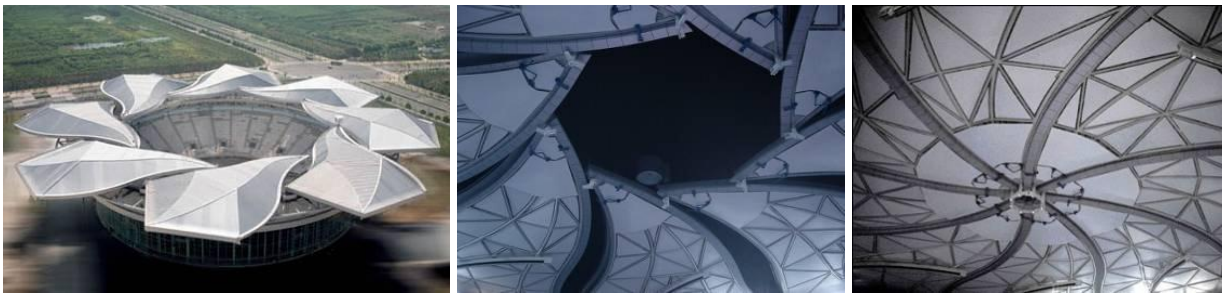
В тази категория попадат пространствено-прътовите конструкции с конвенционална форма, но и с възможност за умишлена деформация и трансформация. Те могат да бъдат категоризирани като два типа: пантографски и реципрочни пространствено-прътови конструкции.

Пантографските представляват пространствено-прътова решетка, състояща се от елементи, които са свързани помежду си с панти. Тя може да осигури разнообразни форми и пространствени конфигурации. Не се използват често в архитектурата поради сложността на механизмите, завишената им стойност и липсата на надежност и дълготрайност. Използват се по-скоро в кинетични скулптури и художествени произведения (фиг. 5).


(а) (б)

Фигура 5. Пантографски конструкции – “Ирисов купол”, Хоберман (а)
и Музей на изкуството в Милуоки (б).

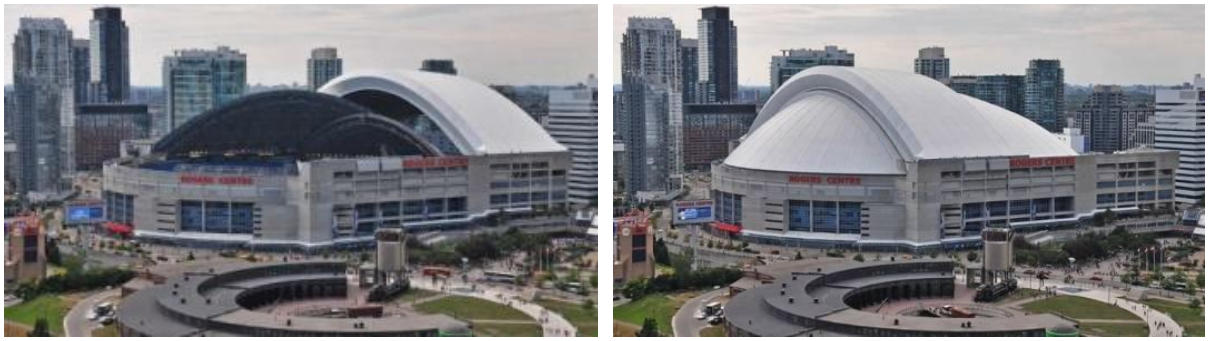
Реципрочните са конструкции, чиито елементи са взаимно свързани помежду си в затворена геометрия, поддържана в периметъра си от неподвижна структура. Минималният брой движещи се елементи, образуващи реципрочна конструкция на рамката, е три. Обикновено се използват за изграждането на отваряеми покриви. Подразделят се на два типа: с линейни елементи и с черупки. Вторият тип се считат за пространствени, но елементите им са взаимно укрепващи се. (фиг. 6)



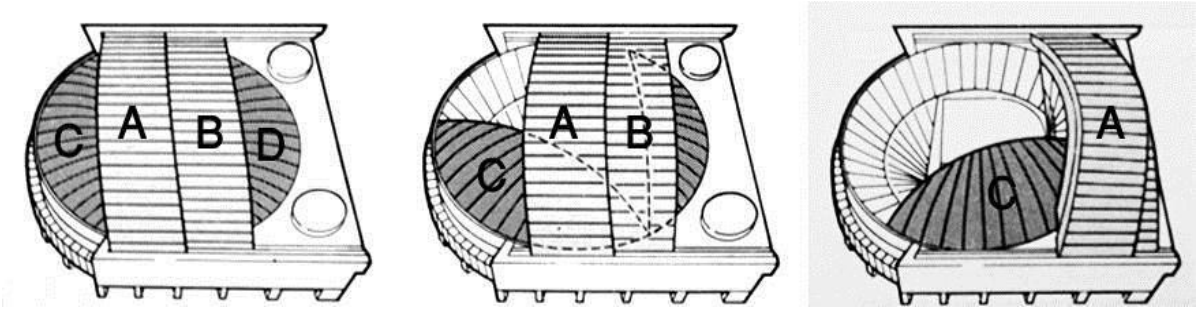
Фигура 6. Реципрочна конструкция на покрива на Стадион “Ки Жонг”

Най-разпространеният вид трансформируеми покривни конструкции в спортните сгради и съоръжения са именно обемните пространствени конструкции, състоящи се от

дву- или триизмерна повърхност, поддържана от вторична конструкция, движеща се чрез механична задвижваща система, без да променя формата си по време на движение. Обикновено се разделя на няколко части, които се поддържат независимо от вторичната конструкция. Всички отделни прибиращи се рамки се припокриват или се свързват до напълно затворено състояние, за да издържат на атмосферни условия. Следователно при тях трансформацията се извършва чрез преместване на повърхностите по установени трасета. Преместването при този тип структури често е линейно, ротационно, централно или комбинирано. (фиг. 7)



(а)



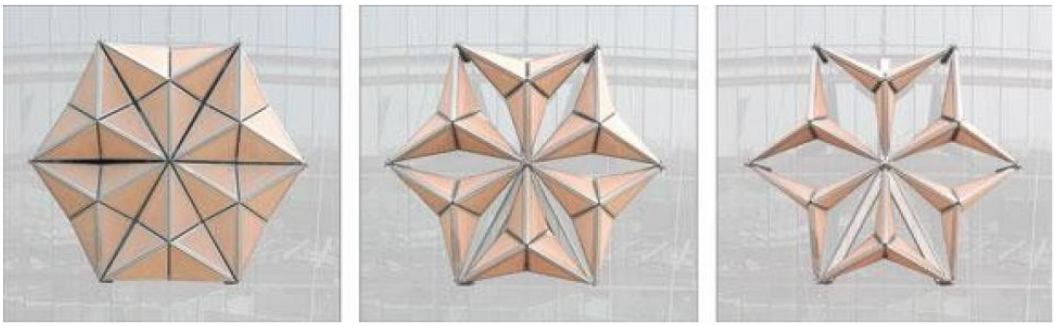
(б)

Фигура 7. Стадион “Роджърс” – изглед в отворено и затворено състояние на покрива (а); схема на затваряне на покрива (б)

4. ТРАНСФОРМИРУЕМИ СГРАДНИ ОБВИВКИ

През последните години ролята на трансформируемите сградни обвивки и фасади като екологичен посредник е водещ елемент в много иновативни проекти като сградата на TIC в Барселона и кулите на Ал Бахар в Обединените арабски емирства. Положителните свойства на движещите се фасади не се ограничава само до естетическите им качества, но и върху въздействието им върху околната среда и тяхната повишена енергийна ефективност. Поради тази причина е целесъобразно въвеждането на тези системи и в проектирането на мащабни проекти като стадиони и спортни сгради, отличаващи се с повишена консумация на енергийни източници и капацитет. Използвайки трансформируеми фасадни системи в спортните сгради, енергийните им могат значително да бъдат намалени, като проектът бъде съобразен с дневните температурни амплитуди. Адаптивна система, която е модулирана да контролира обема и посоката на топлинния поток в отговор на външни и вътрешни условия, значително би подобрила качествата на сградата и нейната ефективност.

Значителен ефект от такъв тип сградна обвивка, която би могла да се приложи и в спортно съоръжение, е постигнат при кулите Ал Бахар. Със съвременна технология системата от триъгълни слънцезащитни елементи работи посредством линеен задвижващ механизъм, улавящ движението на слънцето, за да осигури защита от слънчевата светлина и отблясъци. Тази трансформируема фасадна система намалява ослънчаването на ограждащите елементи, подобрявайки обаче вътрешното осветяване, повишава комфорта на ползвателите и намалява потреблението на енергия с 50%, а на въглеродните емисии с 1750 тона годишно (фиг. 8).

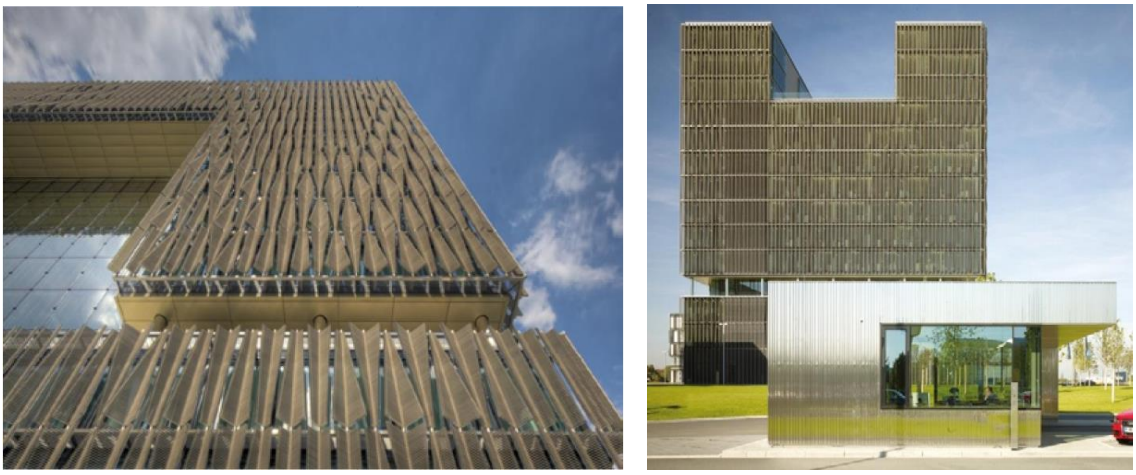


Фигура 8. Слънцезащитни елементи и принцип, използван в кулите Ал Бахар

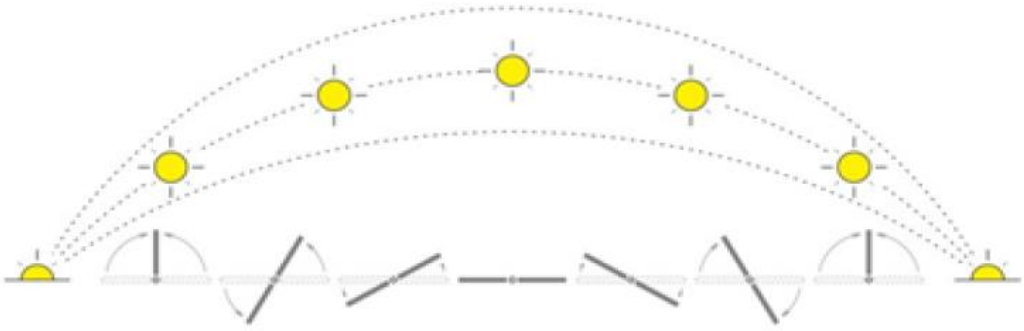
Друг пример за трансформируема сградна обвивка е използваната система в офис сграда в Мелбърн на име Къща на Съвета 2. Сградата постига забележителни резултати по отношение на енергийната си ефективност с 85% намаляване на потреблението на електроенергия, с въглеродни емисии само 13%. Фасадата е създадена креативно с различни решения за всяко изложение, които се съчетават, за да осигурят красива гледка на 80% от ползвателите. Трансформируемата система, приложена на западната фасада, осигурява 95% засенчване през деня и естествена вентилация през нощта, като автоматично отваря прозорците и позволява на нощния въздух да охлажда сградата. Механизмът се задейства автоматично, като проследява позицията на слънцето и осигурява засенчването следобед (фиг. 9).

Фигура 9. Офис сграда в Мелбърн – западна фасада

Седалището на Q1 в близост до Есен, Германия, е още един пример за добре проектирана фасада, състояща се от усъвършенствана трансформируема система за постигане на високо ниво в германските стандарти за устойчивост. Основна характеристика на сградата е слънцезащитната система, работеща въз основа на пътя на слънцето (фиг. 11), и създава уникалната идентичност на постойката. Сложната конфигурация от елементи намалява натоварването на ОВК на сградата чрез максимално увеличаване на естествената вентилация и чрез минимализиране на отблясъците и увеличаване на нагряването (фиг. 10). Външната облицовка на фасадата се състои от 400 000 метални пера в три различни форми – триъгълни, квадратни и трапецовидни. Всички тези автоматични елементи с помощта на 1280 електрически мотора отварят целия слънчев екран за естествена светлина или го затварят напълно, за да предпазят ползвателите от отблясъци и прекомерно ослънчаване. Друг важен аспект на трансформируемата фасада е способността й да се движи при ветровито време до скорост 70 км/час.



Фигура 10. Офис сграда, седалище на Q1 до Есен, Германия



Фигура 11. Движение на слънцезащитните елементи, проследяваща пътя на слънцето

5. ИЗВОДИ

Поради нарастващата динамика в обществата и конвенционалните методи за строителство, физическото въздействие от нарастващата строителна активност в индустриализираните държави и развиващите се страни става непоносимо в днешния двадесет и първи век. Това въздействие се измерва основно чрез увеличението на употребата на материали и последващото замърсяване от тях, въглеродни емисии, инвестиции и очакванията за качество на живот.

В световен мащаб се признава, че процесите по разрушаване на сгради до голяма степен нанасят отрицателно въздействие на околната среда и че използването на възобновяеми, трансформируеми сгради може да минимализира тези въздействия. Особено засегнати в световен мащаб са мащабните спортни съоръжения и структури, обикновено построени за международни спортни събития, като Олимпийските игри. Масовата практика показва, че тези структури често биват изоставяни скоро след приключване на събитието. Необходимо е намиране на нова функция и възможности за използването на тези сгради не само през определен период от време, а целогодишно. Освен това ресурсите, изразходвани при тяхното построяване, многократно надхвърлят тези при по-разпространените сгради като жилищни и офис сгради.

Методите на трансформируемата архитектура се оказват ефективен подход при проектирането на този тип сгради и техните обвивки с цел понижаване потреблението им на енергия, справяне с изменящите се климатични условия и за осигуряване на удобно естествено осветление и чист въздух на хилядите им ползватели. За да се постигнат функционални, екологични, естетически и икономически ползи трябва да се установи

единен метод и принципи на проектиране и съобразяване между архитекти, конструктори и изпълнители, които да интегрират системите в мащабните сгради, за да могат те да постигнат синтез не само със заобикалящата ги физическа среда, но и с постоянното развитие на обществото и времето, в което живеем.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Asefi M., Transformable and Kinetic Architectural Structures: Design, Evaluation and Application to Intelligent Architecture, German: VCM, 2010.
[2] Kronenburg R., Transportable Environments: Papers from the International Conference on Portable Architecture, E&FN Spon, London, 1997.
[3] Zuk W., Clark R., Kinetic Architecture., Van Nostrand Reinhold Company, 2012.
[4] Werner C., Transformable and Transportable architecture: analysis of buildings components and strategies for project design, 2013.
[5] Poucke O., Kinetic Architecture, 2006.
[6] Walter M., Convertible Roofs, University Stuttgart, 2006.
[7] Mohamed M., Elfadle H., Transformable Architecture, A key to Improve stadium & sports buildings, Conference Paper, 2013.
[8] Ishii K., Structural Design Of Retractable Roof Structures. Southampton, UK : IASS (International Association for Shell & Spatial Structures) , WIT press, 2000.
[9] Hanaor A., SOME STRUCTURAL-MORPHOLOGICAL ASPECTS OF DEPLOYABLE STRUCTURES FOR SPACE ENCLOSURES. [book auth.] René Motro. An Anthology of Structural Morphology. Singapore : World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., 2009.
[10] Kronenburg R., Flexible : Architecture That Respond to Change. London : Laurence King Publishing Ltd, 2007.
[11] Kolarevic B., Towards integrative design. International Journal of Architectural Computing, 2009.
[12] Kensek K., Hansanuwat R., Environment Control Systems for Sustainable Design: A Methodology for Testing, Simulating and Comparing Kinetic Facade Systems. Journal of Creative Sustainable Architecture and Built Environment, 2011.

МОДЕЛИ ЗА ПРЕУСТРОЙСТВО И САНИРАНЕ НА АГРОИНДУСТРИАЛНИ СГРАДИ

Иван Ениманев[1]

MODELS FOR REFRIGERATION AND SANITARY AGROINDUSTRIAL BUILDINGS

Ivan Enimanev[1]

Abstract:
In the initial stages, the type design of the different types of buildings, including agro-industrial, consisted of the creation of repeatable projects, through which essentially individual projects were carried out.
Later, the practice has repeatedly and extensively applied the same roof structures, doors, windows and other unified elements and details that are legally produced by standard applications. In this form, however, design can not be called "type", since it does not fulfill the tasks of developing the industrialized construction.
The first step towards typing is unification. It aims to unify, as far as possible, a large number of architectural planning and construction elements and details on the way of eliminating unjustified differences and individual projects. A complete expression of unification and typing are so-called universal buildings or sections of them.
Their main task is to meet the needs of as many functional requirements as possible.
In the past practice of designing agro-industrial buildings, no single method has been developed to manage this process. The establishment of a basic space, combined with the factors for qualifying the site, allows the creation of a unified model for managing the processes of developing business projects for agro-industrial buildings and farms.

Keywords:
Architectural - Constructive Model, Agro-Industrial Building, Model For Reconstruction And Rehabilitation.

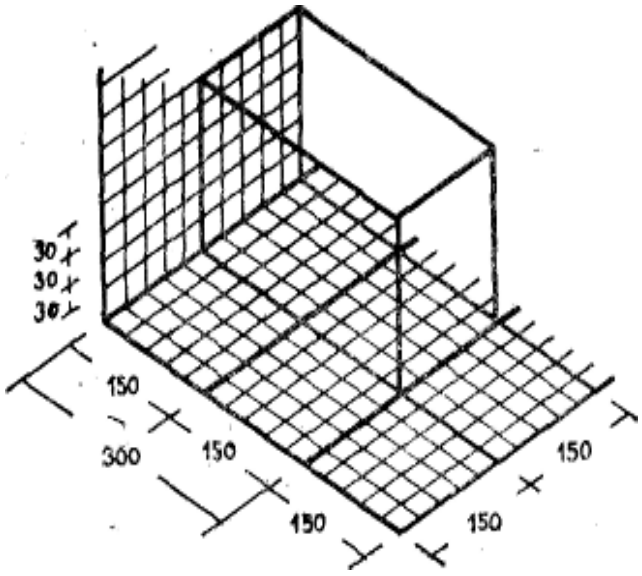
В началните етапи типовото проектиране на различните видове сгради, в това число и селскостопанските, се свеждаше до съставяне на повторяеми проекти, чрез които по същество са осъществявани и индивидуални проекти. По-късно практиката е наложила многократно и масово приложение на едни и същи покривни конструкции, врати, прозорци и други унифицирани елементи и детайли, които добиват постепенно по законен

[1] Иван Ениманев, арх. инж., ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна, к.к. „Чайка”, ул. „Янко Славчев” 84,
e-mail: ienimanev@abv.bg;
Ivan Enimanev, Arch. Eng., Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, 84 Yanko Slavchev Str., 9007 Varna, Bulgaria;
e-mail: ienimanev@abv.bg.

път стандартно приложение. В този си вид,обаче, проектирането не може да се нарече «типово», тъй като то не изпълнява задачите за развитие на индустриализираното строителство. Първият етап към типизирането е унификацията. Тя има за цел да уеднакви по възможност голям брой архитектурно-планировъчни и конструктивни елементи и детайли по пътя на отстраняване на необосновани различия в индивидуалните проекти.

Унификацията прераства в типизация, когато натрупаният опит и предварителните проучвания на единични проекти с установени функционални връзки, квадратури на помещения, конструктивни решения, многократно изпълнявани в практиката и пригодени за конкретно строително изпълнение, намерят обобщен израз в типов проект. Типовият проект е подчинен на основна мярка, наречена модул. При търсената координация на размерите на строителните елементи модулът е основна единица за измерение. У нас е приет предимно основен модул 10 cm. Той е свързан пряко с метричната система и се изчислява лесно, особено при прилагане на уедрен модул с пресичащи се линии, отстоящи обикновено на разстояние, равно на един уедрен модул. Модулната мрежа се прилага в хоризонтална (равнинна) и във вертикална (пространствена) посока 1.

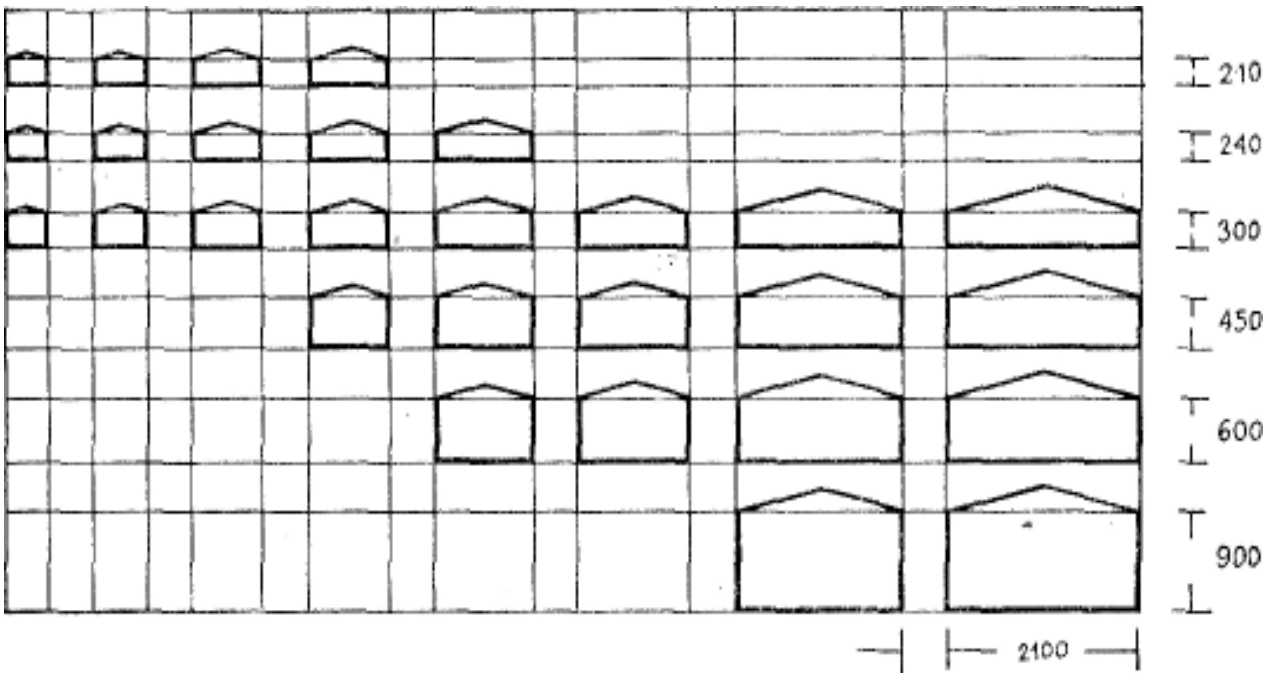
Съществен въпрос при типовото проектиране по модулната мрежа е мястото на модулните оси по отношение на носещите стени и колони. В зависимост от носещата конструктивна система на сградата крайните модулни оси от мрежата са в различно отношение спрямо външните стени. За да не се получат голям брой типоразмери на елементите, в строителното производство се прилага т. нар. планировъчен или **уедрен модул**.



Фигура 1.1. Модулна мрежа - система от надлъжни, напречни и вертикални

При селскостопанските сгради той се приема в хоризонтална посока 150 cm и е еднакъв с този на промишлените сгради. Успешно се прилагат и по-големи уедрени модули 300, 600 и 900 cm. Във вертикална посока уедреният модул е 30 cm. Установяването на уедрени модули става въз основа на подробни строително-технологични, архитектурни и конструктивни изследвания. При типовото проектиране на сградите, както и при техните строителни елементи и детайли, се използва т. нар. модулна мрежа (фиг. 1.1). Тя представлява перпендикулярно минаваща мрежа на 12,5 cm от вътрешната повърхност на външните стени в най-горния етаж. Когато стените са от други материали (сгуробетон, пенобетон, керамзитобетон и пр.) с дебелина, кратна на 10 cm, разстоянието от вътрешната им повърхност до крайната модулна ос е 10 или 15 cm [80, 98]. По този начин е осигурено легло на носещите подови елементи минимум 7-10 cm.

Леките стени, които се поемат от подовата конструкция, се разполагат без оглед на модулната мрежа. При носеща скелетна конструкция модулните оси преминават и в двете посоки по оста на колоните, а ограждащите външни стени, които в случая не са носещи, могат да се поставят съобразно с архитектурното решение отвън, отвътре или между колоните.

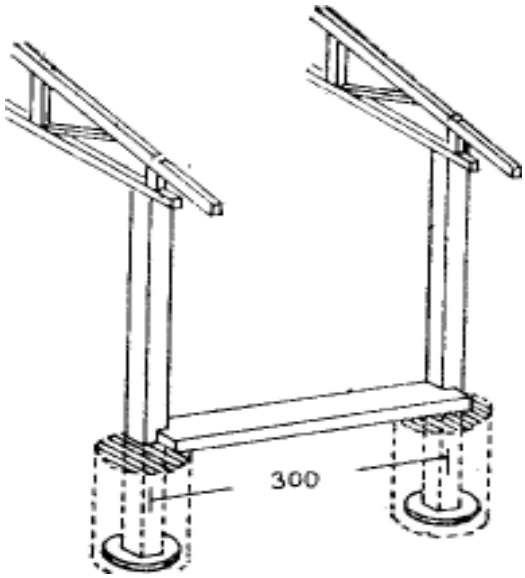


Фигура 1.2. Напречни разрези на селскостопанските сгради, типизирани на базата на уедрен модул 1,50 m в напречна посока и 30 cm във вертикална посока за сглобяеми строителни конструкции

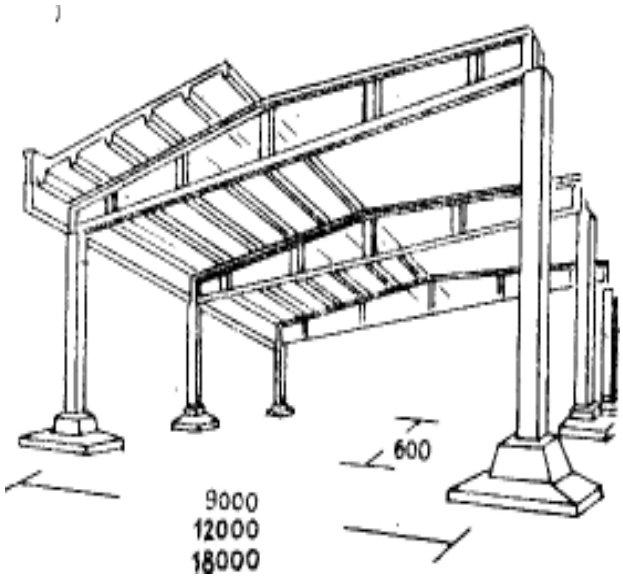
Процесите на типизацията и унификацията на селскостопанските сгради са свързани най-тясно помежду си и се обуславят взаимно. С унификацията и типизацията се цели чрез съгласуване на повече архитектурни решения да се създадат типови сгради, секции, обемно-планировъчни елементи, конструкции, детайли и др., които да намерят масово приложение в колкото се може различни по предназначение сгради. С това броят на типоразмерите на изделията могат да се заменят взаимно. Предимствата на тази взаимозаменяемост поевтинява строителството чрез масово изготвяне на строителни елементи, улеснява и опростява монтажа, скъсява сроковете на строителството. Основна цел на типизацията е да се установят елементи, които да се произвеждат по индустриален начин, т. е. да осигуряват и създават предпоставките за индустриализирано строителство. Пряк израз на тази цел са периодически създаваните каталози за номенклатури на готови конструктивни елементи за селскостопански сгради. На фиг.1.3 и фиг.1.4 са показани два примера за илюстрация на строителни конструкции на селскостопански сгради, разработени по установена номенклатура за скелетна конструктивна система.

Пълен израз на унифициране и типизиране представляват т. нар. универсални сгради или секции от тях. Основната им задача е да отговарят на нуждите на възможно повече функционални изисквания, технологии и селскостопански цели. Това може да се постигне чрез създаване на цялостни пространства по възможност без колони, които могат да се обзавеждат и използуват в зависимост от случая за краварници, свинарници, птичарници, складове и т. н. [124]. Развити са няколко конструктивни системи. Едните са с носещи стени, които поемат всички товари от покрива и подовите конструкции. Стените могат

да бъдат тухлени, каменни, бетонни, излети монолитно с пълзящ кофраж или от предварително изготвени елементи. Основният им недостатък е, че сградите не могат да се преустройват. Другите типове са със скелетна и смесена конструктивна система. Скелетната се изпълнява обикновено от желязобетон и дава по-голяма свобода на обемно-планировъчните решения, съвременно архитектурно оформление и по-големи възможности за вътрешни преустройства. Смесената конструктивна система заема средно положение между масивната и скелетна система. Тя обединява предимствата и на двете системи. На тази база са разработени и построени множество сгради селскостопански сгради у нас и в чужбина. Пространствено-конструктивните системи също са намерили приложение в земеделските стопанства за големи безколонни зални помещения с универсално предназначение [124,169] и обзавеждане. Универсалната сграда създава най-големи възможности и за стандартизиране на това обзавеждане. При стремежа за максимална унификация не бива да се отива до крайност, при която типизацията се осъществява за сметка на технологичните и функционалните изисквания.



Фигура 1.3. Типизирани сглобяеми строителни конструкции, разработени на базата на уедрен модул по т. нар. мачтов начин на строеж

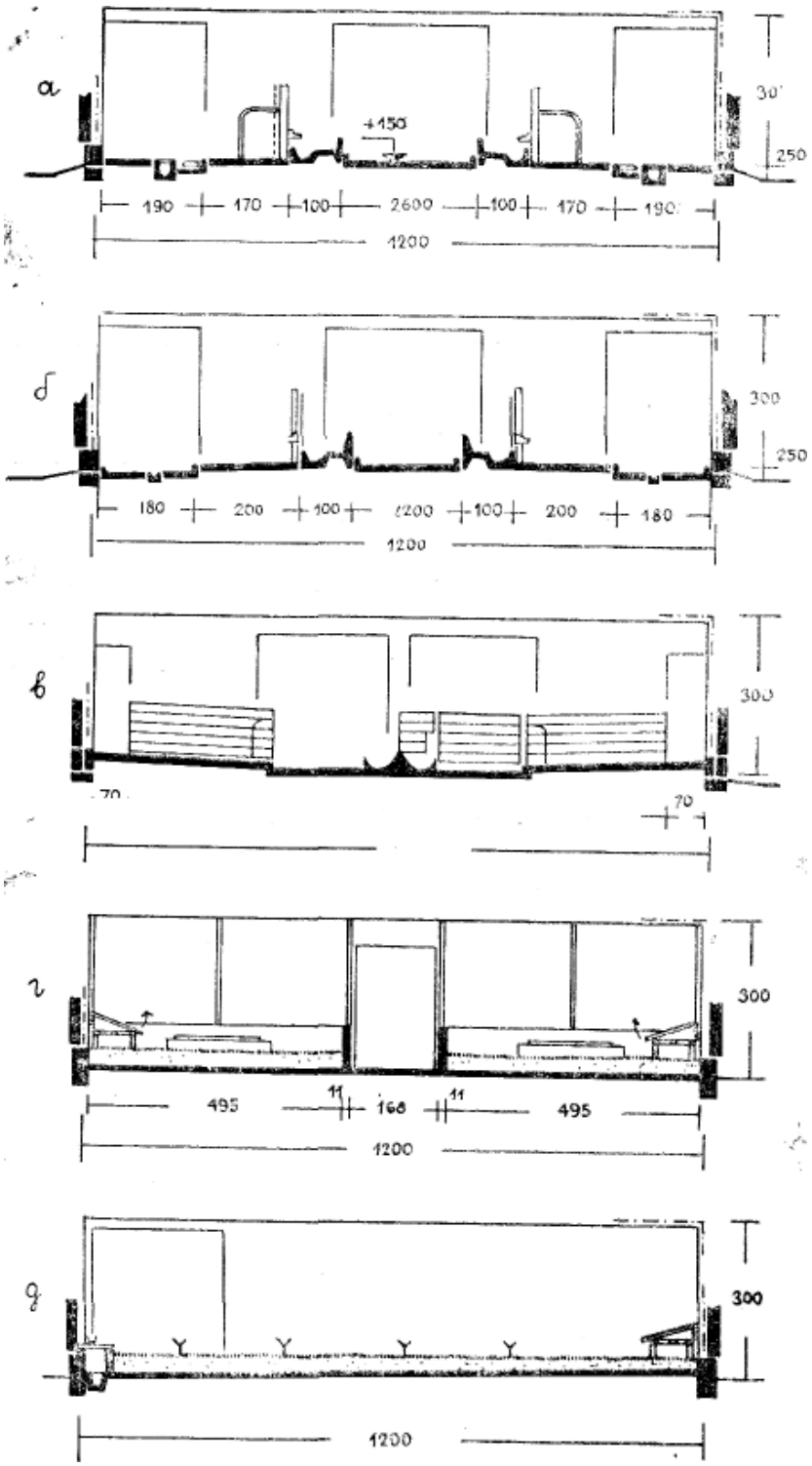


Фигура 1.4.Типизирани сглобяеми строителни конструкции, разработени на базата на уедрен модул

Значително улеснение при типовото проектиране и типизирането е узаконяването на различни изисквания, размери, елементи и детайли за масово приложение в т. нар. държавни стандарти. Установените у нас стандарти за селскостопански сгради в голямата си част все още не могат да се приемат за най-подходящи.

Съществено затруднение е и липсата на каталози за различните видове елементи и детайли, които улесняват работата по проектирането. При типизирането на селскостопанските сгради би могло успешно да намери приложение т. нар. моделно и фотомоделно проектиране. То ще изясни нагледно някои пунктове от технологията и функционалните зависимости.

Примерен план на типизирана универсална селскостопанска сграда е представен на фиг.1.5, където: а) затворен краварник с късо легло; б) затворен краварник със средно легло; в) свинарник за угояване; г) птичарник за кокошки-носачки; д) птичарник за бройлери. Възможни са още примери за животновъдни и за най-различен вид складови постройки.



Фигура 1.5 . Типизирана селскостопанска сграда при ширина 12 m
а) затворен краварник с късо легло; б) затворен краварник със средно легло; в) свинарник за угояване; г) птичарник за кокошки-носачки; д) птичарник за бройлери.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Аврамов, А., С. Грозев. Математическо моделиране за икономисти. Свищов, 1994.
[2] Адамов, В., Р. Лилова, В. Захариев. Финансов мениджмънт. Издателство „АБАГАР”, В. Търново, ISBN 954-427-191-0, 1995.
[3] Адамов, В. Финанси на фирмата. Издателство „Абагар”, В. Търново, 1997.

УНИФИЦИРАНЕ НА АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИ ЕЛЕМЕНТИ НА МОДУЛНИ АГРОСГРАДИ

Иван Ениманев[1], Красимир Ениманев[2]

UNIFICATION OF ARCHITECTURAL-CONSTRUCTION ELEMENTS OF MODULAR AGRO BUILDINGS

Ivan Enimanev[1], Krasimir Enimanev[2]

Abstract:
A basic requirement for an agro-industrial building model is to use the energy from the surrounding area and inside the building through the construction of the enclosure in each of the seasons. The unification requires combining the conditions of energy economy with minimal cost of fuel and electricity for air conditioning.
The technological space is formed by the physiologically necessary norms for area and volume. Specifically for the agrarian sector, the degree of unification should primarily be related to livestock buildings. The standards for livestock units (LU) are then basic. The remaining size, depending on the species and age of the farmed animals and birds, is linked through the conventional animal or poultry-based (LU).
There is a schematic diagram of the module, synthesized in accordance with a methodological layout for the structure and the ranges of modular elements.
The construction is carried by semi-trailers and when assembled they are connected to each other by mounting bolts and form a supporting structure of the building.
When changing the building gauge, the structure is retained, only the element gauges are changed. The structure thus formed ensures the closure of the space and the construction of the building with a single structural element.

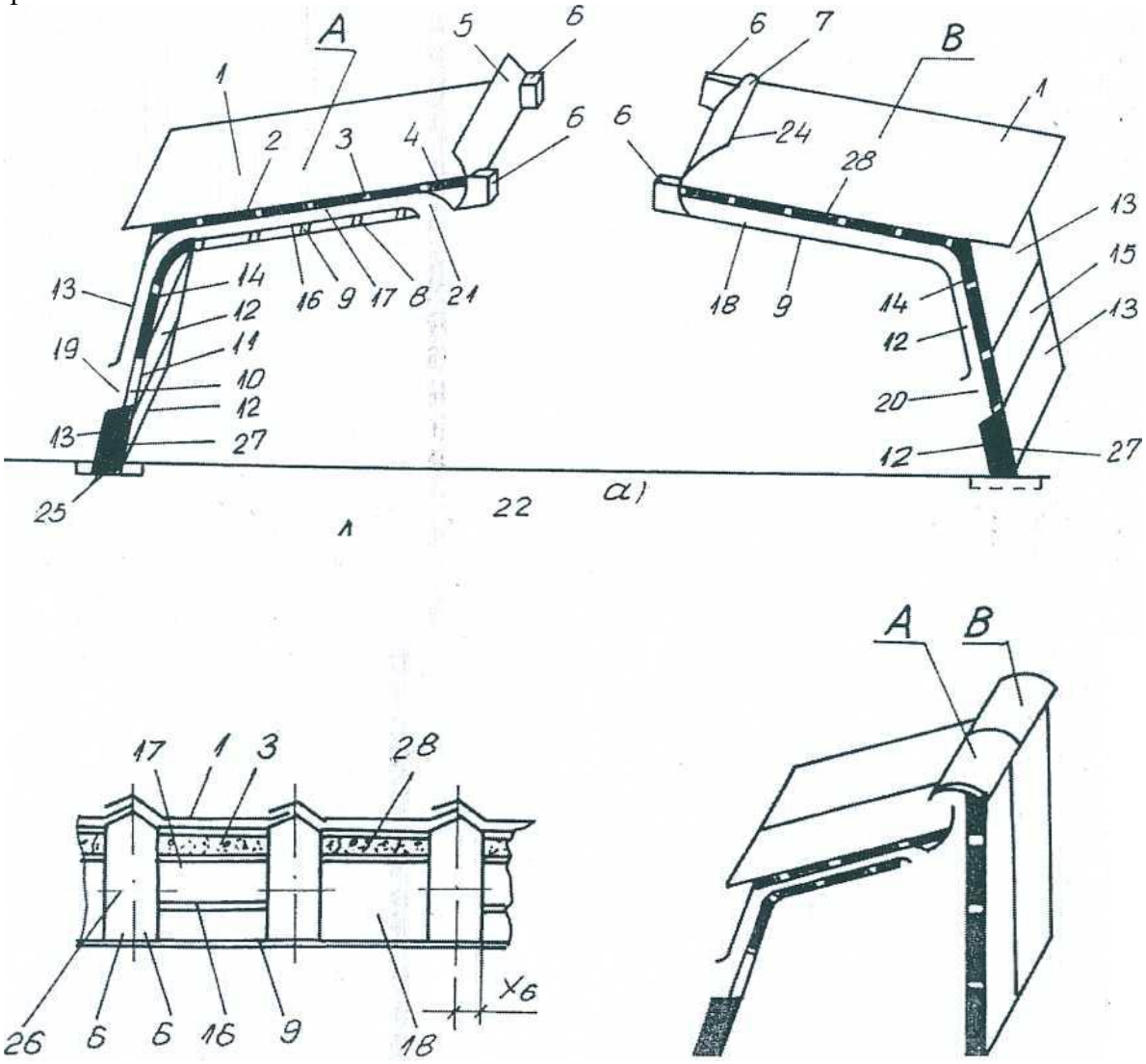
Keywords:
Agro-industrial Building, Unified Module, ARCHITECTURAL-constructive element.

Основно изискване към модела на агроиндустриалната сграда е през всеки един от сезоните максимално да се оползотворява енергията от околното пространство и вътре в сградата, чрез конструкцията на ограждането.

[1] Иван Ениманев, арх. инж., ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна, к.к. „Чайка”, ул. „Янко Славчев” 84,
e-mail: ienimanev@abv.bg;
Ivan Enimanev, Arch. Eng., Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, 84 Yanko Slavchev Str., 9007 Varna, Bulgaria;
e-mail: ienimanev@abv.bg.
[2] Красимир Ениманев, проф. д.н. инж., Русенски университет „Ангел Кънчев”, ул. „Студентска“ 8, 7017 Русе;
e-mail: enimania@abv.bg;
Krasimir Enimanev, Prof. DSc. Eng., University of Ruse „Angel Kanchev“, 8 Studentska str., 7017 Ruse, Bulgaria;
e-mail: enimania@abv.bg.

Унификацията изисква да се съчетават условията за енергоикономичност при минимални разходи на гориво и електроенергия за климатизация.

Проведени са изследвания и са предложени варианти на типови модули за строителство на стопански сгради с аерация. Синтезирани са два модула, представени на фиг. 1.1**.**



Фигура 1.1. Схема и компоненти на модулните елементи

Предлага се конструкцията да се изгражда с два елемента - А и В (фиг.1.1), където А съдържа приточните канали, а В - изсмукващите. Конструкцията на елементите удовлетворява условието модулите да се изработват на място, като на обекта се осъществява само сглобяването. За да се постигне това е необходимо рамките 6 да бъдат гладки, с правоъгълно напречно сечение. Така те изпълняват функцията на преградни стени между входно - изходните канали и модулите ще се монтират като се наслагват един до друг (фиг.1.1.).

Рамките от всеки модул се опират една до друга, свързват се посредством болтове 26 и образуват обща ферма. Ако покривът е с плоски елементи(ламарина), рамките се изпълняват с наддаден зъб, за да се образува посочената на фигурата издатина и профил, така че да се застъпват покривните ламарини и да се избегне теч. В случай, че се използват керемиди, същите ще се поставят след сглобяване на сградата без да са

необходими зъбчета на фермите. Профилът на елементите на рамката, при такъв монтаж, има възможно най-висок съпротивителен момент. Освен това рамките могат да се изработят от всякакъв материал - дърво, метал, пластмаса, текстолит и др. Самото изработване технологично е опростено и ще изисква възможно най-ниски разходи. Тези изисквания са изпълнени за всички конструктивни компоненти на модулите, фиг. 1/1, позиции 1-16 и 22-25. Това дава основание, при технико-икономическата оптимизация на модулите, разходите за осигуряване на технологичната и инструменталната екипировка и разходите по изработка на компонентите да не се сравняват и залагат в модела. За да се изработят модулите в специализирани бази и да се монтират на място е целесъобразно да се осъществи оптимизация и съвместно изработване на Стойките, фиг.1.1. позиция 25. Чрез елементите 2, свързващи двете полурамки 6, се формира гредореда за керемидите или ламариниte, укрепва се изолационния слой 3 и се образува пространствената носеща конструкция на модула. По същия начин, чрез странични леки плоскости (10), (12) и (13) и гредички (11) се формират страничните стени и входно-изходните канали. Дъната на същите се затварят чрез фолио от типа на армиран полиетилен, фиг.1.1, позиции (9) и (16)

Целесъобразно е по цялата дължина на билото, сградата да бъде отворена. На всяко поле се предвижда един входящ и един изходящ въздуховод (позиция17,18). Фонарът се образува чрез две цилиндрични плоскости (позиция 5,7), едната от които е с отвор и свързана с изходящия канал. Поставя се цилиндричен канал (22) и регулиращата клапа (23). Така фонарът е с намалено хидравлично съпротивление и модула се опростява конструктивно. Навсякъде по продължение на каналите, на техните входове и изходи и местни съпротивления се предвиждат съответни закръгления. При определени условия, ако модулния елемент се изпълни с подходящи материали, може ефективно да се използва енергията на слънцето и атмосферния въздух при климатизация на сградите .

Обзорът на ергономични решения в архитектурно-конструктивните елементи на стопанските сгради в аграрния сектор показва, че са налице определени:

- ниво на типизация на строителните елементи но само от позиция на конструктивните параметри, с оглед рационалното изпълнение на сградите;
- елементи (в случая мястото за единица едър рогат добитък) са базисни за ергономични решения на стопански сгради в аграрния сектор;
- варианти на модели за типизирани конструкции на сгради с аерация, които са от два елемента, които затрудняват тяхното изпълнение, без да са свързани с теория на подобието техните геометрични, конструктивни и технико- икономически параметри.

Тенденцията при осигуряването на микроклиматичната среда е използването на естествената вентилация, с оглед икономия на енергия и възобновяеми източници на енергия. Естествената вентилация се основава на влиянието на вятъра и разликата между относителното тегло на въздуха при различни вътрешни и външни температури. Поради това естествената вентилация може да действа добре при ниски външни температури. Вентилацията от този вид при определени схеми не действа при изравнени вътрешни и външни температури и през лятото.

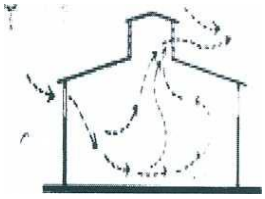
Вентилацията посредством директни отвори е най-проста по устройство. Тя се осъществява чрез обикновени горни прозорци и жалузи, или чрез специални отвори, които се затварят съобразно с понижаване на температурата, фиг.1.2, фиг.1.3, фиг. 1.4, фиг.1.5

Вентилацията посредством шахти и канали е по-съвършена и се осъществява чрез изсмукващи приточни канали или комини 6,9. Хоризонталната естествена вентилация с регулиращи се отвори осигурява по-малък въздухообмен от вертикалната, тъй като действието й зависи от силата и направлението на вятъра и по-малко от разликата между вътрешната и външната температура , фиг.1.5., 1.6, 1.7.

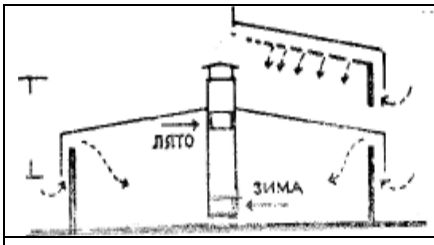
Фигура 1.2. Естествена вентилация чрез прозорците

Фигура 1.3. Естествена вентилация с регулиращи се отвори

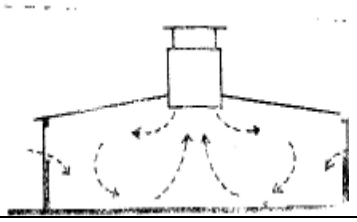
Фигура 1.4. Естествена вентилация през тавана



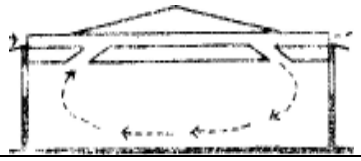
Фигура 1.5. Естествена вентилация чрез отвори-решетки



Фигура 1.6. Естествена вентилация с приточни и изсмукващи канали



Фигура 1.7. Естествена вентилация с приточни отвори и изсмукваща шахта



Фигура 1.8. Естествена хоризонтална вентилация с канали

Неуправляемата естествена вентилация удовлетворява частично. Перспективни се очертават модулите с управляемата естествена вентилация, накратко аерацията. На фиг.1.5 и 1.6 е представен контур на схема с аерация с приточни и изсмукващи канали. Той се състои от входни въздуховоди (3), с двойно дъно (8), съединени от вътрешната страна на сградата към прозорците - клапи (6). Прозорците-клапи са монтирани в надлъжните външни стени на животновъдното помещение. Под тях са поставени подвижни регулиращи панели (5), подредени шахматно по дължината на сградата, за да се избегнат въздушните течения.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Национална дългосрочна програма по енергийна ефективност до 2020г. Агенция по енергийна ефективност.
[2] Иванов В., Г. Крайчев, Отопление, вентилация и климатична техника. С, Техника, 1978 г.
[3] Каталог на фирмата BIG DUTCHMAN, 1996 г.
[4] Животновъдни обекти. Норми за проектиране. Ветеринарномедицински изисквания. Технологични норми. Блестящ Факел, София 2006.

КВАЗИ-СТАТИЧНО ИЗПИТВАНЕ НА ВРЪЗКАТА „КОЛОНА-ФУНДАМЕНТ“ НА СЛОБЯЕМА СТОМАНОБЕТОННА ЗАЛА

Игор Джорджиев[1], Борян Петрески[2], Владо Мицов[3]

QUASI-STATIC TESTING OF COLUMNS-TO-FOUNDATION CONNECTION FOR PREFABRICATED RC HALL

Igor Gjorgjiev[1], Borjan Petreski[2], Vlado Micov[3]

Abstract:
For the purpose of determination of the bearing capacity and deformability characteristics of a specific connection type for a prefabricated reinforced concrete structural system, full-scale quasi-static experimental tests were performed. Two separate loading configurations were examined in order to assess the behaviour of monolithic column-to-foundation socket connection in the nonlinear domain. Firstly, the column-to-foundation connection was investigated under the action of adequate axial force and simulated lateral cyclic loading until failure. Then, the joint socket was utilized for pull-out tests to determine the force-slip relationship of the monolithic connection. The instrumentation of the specimens followed the configuration of the structural elements and the need for correct assessment of their behaviour during the testing. In general, the performance of the column-to-foundation joint connection was estimated to satisfy the design provisions and provide sufficient capacity for the design loads in the elastic domain.

Keywords:
Prefabricated, Reinforced Concrete, Joint Connections, Socket, Experimental Procedure.

1. INTRODUCTION

The use of prefabricated reinforced concrete in the building of industrial facilities offers advantages in terms of the time of erection, cost of the project, quality and safety control and sustainable construction. However, in regions of high seismicity, the behaviour of such structures relies greatly on the connections design. It is particularly critical since the connections should dissipate energy through significant cyclic nonlinear deformations while maintaining their capacity and the integrity of the structural system [1]. Regarding past seismic performance, socket foundations provide substantial fixity at the base of the precast columns [2]. On the other hand, if the column-to-foundation connections are not designed for seismic loading, columns may lose their verticality owing to permanent relative displacements and rotations experienced at

[1] Igor Gjorgjiev, Assoc. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology – IZIIS, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail*: igorg@pluto.iziis.ukim.edu.mk.
[2] Borjan Petreski, Ass. MSc, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology – IZIIS, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail*: borjan@iziis.ukim.edu.mk.
[3] Vlado Micov, Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology – IZIIS, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail*: micov@iziis.ukim.edu.mk.

the foundation level [3]. Therefore, the column-to-foundation connections require experimental proof to validate their application.

Previously, it was experimentally established that the socket-type systems, mainly used in the design of prefabricated reinforced concrete structures, provide sufficient energy dissipation [4]. Additionally, this type of foundation shows a stable response under axial and lateral cyclic loading. Compared with other connection joints (cast-in-place and grouted sleeve joints), the socket foundations show a more pronounced extension of flexural cracks at the column base, spreading along a length approximately equal to the column base [5]. Furthermore, experimental tests were conducted in order to derive a practical design method of connection details for socket base connections [6]. Detailed inspection of these connections at the end of testing indicates that they behave as rigid connections [7].

The study presented in this paper examines the load capacity and deformability properties of a specific column-to-foundation connection through quasi-static full-scale testing. The models are examined in the nonlinear domain under axial and lateral cyclic loading. Two identical models are investigated until failure and the behaviour of the socket connection is assessed by the output of the configured instrumentation. Afterwards, the first specimen is investigated under pull-out tests to obtain the force-slip capacity of the socket joint. It is established that the monolithic nature of the joint connection under the design loads is preserved throughout the testing procedure.

2. DEFINITION OF TESTING MODELS

Based upon the primary goal of this study, detailed design for the joint connection model is performed. The aim is to design the models for simulation of the real behavior of the connection avoiding any chance of error during the testing. The design of the structural elements of the connection is performed purposefully to facilitate that failure does not occur under the maximum design load.

The investigated models are designed to simulate the realistic performance of the column-to-foundation connection. Two structural elements constitute the models investigated: (1) socket foundation and (2) column. The dimensions of the foundation element in the base are 200/120 cm and its height is 50 cm. In accordance with the footing, a socket with height of 100 cm, width of 120 cm and wall thickness of 20 cm is constructed. The column has a square cross-section with side length of 60 cm. After the correct placement of the constitutive elements in the assembly, the 10 cm gap between the socket and the column is grouted with a fine fraction concrete material.

Figure 1 shows the specific dimensions of the test setup (Fig 1a) and two sections representing the connection of the foundation to the anchorage structure (Fig. 1b). The dimensions of the column, the socket and the grouted material fully correspond to the realistic dimensions of the connection. On the other hand, the foundation structure is modified to some extent due to the specific requirements for the modelling of the connection with the reaction wall.

The reaction wall for the horizontal load is a stiff tapered cantilever bolted to a steel system. It is connected to the laboratory floor slab (strong floor) by means of large steel reinforcement bars crossing the slab and the steel elements (Fig 1b).

The foundation structure is designed to withstand the maximum loading of the testing procedure while the design of the socket structure is conducted according to the structural analysis of the entire model. The column is primarily designed for maximum design loads and then checked for the ultimate loading of the testing procedure. The longitudinal reinforcement of the column consists of 12 bars with reinforcement ratio of approximately 1.3%. Closed stirrups of 8 mm diameter at 7.5 cm distance from centre to centre and additional 8 mm tie stirrups at 30 cm distance are used as transverse reinforcement of the column.

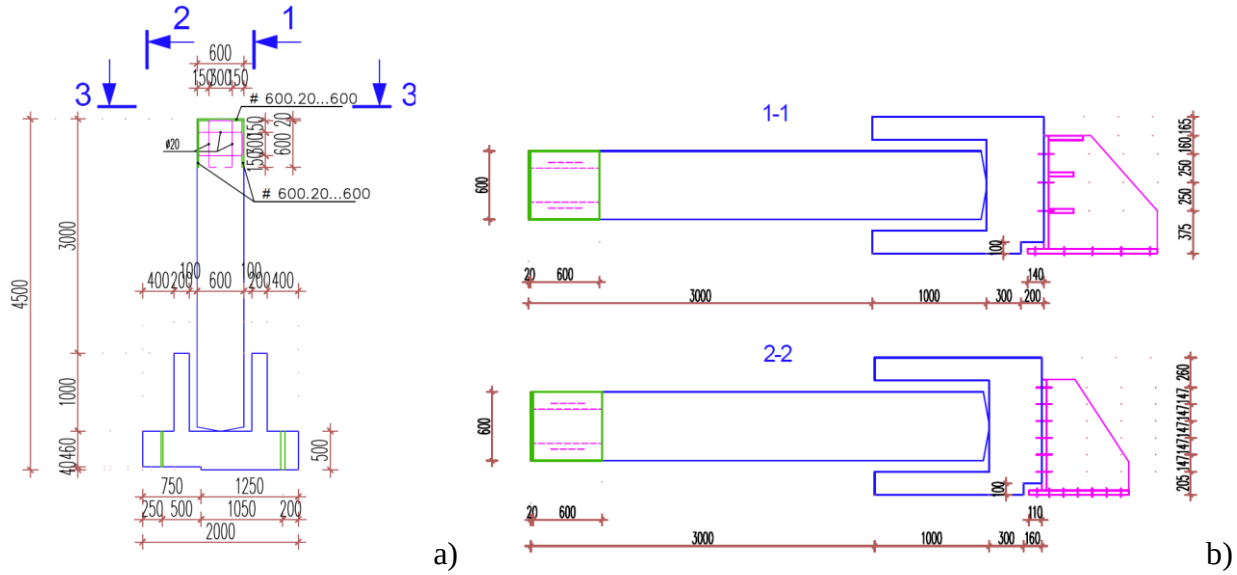


Figure 1. Testing model setup: (a) plan view (b) sections 1-1 and 2-2.

The vertical and lateral loading of the model is applied through hydraulic actuators connected to the column on the opposite side of the reaction walls. The connection between the column and the jacks is designed with two anchor plates and four anchoring holes and represents a hinge joint (Fig. 2).

Figure 2. View of the actuators-column connection.

3. QUASI-STATIC TESTING METHODOLOGY

The quasi-static testing is performed in the Dynamic Testing Laboratory of the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology in Skopje. For that purpose, specifically defined systems within the laboratory are employed: multi component loading system for quasi-static testing, measurement and control system, data acquisition and data processing system.

In this particular experiment, depending on the test performed (axial and lateral or pull-out), two servo actuators are utilized. The smaller one is used for the axial load application (1000 kN loading capacity) and the larger one for the cyclic lateral loading (1500 kN loading capacity).

3.1. Instrumentation

The instrumentation is composed of displacement transducers (LVDT) placed at pre-defined characteristic positions on the models, strain gauges (SG) that measure the strains in the reinforcement bars and load cells which measure the applied forces. Complete schematic of the instrumentation of the model is shown in Figure 3.

Figure 3. Instrumentation setup of model.

The LC devices are assembled on the vertical and horizontal force pistons in order to measure the applied axial and lateral loading on the model. At the same place, two LVDTs are installed as well, measuring the displacement between the actuators and the edges of the column. Additional LVDTs are placed at the column-to-foundation connection and along the footing length at characteristic points. Another LVDT is positioned between the column and the socket to define the slip during the pull-out test of the specimen. Two SGs are installed internally at the reinforcement of the column measuring the steel strains, while the other two are placed on the outer side of the column measuring the strain in the concrete.

3.2. Loading of the model

The loading program of the experimental procedure encompasses two distinct tests. Firstly, the capacity of the column-to-foundation connection is evaluated by observation of the failure in the socket. The external forces are represented through a vertical component Fv (axial force) and cyclic lateral component Fh, Figure 4a. In the final test, the slip-force capacity of the connection is determined where the column is subjected to axial tensile force, applied as a pull-out load Fp, Figure 4b.

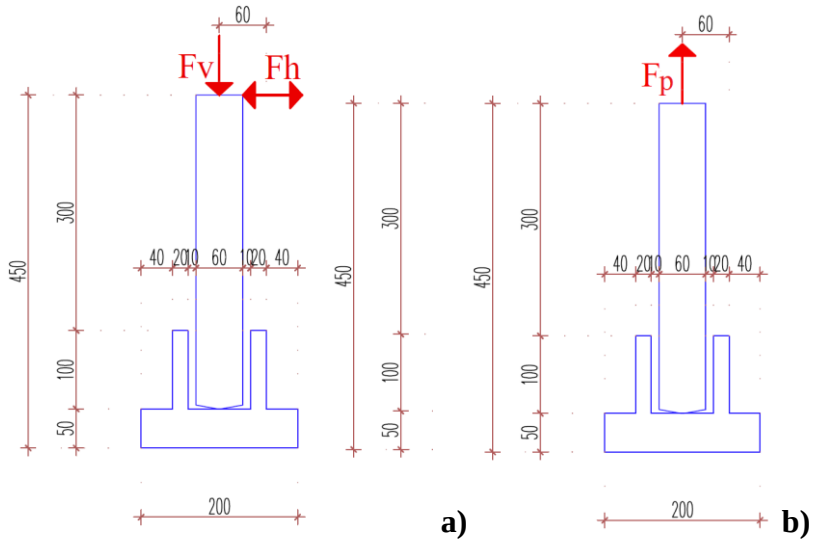
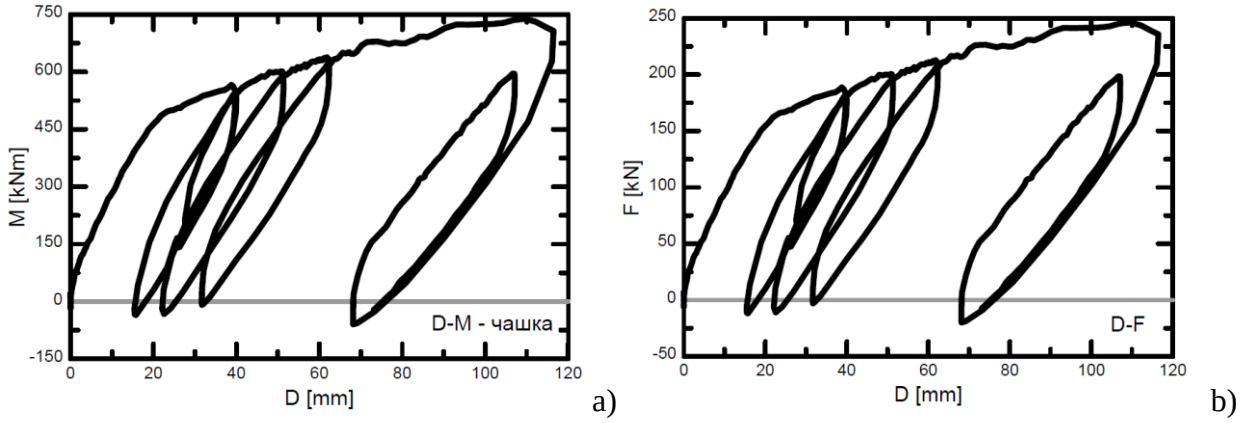


Figure 4. Model loading (a) cyclic lateral (b) pull-out.

3.3. Testing results

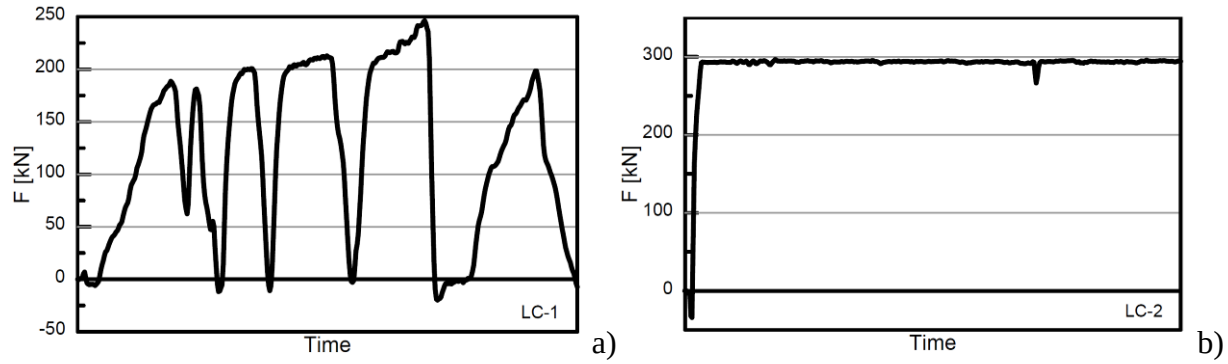
The testing of the models is performed based on a predefined load application program. In the beginning, axial force of 300 kN is applied with the smaller servo-actuator which corresponds to the action of gravity loads on the column. Then, using the larger servo-actuator successive monotonic increase of the displacement amplitude is executed until the connection has reached nonlinearity. The moment-displacement and force-displacement relationships are presented in Figure 5. It can be observed that the yielding is reached for a base moment value of M=560 kNm and lateral force Fh=186 kN. This point on the graph represents the yielding point of the cross-section and demonstrates its capacity in the linear domain which is of big interest when considering the design of the prefabricated structural elements.



a) b)

Figure 5. (a) Moment-displacement (b) Force-displacement.

Additionally, from the graphs in Figure 5a and 5b, the maximum displacement and the maximum lateral load values are obtained. The maximum displacement is measured at 116 mm, while the maximum lateral force is 246 kN. Furthermore, Figure 6 displays the time-histories of the applied loading measured by the LCs at the actuators. The lateral force values are shown in Figure 6a, while the constant vertical load is presented in Figure 6b.



a) b)

Figure 6. Time-history of applied loads (a) lateral (b) axial.

The SGs located at the bottom of the column, measured the strain in the longitudinal reinforcement and the concrete during the investigation. The maximum measured strain in the longitudinal bars after the completion of the testing procedure is 1.5‰ (Fig. 7a) which demonstrates significant capacity of the reinforcement in the section. Figure 7b, on the other hand, displays the strains measured in the concrete under axial and lateral loading. The graph clearly shows that the ultimate strain value of the concrete in compression [8] is approached as the lateral load is increased during the experimental tests.

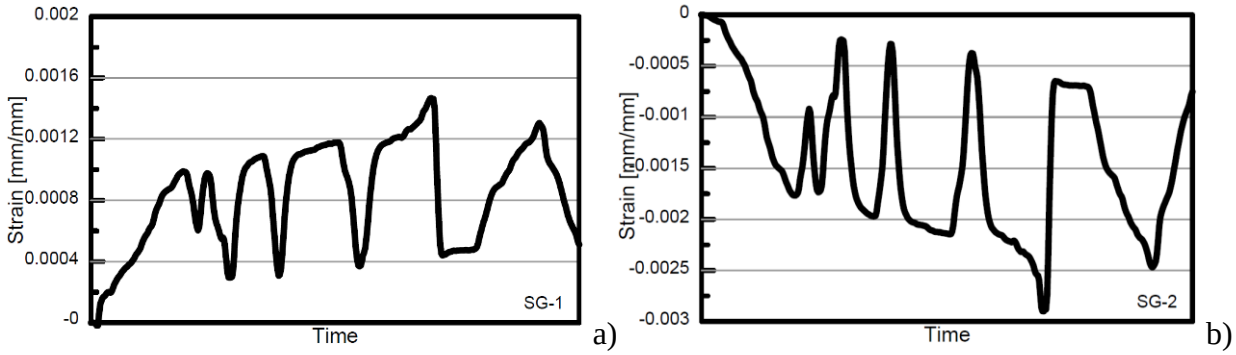


Figure 7. Time-history of measured strains at (a) reinforcement (b) concrete.

Characteristic damage of the investigated specimen is displayed in Figure 8. It is observed that the failure happened simultaneously in the grouted mixture, the socket and the column. Figure 8a displays the crack pattern in the grouted concrete and the socket. The cracks are concentrated mainly in the angles and progress with increase of the loading. The first crack in the socket occurs in its angle under lateral load of 100 kN. Under lateral load of 125 kN, a crack appears at the contact between the socket and the grouted concrete that increases as the load is amplified. Cracks in the column are observed in Figure 8b. These cracks appear progressively under the load of 250 kN when the capacity of the column is exceeded.

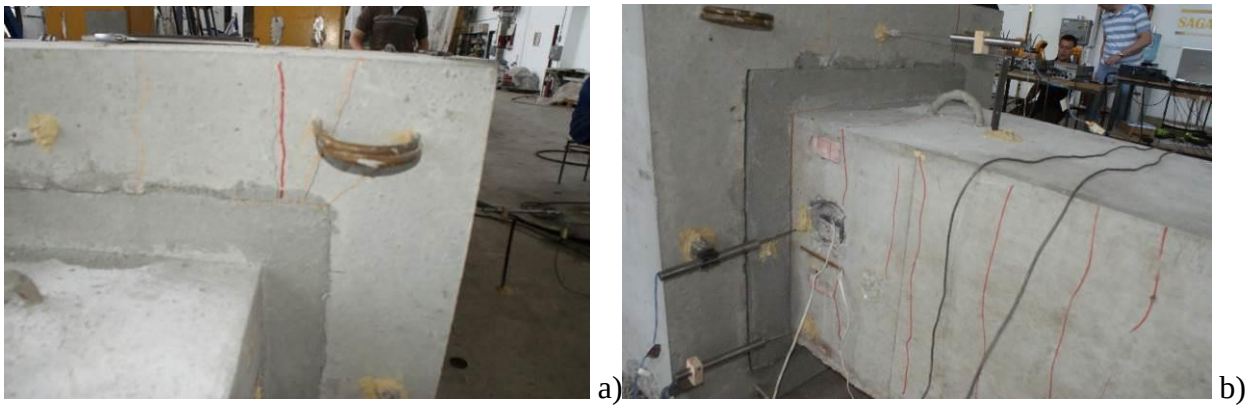


Figure 8. First model crack patterns at (a) socket (b) column.

After the completion of the first experiment, testing of the capacity of the column subjected to a pull-out force is performed.

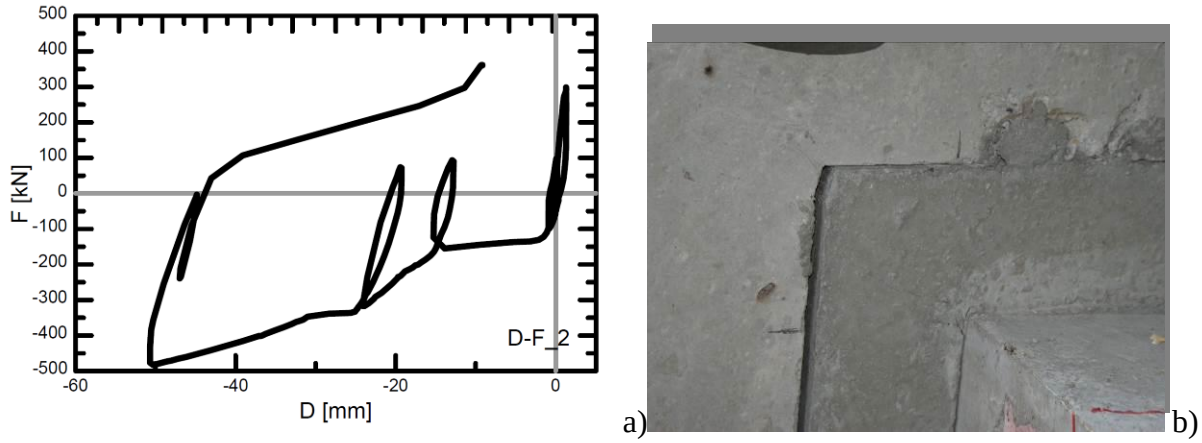


Figure 9. Pull-out test results (a) force-displacement graph (b) slip failure.

The axial force-displacement relationship is presented in Figure 9a. The capacity force is measured at Fp=120 kN which is a value impossible to reach under realistic conditions. Figure 9b shows the slip between the socket and the column. It is observed from this figure that the failure occurred at the contact between the socket and the grouted material. On the other hand, the contact between the column and the grouted concrete remains undamaged and there is no observation of rupture at the connection.

Finally**,** Figure 10 shows the typical damage patterns of the second investigated model. Simultaneous damage in the grouted concrete, the socket and the column is observed yet again. In Figure 10a the cracks in the grouted mixture and the socket are visible. They are mainly concentrated in the angles and progress with amplification of the loading. The first socket crack appears in the element angle under the lateral force of 90 kN. Under the 120 kN lateral loading, the first crack at the contact between the socket and the grout appears, as well. It is accompanied with a side crack in the socket structure that also progresses as the loading is increased. Significant crack along the contact between the column and the socket is observed in Figure 10b, occurring at 210 kN lateral load.

a)

b)

Figure 10. Second model crack patterns at (a) socket (b) column.

4. DISCUSSION

This research paper presents the procedure and results of an experimental laboratory testing for capacity and deformability determination of characteristic prefabricated connection in real size.

Prefabricated concrete buildings behave in a different way to those where the concrete is cast in-situ, with the components subject to different forces and movements [9]. Clearly, the proof of the behaviour of a particular structural system in ideal conditions indicates experimental testing of every structural element and characteristic connection of the system. However, in this specific case, investigation of the behaviour of a single connection of the prefabricated reinforced concrete hall system has been performed. A connection that predominantly affects the structural response of the prefabricated structure to lateral loading is examined acquiring useful information for the behaviour of the entire system.

- Appearance of the first diagonal crack in the grouted concrete and the socket is observed, under lateral load producing moment of 375 kNm.
- Development of significant cracks in the column base above the socket is detected, under a horizontal force producing moment of 750 kNm. For the same moment value, the damages in the socket and the grouted mixture are smaller.
- Hysteretic relationship for a critical cross-section of the column is presented in the form of moment-displacement (Figure 5a) and force displacement graphs (Figure 5b). It is established that the cross-section demonstrates steady characteristics and substantial ductility.

- Generally, this connection shows characteristics of stable behaviour and does not require taking additional measures for structural improvement.
- The hysteretic relationships presented evaluate the correlation between the design moment, the moment of the first crack and the moment of failure of the cross-section. These characteristic points can be used during the design phase.
- The pull-out test of the column evaluates the slip capacity of the connection. It demonstrates that the slip happens at 120 kN force. Pull-out force can happen during seismic loading and it should be checked in the design of the structure.
- Experimental tests provide information about the realistic behaviour of the investigated elements and prove the monolithic nature of the column-to-foundation connection.

5. CONCLUSIONS

Taking into consideration the high-quality manufacturing and assembly of the investigated model specimens, the experimental test results represent a useful database for this type of structures. Based on the findings in this experimental study, specific parameters for the prefabricated reinforced concrete socket connections can be defined for their improved applicative implementation.

Additionally, the testing results presented in this paper demonstrate the monolithic nature of the connection, its bearing capacity and deformability and its role in the stability of the prefabricated reinforced concrete hall structures.

The hysteretic diagrams obtained support the design procedure of the connection, providing beneficial data for the characteristic points of the structural response under combined axial force and bending moment. The experimental tests also provide the slip capacity of the connection.

Benefitting the conclusions of this experimental study, further development in the analytical modelling and performance optimization of the column-to-foundation connection can be achieved. Finally, the results obtained provide significant importance for analytical improvement of the constitutive and analytical models of the prefabricated structures.

REFERENCES

[1] Haber Z.B., M.S. Saiidi, D.H. Sanders, Seismic performance of precast columns with mechanically spliced column-footing connections, ACI Structural Journal 111(3), 2014, 639.
[2] Sezen H., A.S. Whittaker, Seismic performance of industrial facilities affected by the 1999 Turkey earthquake, Journal of Performance of Constructed Facilities, 20, 2006, 28-36.
[3] Belleri A., E. Brunesi, R. Nascimbene, M. Pagani, P. Riva, Seismic performance of precast industrial facilities following major earthquakes in the Italian territory, Journal of Performance of Constructed Facilities, 29(5), 2014, 04014135.
[4] Di Sarno L., M.R. Pecce, G. Fabbrocino, Inelastic response of composite steel and concrete base column connections, Journal of Constructional Steel Research, 63(6), 2007, 819-832.
[5] Belleri A., P. Riva, Seismic performance and retrofit of precast concrete grouted sleeve connections, PCI journal, 57, 2012, 97-109.
[6] Osanai Y., F. Watanabe, S. Okamoto, Stress transfer mechanism of socket base connections with precast concrete columns, Structural Journal, 93(3), 1996, 266-76.
[7] Blandon J.J., M.E. Rodriguez, Behavior of connections and floor diaphragms in seismic-resisting precast concrete buildings, PCI journal, 50(2), 2005, 56-75.
[8] Park R.L., T. Paulay, Reinforced concrete structures, John Wiley & Sons, 1975.
[9] Elliott K.S., C. Jolly, Multi-storey precast concrete framed structures, Wiley, 2013.

АНАЛИТИЧНА ПРОВЕРКА НА РЕЗУЛТАТИТЕ ОТ ИЗПИТВАНИЯТА НА ВИБРАЦИОННИТЕ СИЛИ ЧРЕЗ ПОДОБРЕН МЕТОД НА РАЗЛАГАНЕ НА ЧЕСТОТНАТА ОБЛАСТ

Игор Джорджиев[1], Горан Йекики[2], Александар Журовски[3]

ANALYTICAL VERIFICATION OF RESULTS FROM FORCE VIBRATION TESTS BY ENHANCED FREQUENCY DOMAIN DECOMPOSITION METHOD

Igor Gjorgjiev[1], Goran Jekikj[2], Aleksandar Zhurovski[3]

Abstract:
This paper presents an overview of the theoretical background behind obtaining modal parameters of structures using different techniques. Damping estimation using half-power bandwidth and logarithmic decrement methods is briefly described, while modal estimation using Frequency Domain Decomposition (FDD) and Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) methods is presented in details. Due to feature limitations of commercial programs, a custom software has been developed in IZIIS. The main aim of the software is signal processing and operational modal analysis where FDD and EFDD methods are implemented. The benefits from application of the software is the possibility to improve the methodology and to implement some additional parameters for obtaining a more reliable result. The software is described and it is applied in estimating the dynamic properties of a nine-story reinforced concrete building.
Forced and ambient vibration tests have been carried out on a 9 story RC frame structure. The results from ambient vibration tests were used to identify the first two natural frequencies and mode shapes of the structure using FDD method and compared to results from the forced vibration tests. A good correlation in natural frequency, mode shapes and damping has been obtained. The results showed that the implemented methodology in custom computer algorithm calculated the modal parameters of the structures with a high accuracy.

Keywords:
Enhanced Frequency Domain Decomposition, Force Vibration, Ambient Vibration.

[1] Igor Gjorgjiev, Assoc. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology – IZIIS, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail*: igorg@pluto.iziis.ukim.edu.mk.
[2] Goran Jekikj, Assistt. Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology- IZIIS, Ss. Cyril and Methodius University in Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail*: jekic@iziis.ukim.edu.mk;
[3] Aleksandar Zhurovski, PhD Student, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology – IZIIS, University “Ss. Cyril and Methodius”, Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail*: zurovski@pluto.iziis.ukim.edu.mk.

1. INTRODUCTION

Experimental identification of modal parameters (experimental modal analysis - EMA) is a research topic with fruitful six-decade history. Its application started in Mechanical Engineering where characterization of the dynamic behavior of scaled laboratory models of structures, tested in controlled environment in laboratory conditions, needed to be done. Nowadays, this methodology is known as forced vibration tests (FVT) where simultaneous measurements of one or more dynamic excitation and the corresponding structural response is measured. EMA techniques are nowadays well known and are used for identification of modal parameters of structures like bridges, dams and buildings. However, application of EMA techniques in the field of civil engineering is far more complex due to the large size of the structures and difficulties in applying dynamic excitation in these conditions. Therefore, in civil engineering structures, ambient vibration tests (AVT) are more practical, economical and possible. By this modal identification technique, the artificial excitation produced by heavy and expensive equipment is replaced by ambient vibration forces like wind or traffic induced forces. In this way, the modal parameters can be identified without disturbing the tested structure’s daily exploitation and furthermore the tested structures are identified using real operation conditions so the obtained results are associated with realistic levels of vibrations. On the other hand, the level of excitation is low so very sensitive sensors with very low noise levels have to be used and even then lower signal to noise ratios compared to the ones observed in FVT tests can be expected. Other disadvantages of AVT tests are the shorter coverage of frequency content and lower possibility to excite stiffer structures. The defined mode shapes are not scaled in absolute sense due to the impossibility to measure the modal masses. Because AVT tests provide modal parameters (natural frequencies, mode shapes and damping) only from measurement of structural responses (outputs), the identification is called operation modal analysis (OMA) or output - only modal analysis (due to inability to measure the input).

The presented paper aims to provide overview of the theoretical background behind definition of important modal properties of any structure (mode shapes and modal damping) using different techniques. Damping estimation using the well know half-power bandwidth and logarithmic decrement methods is briefly described. Also, modal estimation using Frequency Domain Decomposition (FDD) and Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) methods is described in details. Due to feature limitations of commercial programs, a custom software has been developed in IZIIS. The main aim of the software is signal processing and operational modal analysis where FDD and EFDD methods are implemented. The algorithm is written in C++ language with full support for parallel processing. The visualization of the input and output data is created in windows presentation foundation WPF environment. The main advantage of this custom-made software is its ability for definition of user-defined values for different parameters in order to obtain more reliable results. The software is briefly described and its application in estimation of the dynamic properties of a nine-story reinforced concrete building. Comparison of the results for the modal damping obtained experimentally by force vibration method and analytically by the EFDD method is given at the last part of the paper. The obtained results showed that the implemented methodology in custom computer algorithm calculates the modal parameter of the structures with a high accuracy.

2. DESCRTIPTION OF MODAL DAMPING ESTIMATION METHODS

The methods for modal parameters identification (in this case modal damping, but it is the same for all modal parameters) of dynamic systems based on their response to ambient excitation, are defined as frequency domain or time domain methods. The frequency domain methods start from the output spectrum of half- spectrum matrices estimated from the measured outputs. These methods can be non-parametric or parametric. The non-parametric frequency domain methods are simpler and most widely used. Among these, the Peak-Picking method is

the most well-known and most applied nowadays in dynamic testing of civil engineering structures as it is considered most adequate to make a first check of the quality of collected data and get a first insight into the system's dynamic properties. The FDD is more sophisticated non-parametric method that overcomes some limitations of the Peak-Picking method. This method is elaborated in details in the following sections.

2.1. Half-power bandwidth method

Upon obtaining the frequency response curves of the analyzed system, modal damping can be measured using half-power bandwidth method. This method consists of defining the resonant frequency and two nearby frequencies w_1 and w_2 located in the frequency spectrum (Figure 1) by application of equation 1:

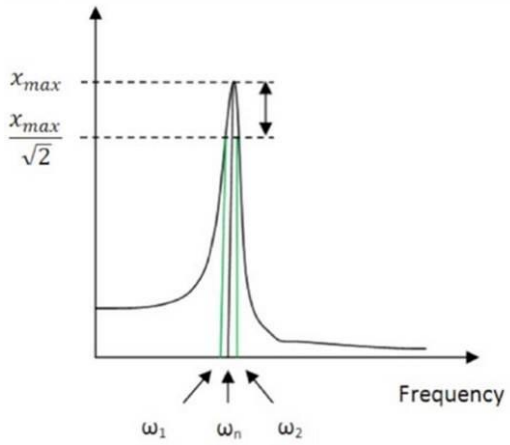


Figure 1. Half- power bandwidth method

$$X(\omega_1, \omega_2) = \frac{X(\omega_n)}{\sqrt{2}} \tag{1}$$

After defining the required frequency values (w_n, w_1 and w_2) in the frequency spectra the damping value can be calculated applying equation 2.

$$\xi = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_n} \times 100\% \tag{2}$$

2.2. Logarithmic decrement method

The logarithmic decrement method for modal damping estimation is applicable in free vibration state which can be simulated by forced vibration tests (FVT). In order to obtain the damping coefficient, the response of the structure to a harmonic force provided by the shakers should be measured. After stopping the excitation force in the resonant state, the decaying response of the structure is observed. The exponential curve that best fits the decaying amplitudes is obtained using regression analysis (Figure 2).

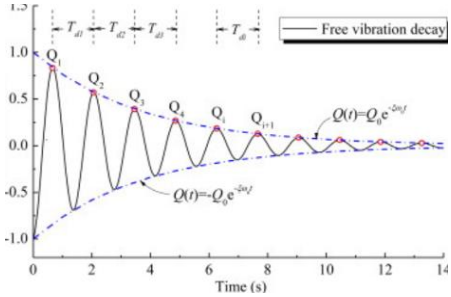


Figure 2. Logarithmic decrement method

The exponential function of the decaying curve that fits the amplitudes of the damped vibration is defined by equation 3.

$$Q(t) = Q_0 e^{-\xi \omega_n t}, \tag{3}$$

where ξ represents the damping coefficient, ω_n is the oscillation angular frequency measured in *rad/sec*^{2} ($f=\omega_n/2\pi$), t is the duration of the observed signal in seconds. From here the modal damping coefficient for the measured mode of vibration is easily determined.

2.3. Frequency Domain Decomposition (FDD) and Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) method

The FDD method is a simple and user-friendly technique that allows separation of closely spaced modes and identification of the corresponding modal damping coefficients. It is a frequency domain non-parametric method that interprets output spectrum matrices estimated with the cross power spectral density CPSD method. According to the modal decomposition of the transfer function and considering the relationship between the output spectrum and the transfer function, the output spectrum can be described in the following matrix expression (equation 4):

$$S_{yy}(\omega) = V(i\omega I - \Lambda)^{-1} L^T R_{uu} L^* (i\omega I - \Lambda)^{-1} * V^H \tag{4}$$

Assuming that the inputs are not correlated (R_{uu} is a diagonal matrix), and the orthogonality of the mode shapes and modal participation factors, the previous equation can be written as:

$$S_{yy}(\omega) = VC\ (\omega)V^H, \tag{5}$$

where C(w) is a diagonal matrix composed by functions of w, each of them dependent on the natural frequency and modal damping coefficient of only one mode of the structure, and V is a matrix with columns representing the mode shapes. The same simplification can be done even if the inputs are correlated, but the modal inputs are uncorrelated. Moreover, if the structure is lightly damped, as it is the case of the majority of civil engineering structures, the simplification presented in equation 5 is still approximately true. However, the condition of mode shapes orthogonality has to be respected at least between closely spaced modes.

On the other hand, the singular value decomposition (SVD) of the complete output spectrum matrix estimated from the measured signals gives (equation 6):

$$\hat{S}_{yy}(\omega_j) = U_j S_j U_j^H \tag{6}$$

where U_j is an orthogonal matrix ($U_j U_j^H = I$) containing the singular vectors of $\hat{S}_{yy}(\omega_j)$ and S_j is a diagonal matrix holding the corresponding singular values.

Comparing equation 5 and 6 it can be noted that the singular vectors provided by the SVD can be associated with the mode shapes of the tested structure. The SVD provides the singular values in ascending order - for each discrete value of w, the first singular value contains an ordinate of the spectrum associated with the dominant mode at that frequency. The number of non-zero singular values represents the rank of the spectrum matrix at a specific frequency.

The absolute values of the spectral matrix members, calculated from the acceleration time series, are obtained applying the cross power spectral density method. The application of the SVD decomposition to the spectrum matrix, evaluated at all discrete frequencies, produces singular values for each frequency (Figure 3a). The frequency spectrum of the first singular values presents peaks that are associated with the modes of the structure. The real components of the first singular vectors, associated with the identified peaks, represent the mode shapes.

Once a set of points with similar singular vectors is selected for a particular mode, this segment of an auto-spectrum may be converted to a time domain (Figure 3b). An auto-correlation function with the contribution of a single mode is obtained. As the output correlation of a dynamic system excited by white noise is proportional to its impulse response, it is possible to estimate the modal damping coefficient. This can simply be performed by fitting an exponential function to the relative maxima of the correlation function and extracting the modal damping ratios from the parameters of the fitted expression taking into account the classical expression for the impulse response of a single degree of freedom (equation 7):

$$y(t) = ae^{-\xi_k 2\pi f_k t} \sin(2\pi f_k t) \tag{7}$$

where a is a constant. The parameters ξ_k and f_k are the damping coefficient and the corresponding natural frequency in Hz.

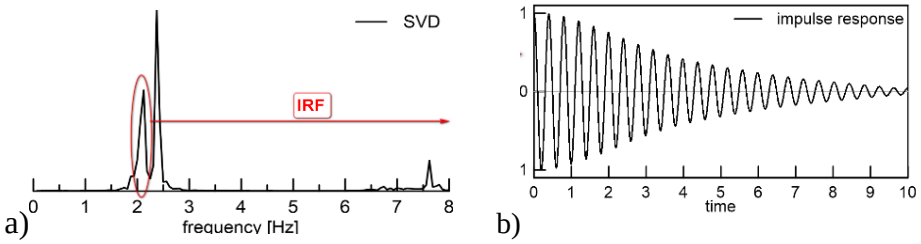


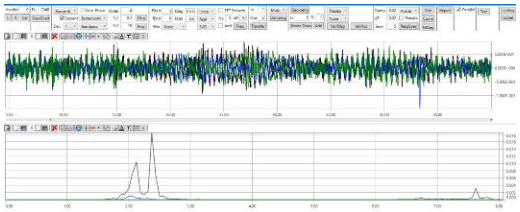
Figure 3. FDD method, estimation of the modal damping ratio

3. DESCRIPTION OF THE DEVELOPED SOFTWARE FOR SIGNAL PROCESSING AND EFDD ANALYSIS

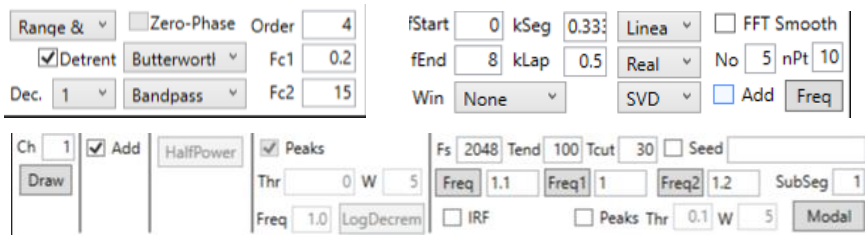
The aim of developed custom application is to create a tool for signal processing and EFDD analysis. The main benefit of this custom-made application is ability to improve the methodology and to implement additional parameters for obtaining a more reliable result. The algorithm is written in C++ language with full support for parallel processing. The graphical visualization of the input and output data is created in windows presentation foundation WPF environment. The application contains a full 3D graphical interface which is used for 3D mode shape presentation. A part of the graphical user interface of the developed application is presented in Figure 4. An input parameters and commands are located in the upper part of the window. Two graphical interfaces for presenting the signals and their frequency contents are located bellow. There are also some additional graphical interfaces for presenting the calculated results.

The developed software tool contains the following functions:

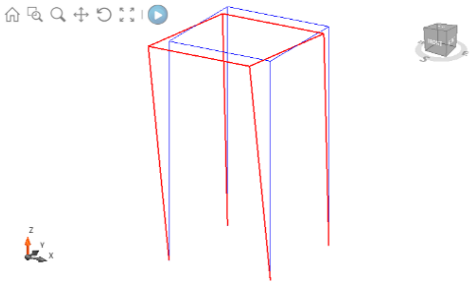
- Data acquisition with full support to NI-cDAQ (National Instruments data acquisition system);
- Signal analysis and processing functions: signal decimation, signal detrending, several types of digital filters in the form of high-pass, low-pass, band-pass and band-stop zero-phase and non-zero-phase filter functions with manually predefined order and cut-off frequencies;
- Functions for Fourier transforms (FFT), power spectra (PS), power spectral density (PSD) with support of additional functions for averaging;
- Signal windowing functions (Hamming, Hann and Bartlett);
- Spectral smoothing using Savitzky-Golay method;
- Fully automated operational modal analysis in real time applying singular value decomposition (SVD) and enhanced frequency domain decomposition (EFDD);
- Modal damping estimation through half-power and logarithmic decrement method;
- Graphical interpretation of identified mode shapes.



a) main window



b) parameters for signal analysing and processing, operational modal analysis



c) 3D animation of mode shapes

Figure 4. Graphical interface of the developed software

4. EXPERIMENTAL EVALUATION OF THE PROPOSED METHODOLOGY

The building chosen for measurements and application of the EFDD methods for estimation of modal damping coefficients is a nine-story building in Aerodrom Municipality in Skopje (Figure 5). The building is a reinforced frame structure with rectangular shape columns, RC staircase core, beams and floor slabs.

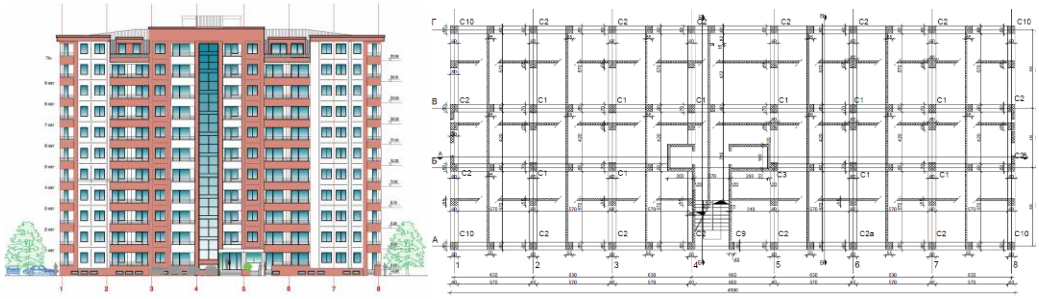


Figure 5. Tested structure (architectural façade and characteristic floor)

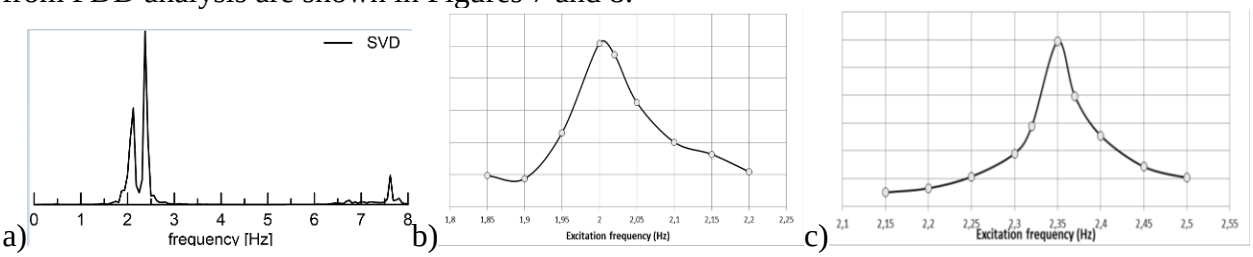
Forced vibration and ambient vibration tests have been performed. For the forced vibration testing, the shakers have been set up on the top floor. The structure was tested with 5 levels of masses in the shakers. Before and after each set of forced vibration testing 10-minute intervals of ambient vibrations were recorded. From the forced and ambient vibration methods the following dynamic parameters were obtained:

- Frequency response curves for the first two modes;
- Damping coefficient for each mode;
- Mode shapes identification.

The comparison of dynamic properties, obtained by force vibration tests and the same parameters analytically obtained by the developed software, are presented in the following section.

4.1. Identification of the natural frequencies and corresponding mode shapes

The results from the ambient vibration tests were used to identify the first two natural frequencies and mode shapes of the structure using the FDD method. On the other hand, the results from the forced vibration tests were used to identify two natural frequencies of the structure as well as the mode shapes using the peak-picking method. In Figure 6a the calculated singular values are presented. In Figure 6b and c the frequency response curves are also presented. The two identified mode shapes obtained from force vibration tests and calculated from FDD analysis are shown in Figures 7 and 8.

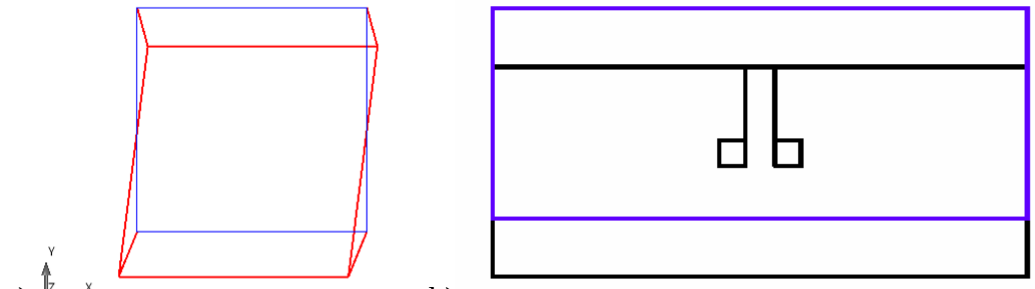


a) b) c)

Figure 6 a) SVD curve; b) and c) Frequency response curves obtained from the forced vibration tests

Table 1: Identified natural frequencies of the structure

Mode Shape	Force Vibration	FDD
I mode, Y-Y	2.00	2.05
I mode, torsion	2.35	2.37



a) b)

Figure 7. First mode of vibration in Y-Y direction (identified natural frequency f=2.05Hz), a) analytical FDD method, b) force vibration

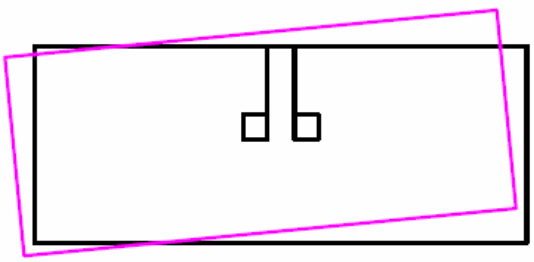


Figure 8. First mode of vibration- torsion (identified natural frequency f=2.35Hz)

4.2. Computation of modal damping using logarithmic decrement method

Comparison of the modal damping, identified applying logarithmic decrement method in forced vibration records and EFDD method, is given in Figures 9 and 10. The blue and red lines in figure 9a and 10a represent free vibration records, while blue and red lines in figure 9b and 10b represent the corresponding logarithmic decrement functions. The red line in figure 9b and 10b is IRF envelope obtained by Hilbert's method. The analytically and experimentally obtained damping coefficients are in acceptable correlation. Due to vibration decay in forced vibration method, a phase difference appears in the higher modes.

Modal damping coefficient for the first mode in Y-Y direction (f=2.05Hz) is: IRF= 2.43[%], experimentally=1.68[%]

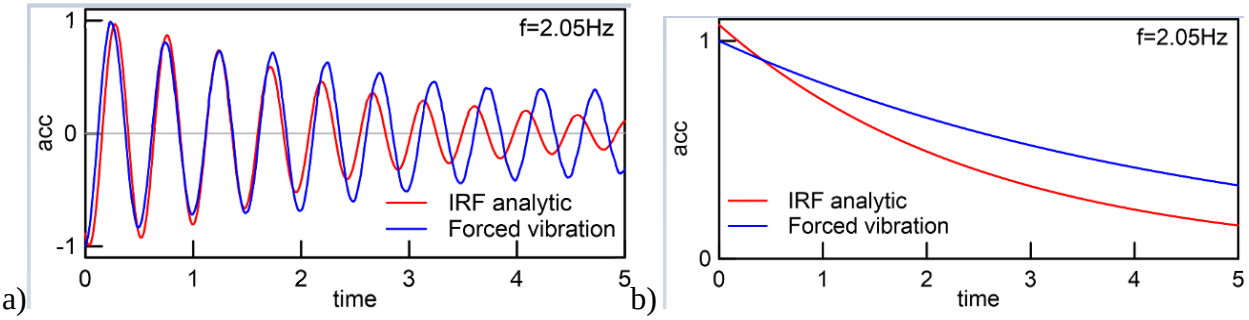


Figure 9. Modal damping in first mode of vibration in Y-Y direction applying logarithmic decrement method – IRF analytic and experiment

Modal damping coefficient of the first mode in torsion (f=2.37Hz) is: IRF=0.97[%], experimentally=0.89[%]

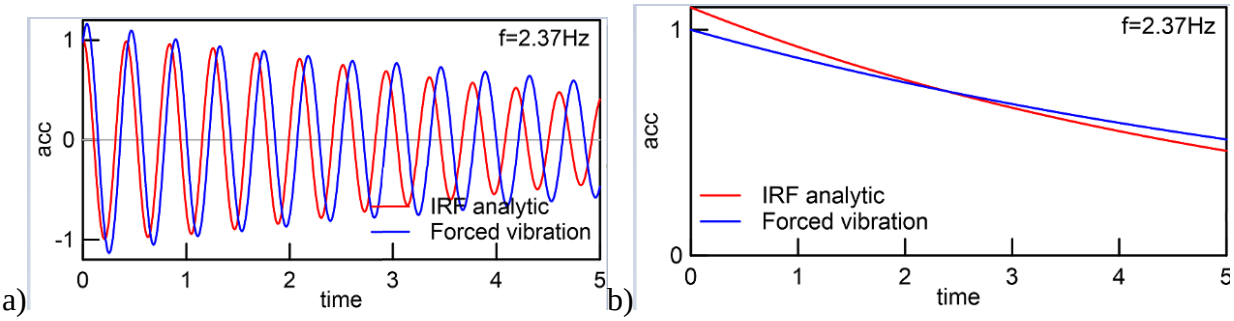


Figure 10. Modal damping in first mode of vibration in torsion applying logarithmic decrement method – IRF analytic and experiment

4.3. Computation of modal damping using half power method

Comparison of the modal damping coefficient in of the two identified structural modes using half-power bandwidth method calculated with the two different methodologies, is given on Figures 11 and 12. The difference in the damping coefficient between those two methods is due to the lack of points in the frequency curve obtained from force vibration tests. The lack of points appears because the force vibration testing was conducted at discrete frequencies with larger step.

Modal damping in first mode in Y-Y direction (f=2.05Hz) - IRF - damping=1.96 [%], experimentally- damping = 1.75 [%]

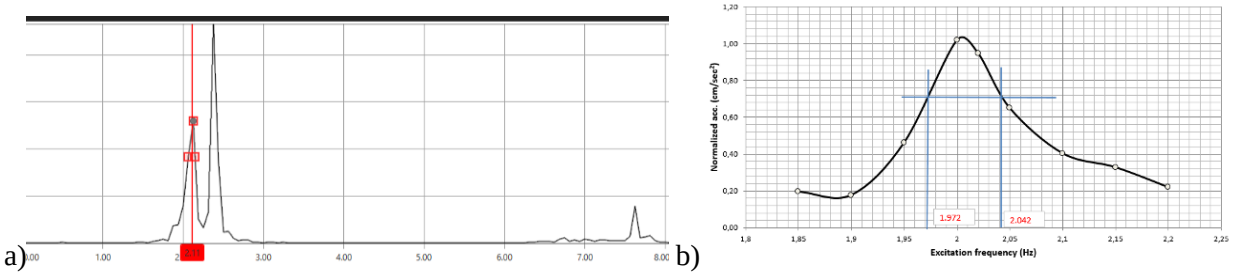


Figure 11. Modal damping in I mode of vibration in Y-Y direction applying half-power bandwidth method – a) IRF analytic and b) experiment

Modal damping in first mode in torsion (f=2.37Hz) – IRF - damping=1.06 [%], experimentally- damping = 1.02 [%]

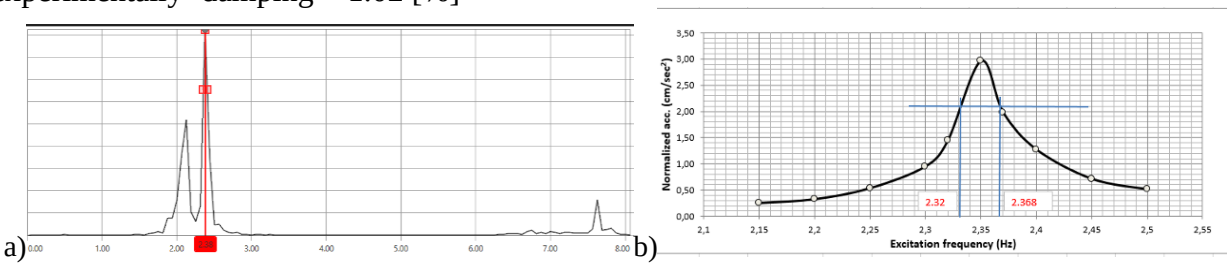


Figure 12. Modal damping in first mode in torsion applying half-power bandwidth method – a) IRF analytic and b) experiment

The experimentally and analytically obtained modal parameters are summarized in table 2. The natural frequencies and mode shapes are exactly matching, while a negligible difference appears in damping coefficients.

Table 2: Comparison of estimated modal damping using different methods

Mode Shape	Frequency (Hz)	Damping coefficient (%)			
		Logarithmic decrement- analytically (IRF)	Logarithmic decrement- experimentally - forced vibration	Half- power Bandwidth analytically (IRF)	Half- power Bandwidth- experimentally- forced vibration
I mode, Y-Y	2.05	2.43	1.68	1.96	1.75
I mode, torsion	2.37	0.97	0.89	1.06	1.02

5. CONCLUSION

This paper deals with successful development of application for signal processing and enhanced frequency domain decomposition analysis EFDD. The benefit of this application is the ability to improve the methodology and to implement some additional parameters for obtaining more reliable results. The main features of this application are signal processing, obtaining the modal parameters by EFDD and calculating the damping coefficient by using the half-power and logarithmic decrement method. The validation of the methodology and implemented algorithm was performed by comparison to the results obtained from force vibration tests on nine-story RC building. The first two natural frequencies and corresponding mode shapes were identified at 2.05 Hz and 2.37 Hz. Then, the results from calculation of the damping coefficient by applying the logarithm decrement and half power methods were presented. The damping coefficient was calculated for both modes and a good matching was obtained.

From the presented results, it is concluded that modal damping estimation using the three different methods fits quite well and that all methods give approximate modal damping values. The experimentally and analytically identified natural frequencies and mode shapes are matched. It is concluded that the developed application for signal processing and EFDD analysis has sufficient accuracy and speed for its application in real time processing.

REFERENCES

[1] Magalhaes F., Cunha A, “Explaining operational modal analysis with data from an arch bridge”, Mechanical Systems and Signal Processing 25: 1431-1450, 2011.
[2] Brincker R., Zhang L., Anderson P, “Modal identification of output- only systems using frequency domain decomposition”, Smart Materials and Structures 10: 441-445, 2001.
[3] Garevski M., Jekikj G., Gjorgjiev I., Naumovski N., Zhurovski A, “Analysis of Dynamic Properties of 9-Storey Residential Building by Application of Forced Vibration Testing and Ambient Vibration Measurements”, IZIIS Report 2014-33, 2014.
[4] Gjorgjiev I., Zhurovski A., Garevski M., “Validation of Enhanced Frequency Domain Decomposition by Force Vibration Tests on Nine- Story RC Building”, 17th International Symposium of Macedonian Association of Structural Engineers (MASE), Ohrid, Republic of Macedonia, 4-7 October 2017.
[5] Peeters B., De Roeck G, “Stochastic System Identification for Operational Modal Analysis: A Review”, Journal of Dynamic Systems, Measurements and Control 123: 659-667, 2001.
[6] Tashkov Lj., Krstevska L., “Experimental In- Situ Testing of Residential Buildings Built in Dc-90 System Located in Becici, Montenegro by Ambient and Forced Vibration Methods”, IZIIS Report 2011-39, 2011.

ИЗСЛЕДВАНЕ НА ВЛИЯНИЕТО НА КОРОЗИЯТА ВРЪХУ ДЕФОРМАЦИОННОТО И НАПРЕГНАТО СЪСТОЯНИЕ НА ФЕРМА

Анита Хандрулева[1], Антонио Шопов[2], Ради Ганев[3]

SURVEY OF THE INFLUENCE OF CORROSION ON DEFORMATION AND STRAIN SHAPE IN TRUSS STRUCTURES

Anita Handruleva[1], Antonio Shopov[2], Radi Ganev[3]

Abstract:
In building structures, one of the most modern and most effective computational methods is the finite element method (FEM). With its help, it is possible to calculate complicated structures and elements subjected to impacts.
In the stiffness matrix, the basic characteristics of the elements are laid, but under the influence of corrosion the characteristics change, which leads to the necessity of a theoretical study of the change of the matrix. It is know that corrosion indicates its effect on mechanical properties, geometric characteristics and structural changes in the material, which influences the calculation of the deformation and strain shape.
A study of the strain and deformation shape of truss structures with corrosion impact was carried out, and the realization was carried out by numerical experiment on FEM.

Keywords:
FEM, Corrosion, Stiffness Matrix, Strain Shape, Truss Structures.

[1] Анита Хандрулева, доц. д-р инж., катедра „Механика и математика“, Строителен факултет, Висше строително училище „Любен Каравелов“, ул. “Суходолска“ 175, София 1373, *e-mail*: anita_handruleva@abv.bg;
Anita Handruleva, Assoc. Prof., PhD Eng., Department of Mechanics and Mathematics, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: anita_handruleva@abv.bg.
[2] Антонио Шопов, докторант, катедра „Съпротивление на материалите“, Факултет по транспорт, Технически университет – София, бул. “Св. Кл.Охридски“ 8; 1756 София; *e-mail*: ansh@tu-sofia.bg;
Antonio Shopov, Phd Student, Department of Strength of Materials, Faculty of Transport, Technical University of Sofia, 8 Kl. Ohridski Blvd, 1756 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: ansh@tu-sofia.bg.
[3] Ради Ганев, доц. д-р инж., катедра „ Ниско строителство“, Строителен факултет, Висше строително училище „Любен Каравелов“, ул. “Суходолска“ 175, София 1373, *e-mail*: radiganev@abv.bg;
Radi Ganev, Assoc. Prof., PhD Eng., Department of Low-rise Construction, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov”, 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: radiganev@abv.bg.

СЪВРЕМЕННИ ПРОСТРАНСТВА ЗА КУЛТУРА

Десислава Христова[1]

MODERN SPACES FOR CULTURE

Desislava Hristova[1]

Abstract:
The theme of the report is comprehensive. The objective is the study of the typology of cultural spaces, factors influencing their development, heritage, social aspects of the issues, influence of technology and the process of virtualization in contemporary culture. New museum spaces. The city as a stage of a new cultural identity. Cultural Tourism.
Here are discussed modern examples of cultural spaces, private museums, public policies and development strategies through XXI century.

Keywords:
Culture, Cultural Heritage, Cultural Space, Art, Museum, Urban Environment, Cultural Tourism.

[1] Десислава Анг. Христова, архитект, ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна, к.к. „Чайка”, ул. „Янко Славчев” 84, *e-mail*: dhristova_arch@abv.bg;
Desislava A. Hristova, architect, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, 84 Yanko Slavchev Str., 9007 Varna, Bulgaria; *e-mail*: dhristova_arch@abv.bg.

ИЗСЛЕДВАНЕ НА РАЗЛИЧНИ СИСТЕМИ ЗА ВЪЗСТАНОВЯВАНЕ НА СЪЩЕСТВУВАЩИ СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ – ИЗПИТВАНИЯ ТИП „SHAKING TABLE“ И АНАЛИЗИ

Виктор Христовски[1], Бруно Дужич[2]

INVESTIGATION OF THE VARIOUS UPGRADE SYSTEMS ON EXISTING RC STRUCTURES – SHAKING TABLE TESTS AND ANALYSIS

Viktor Hristovski[1], Bruno Dujic[2]

Abstract:
Shaking-table tests of various upgrade systems applied on existing two-story RC structures have been performed at the Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology – IZIIS, Skopje. The influence of each different upgrade system on the integral structural behaviour has been investigated comparatively, conducting a total of 177 dynamic tests on the 5x5 m shaking-table at the IZIIS Laboratory, using harmonics, synthetic and real earthquake records as input in one horizontal direction. Elastic tests with low level of excitation without occurrence of damages and plastic deformations have been conducted first and then capacity tests have been performed up to the failure of the models. The various upgrade systems were constructed of steel frame, light-frame timber, cross-laminated wooden panels and composite systems of wood and glass. The first two floors represented the existing reinforced concrete, and the third floor was the upgrade system which was changed during all the tests. More detailed elaboration of the test results and analytical verification is presented in the paper. From the tests, there have been obtained the time-history records of absolute accelerations (using accelerometers) and absolute displacements (using linear potentiometers).
Analytical verification has been then performed using FELISA/3M in-house developed software of IZIIS Skopje. 3D FEM models have been generated for this purpose and nonlinear dynamic analyses have been performed using the same input time-history records as for the conducted shaking-table tests. The main purpose of the analytical investigation was to verify obtained experimental data. Analyses have shown reasonable fitting with the results from the tests. In this way analytical models have also been verified, so that they have been used for further analytical investigation. In this way, practical information about the behaviour of various upgrade systems have been obtained and comparatively discussed in the paper.

Keywords:
XLAM; Light Timber Frame; Shaking-Table Tests; FEM Analysis; Upgrade Systems.

[1] Viktor Hristovski, Prof. Dr., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology,
165 Todor Aleksandrov Str., 1000 Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail*: viktor@pluto.iziis.ukim.edu.mk
[2] Bruno Dujic, Principal Manager, Contemporary Building Design d.o.o., Lopata 19 G, Sl-3000 Celje, Slovenia.

ПОВЕДЕНИЕ НА ВИК ТРЪБОПРОВОДИТЕ В ПЕРНИК ПРИ ЗЕМЕТРЕСЕНИЕТО 22 МАЙ 2012

Антоанета Канева[1], Иванка Паскалева[2], Радан Иванов[3], Иван Иванчев[4], Антон Гороломов[5]

BEHAVIOR OF THE WATER PIPELINES IN PERNIK DURING THE MAY, 2012 EARTHQUAKE

Antoaneta Kaneva[1], Ivanka Paskaleva[2], Radan Ivanov[3], Ivan Ivanchev[4], Anton Gorolomov[5]

Abstract:
On 22 May 2012 an earthquake, 5km North-West from the centre of the town of Pernik, Bulgaria, caused damages to many buildings in the town and in the surrounding villages. Damages to the underground pipelines and structures were not reported, since they remain "hidden" from the eyes and usually are not recognized immediately after the main strike of the earthquake. This paper investigates the seismic behaviour of the buried pipelines in Pernik based on previous research (analytical and field observations after earthquakes) analysing the seismic response using a complex investigation approach. In the present report different approaches are applied to assess the damages to the water system pipelines of Pernik due to the earthquake on 22 May, 2012. As the intensity measures of the earthquake in the vulnerability relations vary (MM intensity, PGV, strain), the earthquake of 2012 is adequately analysed in terms of those intensity measures. The results of the assessment are discussed in relation to the observed damages in the sewage system of Pernik.

Keywords:
Buried Water Pipelines, Earthquake Vulnerability, Pernik Earthquake.

[1] Antoaneta Kaneva, Assoc. Prof., PhD, Eng., National Institute of Geophysics, Geodesy and Geography – BAS, Acad. Georgi Bonchev St., bl. 3, Sofia, Bulgaria, *e-mail*: kaneva_ant@abv.bg.
[2] Ivanka Paskaleva, Prof., PhD, Eng., European Polytechnical University, 23 Kiril i Metodiy St., 2300 Pernik, Bulgaria; *e-mail*: paskalev_2002@yahoo.com.
[3] Radan Ivanov, Assoc. Prof., PhD Eng., Department of Mechanics and Mathematics, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov", 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: *r_ivanov@vsu.bg*.
[4] Ivan Ivanchev, Assoc. Prof., PhD Eng., Department of Building Structures, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov", 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: *iivanchev@mail.bg*.
[5] Anton Gorolomov, PhD Student, Eng., Department of Building Structures, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture, VSU „L. Karavelov", 175 Suhodolska St., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: *tonyngor@gmail.com.*

1. INTRODUCTION

On 22 May 2012 an earthquake, 5 km North-West from the centre of the town of Pernik, Bulgaria, caused damages to many buildings in the town and in the surrounding villages. Damages to the underground pipelines and structures were not studied. The only incident that was reported was that in Radomir, a town near Pernik, 22000 inhabitants had their water supply interrupted. In the General Plan for Development of the Municipality of Pernik it is mentioned that probably the earthquake caused displacements of the concrete pipes, which led to partial blocking of siphons. A major part of the water supply networks and facilities in Pernik were put into operation more than 50 years ago. Frequent accidents are the cause of serious water loss and poor quality of service. The recorded water losses are extremely high and are mainly due to physical leaks - both visible and hidden. A serious problem is the presence of uneven hydraulic pressure (high or low) in separate areas of the water supply network. Rehabilitation and replacement of the water system in Pernik is foreseen. The condition of the water and sewage systems in the whole country is similar. The average number of accidents in the water supply network in Bulgaria is 1.09 accidents/km, which is well above the accepted European standard of 0.15 accidents/km. The average total water loss in the water supply network in 2007 was 59.86%. In developed EU countries, this percentage is within 20%. The replacement of all buried pipes is very expensive and time consuming, and usually well balanced management is necessary in that process. One of the first steps in such programmes for rehabilitation of buried pipes in earthquake prone zones is the seismic risk analyses in order to evaluate the functionality of the system.

2. DATA FOR THE POTABLE AND WASTE WATER SYSTEMS OF PERNIK

Data for the potable and waste water systems of Pernik is acquired from [1]. The Municipality of Pernik is supplied with water mainly from the Studena dam, built on the river Struma near the village of Studena, in operation since 1954. The Pernik water system supplies the town of Pernik, the town of Batanovtsi and the villages in the municipality. The water is gravitationally conveyed to the Pernik Water Treatment Plant with a capacity of 800 l/s.

The total length of the water supply network in the municipality is about 400 km, 45% of which is for the town of Pernik (180 km) and 55% for the villages (220 km). The street water supply network in the municipality has a length of 297 km and the distribution is similar - the urban network accounts for 43% of the total street network. The length of the external water mains is almost 103 km, being distributed approximately equally between the town of Pernik and the other settlements. The pipes are mostly asbestos cement - 62% of all pipelines, 23.9% steel and 9.9% cast iron, Figure 1, Left. The pipe material follows the pattern of the country as a whole, Figure 1, Right, [2]. There are also high density polyethylene pipes as well as galvanized but of negligible length.

The waste water system in the town of Pernik is predominantly of mixed type. The length of the waste water pipelines is 215 km. The pipelines are made of concrete and reinforced concrete with circular or egg-like cross section. The main problems in the sewage system are the old pipes and the joints between the pipes. The joints between the pipes are a prerequisite for exfiltration and infiltration from and into the collectors (main pipelines). In the street waste water system there is infiltration from both the depleted water and the water of the heat supply network, and the high level of groundwater. The infiltration is between 40% and 50% according the “VIK” Ltd Pernik Company. Similar are the waste water distribution systems in the whole country, Figure 2, old concrete pipelines.

Preliminary risk analyses of the underground pipes were performed for the seven zones into which the whole territory of the urbanized area of the town of Pernik was divided. In Table 1 the length of potable water pipes of each material type in each of the seven zones of Pernik are listed. The last row gives for each zone the ratio of the length of the pipes in the zone to the area of the respective zone. The mean ratio is 0.011. In zones 4 and 6 the asbestos cement pipes are

prevailing and the total length of the pipelines is the highest. In Table 2 are listed the lengths of the waste water pipelines in each zone. In zone 1, Table 2 the available information on the length of the waste water system is not realistic, so the length of the missing pipelines is assumed. In Figure 3 the pipelines and the seven studied zones of the town of Pernik are outlined.

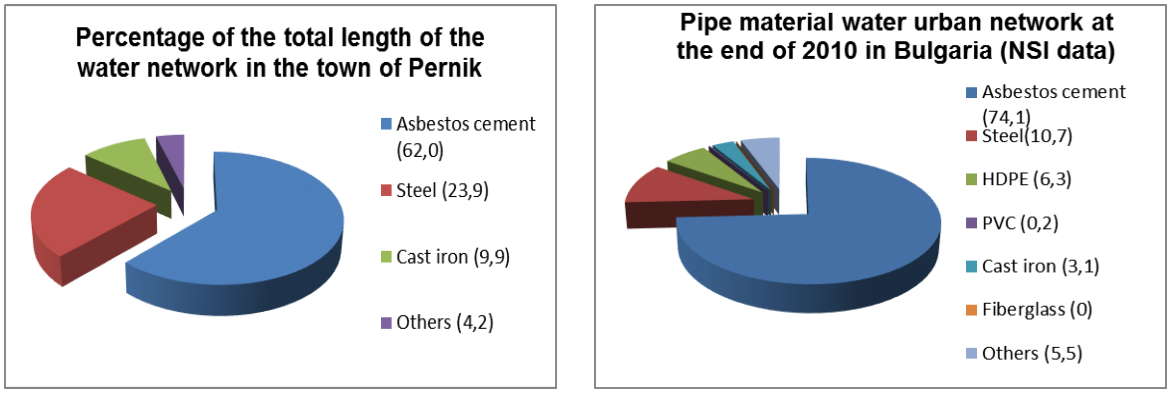
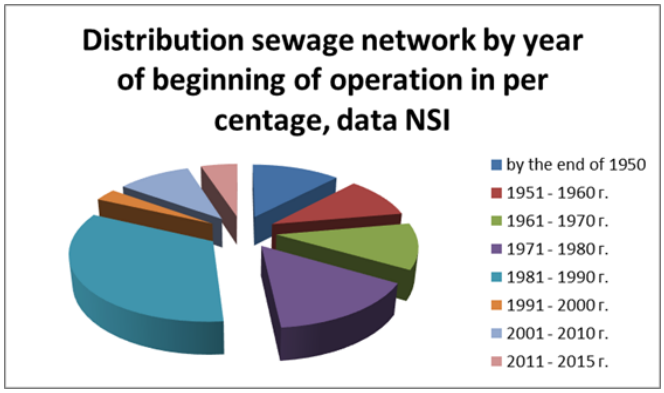


Figure 1. Left: Pernik water system pipe material in percentage according length. Right: Potable water system pipe material at the end of 2010 in Bulgaria in % according length. [2]



Material	%; end of 2015
Concrete	86,9
PE	3,6
PVC	3,9
PP	1,7
Glass/plastic	0,6
Others	3,3

Figure 2. Distribution of sewage network by year of start of operation in percentage of total length (left) and by material of pipelines. [2]

Table 1. Length of potable water pipes (m) of different material for the seven zones of Pernik

Material of pipes	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5	Zone 6	Zone 7
Asbestos cement	11591	7284	9203	16610	5433	27322	15607
Steel	3124	12189	2043	1710	3631	7314	6136
Cast iron		200	2625	3278	262		7627
PVC		205					
PE		1200	2029	422	2842	300	
Galvanized steel					218		
Total	14715	21078	15900	22020	12386	34936	31667
Ratio of pipe length in zone to the zone area	0,0102	0,0158	0,0112	0,0099	0,0134	0,0112	0,0090

Table 2. Length of waste water pipes (m) of different material for the seven zones of Pernik

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5	Zone 6	Zone 7
Concrete	39136	21108	29635	35669	18903	49668	20877

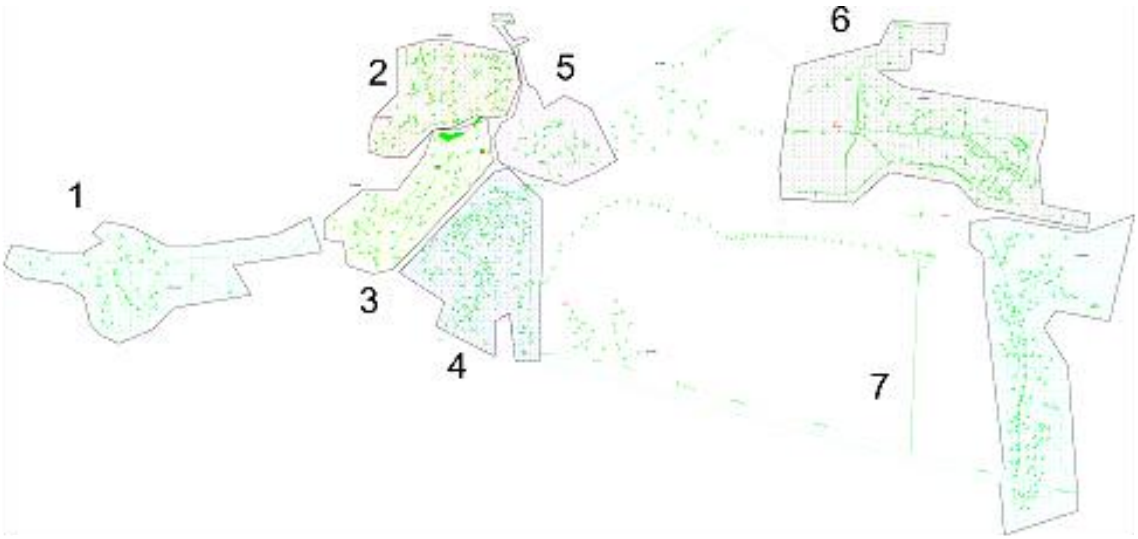


Figure 3. The seven zones of Pernik considered.

3. RELATIONS FOR ASSESSMENT OF THE DAMAGES IN BURIED PIPES APPLICABLE TO THE POTABLE WATER AND SEWAGE SYSTEMS IN PERNIK

During earthquakes buried pipelines are damaged either by permanent movements of the ground or by transient seismic wave propagation [3, 4, 5, 6]. In our study, the damages due to the seismic wave propagation will be evaluated. Detailed information for the vulnerability relations for underground pipelines based on data of observed damages during seismic events can be found in many research works [3, 7, 8, 9] and a number of other authors. The permanent ground displacements cause damages in limited areas but with serious deformations to the pipes. The wave propagation hazards usually affect large areas, the whole water network in a town like Pernik, but with lower damage rates. In the preliminary analysis of the seismic risk of the potable water system of Pernik we will apply the vulnerability relations of the methodology of ALA [5, 6,10]. The methodologies [5] and [6] were applied to study the pipelines of Sofia [11,12] as widely accepted approaches to carry out seismic risk analyses of buried lifelines. The available fragility functions [5, 6, 9] for the pipes correlate the repair rate/km (RR/km) to the PGV or PGD. PGV is related to ground shaking caused by seismic wave propagation, and PGD is related to ground failure such as liquefaction, landslides, fault crossing. The damages considered under repair rate are breaks and leakage of the pipes. The HAZUS empirical damage relation for pipes for wave propagation is:

$$RR \cong 0.0001 \times (PGV)^{2.25} \quad (1)$$

where PGV is in cm/s, and RR, the repair rate is in repairs/km. This relation is for brittle pipes (concrete, clay, cast iron, asbestos cement), based on observed data presented in the work [13]. For ductile pipes (steel, PVC) a factor of 0.3 is applied in the above relation.

The linear model of ALA [5], provides fragility curves for buried pipes based on damage observations from 12 earthquakes mainly from USA and Japan at 81 points. The linear model (2) stands for the so called skeleton curve for wave propagation if data for the material, diameter and age of pipes is not available:

$$RR = a \times PGV \quad (2)$$

where RR is the repair rate per 1000 ft length of the pipe, „a“ is a constant equal to 0.00187; PGV is in inch/s. Alternatively,

$$RR = 0{,}002415 \times PGV \quad (3)$$

where RR is repairs per km and PGV is in cm/s. As data points are scattered, the 84th and 16th percentile lines are also applied to outline the region with 2/3 of the data points [5]. The lognormal standard deviation β is 1.15. The slope of the upper bound is 0,00529 (for RR per 1000ft and PGV in inch/s). A factor K_1 is applied to relation (2) when data about material and diameter of the pipes is known. The methodology provides tabulated values of K_1, which are in the range of 0.25 to 1.4. In the methodology of Trifunac [10] the empirical scaling relations correlate the average number (density) of water pipe breaks per km^2, n, in typical residential areas of San Fernando Valley and Los Angeles with the peak shear strain in the soil near the surface. In their research the end resulting breaks (from faulting, landslides, liquefaction and large strains associated with travelling ground waves) are considered.

4. CLASSIFICATION OF THE PIPES

The HAZUS methodology classifies all buried pipes in two categories: brittle and ductile. According the HAZUS methodology all pipes of the potable water system in Pernik are classified as brittle except PE and PVC pipes. The concrete pipes of the waste water system are brittle according the HAZUS classification. The steel pipes of the potable water system are old and the joints between the pipes are gas-welded, so they can be considered brittle. The methodology considers steel pipes constructed before 1935 as brittle as in the US they are gas-welded. The asbestos cement and cast iron material pipes are classified as brittle. In the ALA analysis the classification depends on material type and other pipe and soil data.

The pipelines in the methodology of Trifunac and Todorovska [10] are not classified. The relations do not take into account pipe material, age and mode of failure. The relations that have been used to assess pipe breaks are derived under the assumption that the density of the pipes throughout the area is “uniform”. It is also assumed that the implied cell size of 1 km x 1km acts as “smoothing filter”, eliminating excessive contributions from smaller areas with very large number or without any pipe breaks [10].

5. SEISMIC HAZARD

The aim of the paper is to study the seismic behaviour of the buried pipelines in Pernik based on previous research (analytical and field observations after earthquakes), to assess the damages to the water system pipelines of Pernik due to the earthquake on 22 May, 2012 and to a maximum possible earthquake. As the intensity measures of the earthquake in the vulnerability relations that we have decided to apply are PGV and ground strain, the seismic hazard shall be adequately assessed in terms of those intensity measures.

The earthquake on May 22nd at 3:00 AM local time (00:00 UTC), 2012 was of magnitude 5.6(M_w) and hit Western Bulgaria, 25 km South West of Sofia. The depth was 9.4 km; epicentre coordinates 42.66^o N and 23.01^o E. The maximum observed intensity was I_{max}=VII. The main event was followed within a few hours by several major aftershocks. The aftershock series in this day are two events with magnitude 4.6(M_w) and 4.3(M_w). This shallow earthquake was largely felt in the region as well as in Greece, Macedonia, Turkey and Romania. No severe injuries have been reported.

The estimation of the PGV can be done by either estimating peak amplitudes of strain functions in time, by synthetic seismograms, or using appropriate attenuation relationships derived for similar regions due to insufficient data [17]. Peak ground velocity (PGV) has many applications in earthquake engineering, but there are relatively few prediction equations for this parameter in comparison with the large numbers of equations for estimating peak ground acceleration and response spectral ordinates. This lack of empirical equations for PGV has led to widespread use of the practice of scaling peak velocity from the 5%-damped response spectral ordinate at 1 sec, which is a poor substitute for direct prediction of the parameter [14].

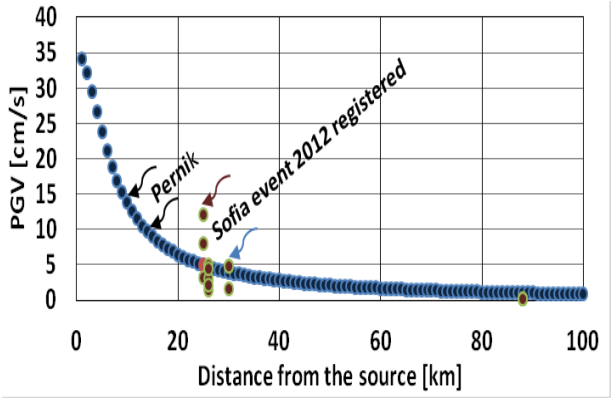


Figure 4. Attenuation of PGV; M_w = 5.6

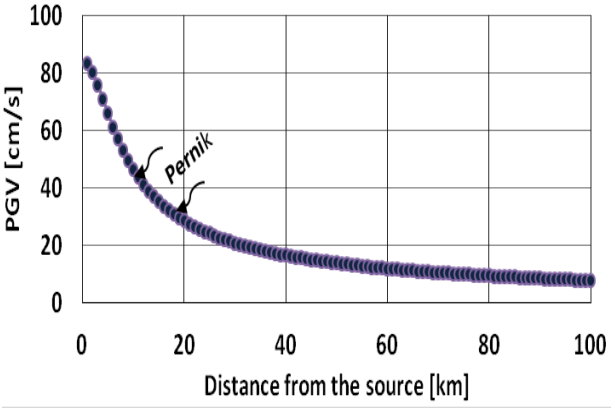


Figure 5. Attenuation of PGV; M_w = 7.0

In this work we consider the derived attenuation relationships that can give adequate and appropriate for predicting ground motion amplitudes of earthquakes of moment magnitude M_w = 4 - 7 at sites with epicentral distances R < 100 km around a tectonic region [14].

A plot of the horizontal maximum ground velocity (cm/s) as a function of distance is given in Figure 4 for the May 22, 2012 earthquake, and in Figure 5 for the maximum possible scenario M_w = 7, [18].

Horizontal maximum velocity distribution (cm/s) around the Pernik region, obtained as a result of the deterministic zonation, for rock and seismic sources in Bulgaria including the influence of Vrancea source is PGV = 39 ~ 49 cm/s [15]. This result is in good agreement with the used attenuation relationship [14]. The resulting mean values of PGV for each zone of Pernik for both earthquakes, that of M_w=5.6 and of M_w=7 are listed in Table 3. Mean and maximum PGV is determined as an average value for each of the seven zones of Pernik considered in this research. Detailed description of the seismic hazard assessment is presented in [16].

The intensity measure in [10] is the ground strain ε, and more specifically the strain factor $\log_{10}\varepsilon$. The strain factor log10ε distribution supposing V_s=180 m/s and earthquake scenario of 22, May 2012 earthquake in the vicinity of Pernik region is shown in Figure 6. The strain factor $\log_{10}\varepsilon$ distribution supposing V_s=180 m/s and earthquake scenario for maximum possible magnitude M_w=7, [18] in the vicinity of Pernik is shown in Figure 7.

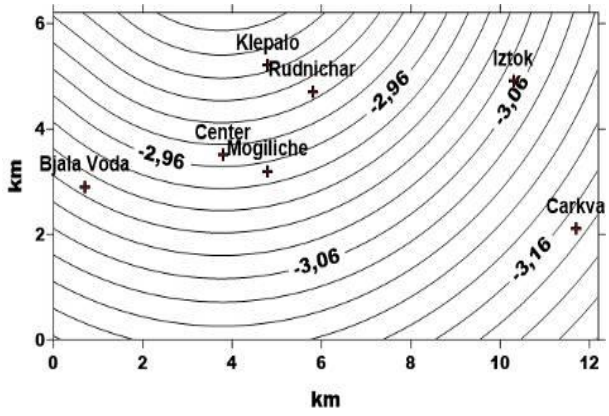


Figure 6. The strain factor log10ε distribution supposing V_s=180 m/s and 22, May 2012 earthquake

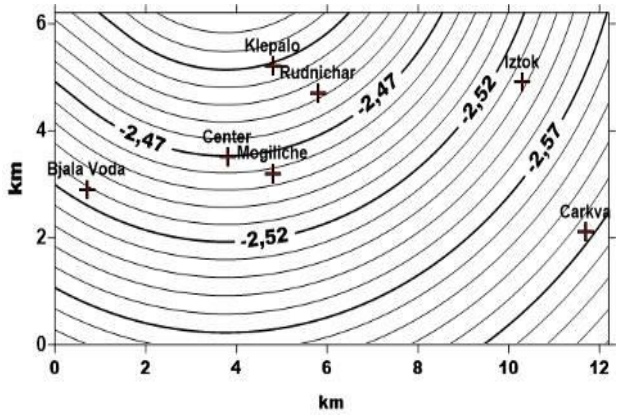


Figure 7. The strain factor $\log_{10}\varepsilon$ distribution supposing V_s=180 m/s and M_w=7 earthquake

Table 3 Peak ground velocity values for the zones in Pernik

	Zone of Pernik	1	2	3	4	5	6	7
M_w=5.6	V_{mean}, cm/s	22,96	29,98	27,37	26,20	27,78	17,99	14,11
	V_{max}, cm/s	25,33	33,46	30,41	29,06	30,89	19,66	15,29
M_w=7	V_{mean}, cm/s	51,19	60,93	57,40	55,79	57,97	43,649	37,25
	V_{max}, cm/s	55,85	66,74	62,78	60,98	63,42	47,489	40,43

6. PRELIMINARY RESULTS

The expected damages in the underground pipes of Pernik due to an earthquake with characteristics of the 22 May 2012 one are assessed for each of the seven zones of Pernik with mean values of the PGV, applying both the ALA and HAZUS methodologies. For the HAZUS damage relation the asbestos cement and cast iron pipes are classified as brittle (factor of 1) while the steel, PE, galvanized steel and PVC pipes are classified as ductile (factor of 0.3). Additional evaluation is performed considering steel pipes as brittle. For the ALA damage relation the assessment is performed by first applying the backbone relation and then by considering the pipe material as follows: K_1=0.9 for steel and galvanized steel pipes, K_1=1.4 for cast iron pipes and K_1=1 for all other material pipes. Additionally, the 84th percentile fragility relation is used applying the ALA (2001) approach. The concrete pipes of the sewage system are classified as brittle according the HAZUS [6] and with K_1=1 in the methodologies, [5]. The results are graphically presented in Figure 8 and Figure 9 for the potable water system.

The total number of leaks and breaks considering HAZUS methodology and the 22 of May 2012 earthquake is 14 when the steel pipes are classified as ductile and 17 when classified as brittle. According to the methodology, 80% are assumed as leaks and 20% as breaks. The results are 11 (14) leaks and 3 breaks. The ALA methodology produces 8 damages for the same earthquake: 6 leaks and 2 breaks. Considering the material type of the pipes the results are practically the same. The 84th percentile confidence level of the upper bound damage relation ALA (2001) results in 2.8 times higher number of damages, i.e. 23 damages for the 22 of May 2012 earthquake.

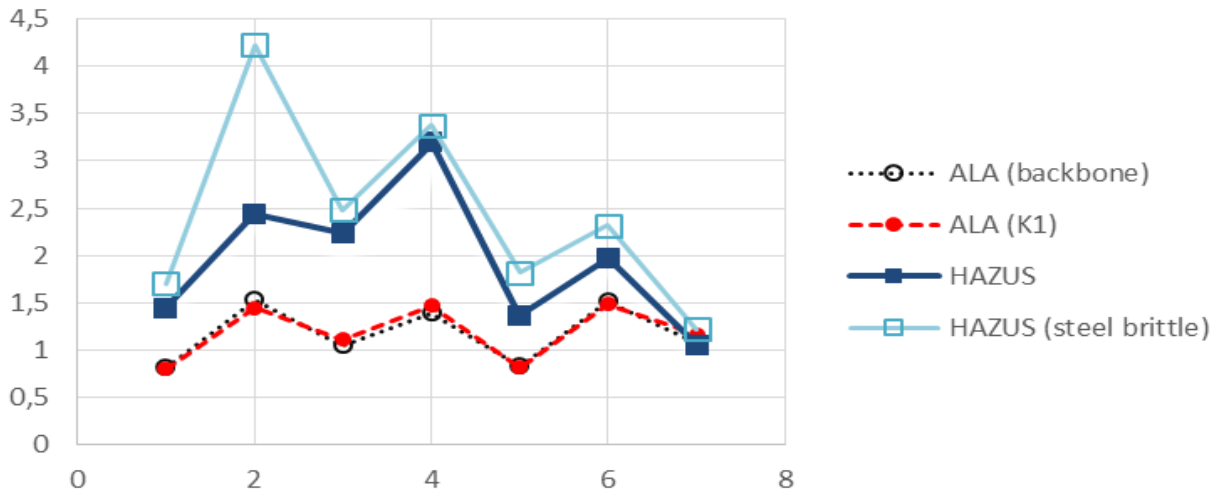


Figure 8. Number of estimated damages in the potable water system pipelines in each zone of Pernik according HAZUS and ALA methodologies considering mean PGV values; M_w=5.6

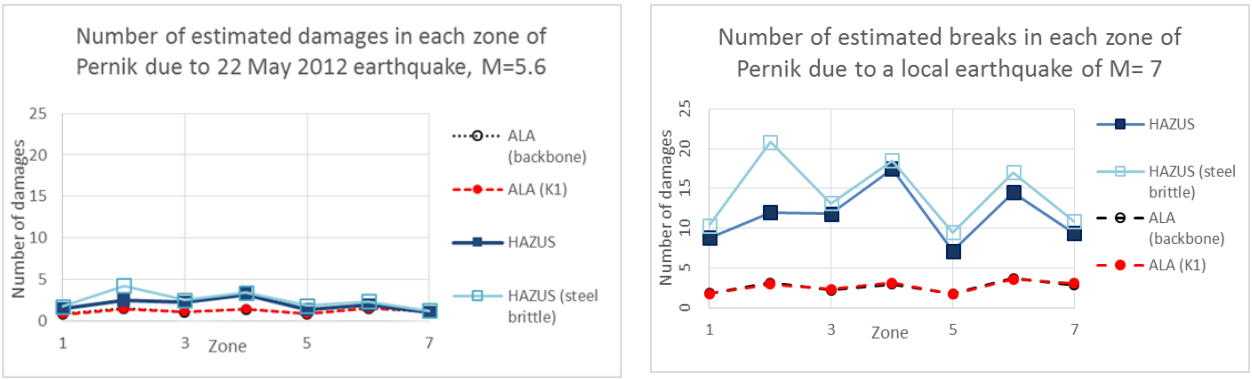


Figure 9. Number of estimated damages in the potable water system pipelines in each zone of Pernik according HAZUS and ALA methodologies considering mean PGV values, earthquake M_w=5.6 (left) and earthquake M_w=7 (right)

The total number of leaks and breaks considering HAZUS methodology and the earthquake scenario for maximum possible magnitude M_w=7 in the vicinity of Pernik region is 81 when the steel pipes are classified as ductile and 100 when classified as brittle. According to the methodology, 80% are assumed as leaks and 20% as breaks. The results are 64 (80) leaks and 17 (20) breaks. The ALA methodology produces 18 damages for the same earthquake: 14 leaks and 4 breaks. The 84th percentile confidence level of the upper bound damage relation, [5] results in 2.8 time higher number of damages, i.e. 41 damages for the maximum possible M_w=7 earthquake in the region of Pernik. The resulting diagrams of ground strain distribution applying the Trifunac [10] approach shown in Figure 10 and Figure 11. The pipe breaks distribution is per km^2. The results of the damages in the waste water pipelines for each zone of Pernik are illustrated in Figure 12 and Figure 13 for the earthquake with M_w=5.6 and M_w=7, respectively.

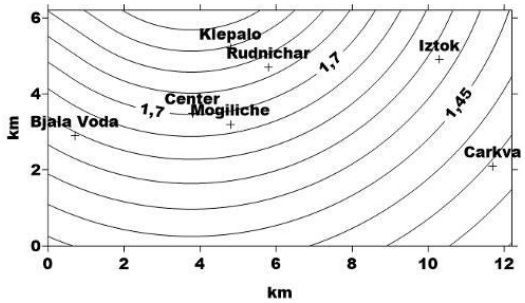


Figure 10. Pipe breaks distribution for scenario 22, May 2012 earthquake.

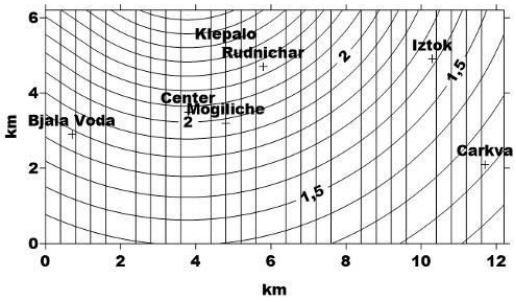


Figure 11. Pipe breaks distribution for possible earthquake M_w=7

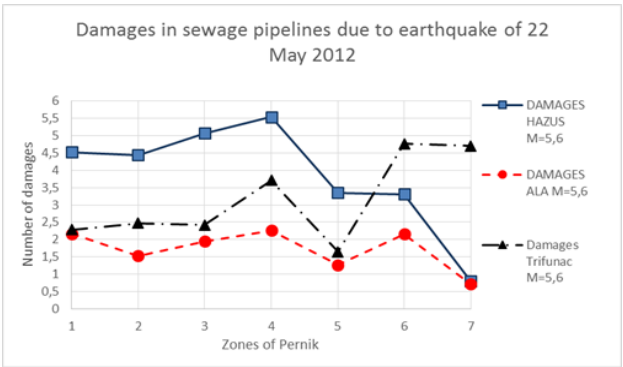


Figure 12. Number of pipe breaks in each zone; 22 May 2012 earthquake

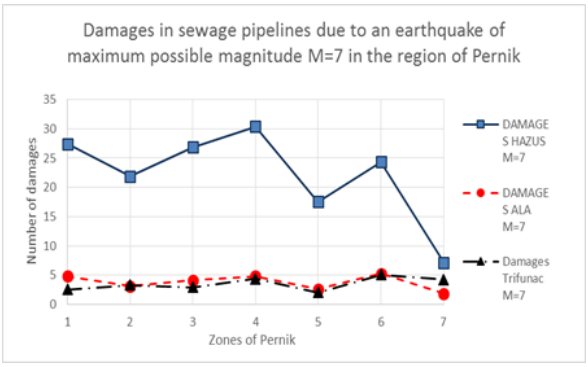


Figure 13. Number of pipe breaks in each zone; M_w=7

7. CONCLUSIONS

The damages in the underground water pipelines of Pernik are estimated according to several methodologies, [5, 6, 10] for two seismic environments with characteristics of the 22 May 2012 earthquake, M_w =5.6 and of an earthquake of maximum possible magnitude, M_w=7.

The results for the potable water pipelines and for both earthquakes of M_w=5.6 and M_w=7 show that the number of damages is highest in zone 4. This is due to relatively high PGV in the zone (Table 3) and prevailing asbestos cement pipes of about 17 km in the zone (Table 1). When steel pipes are considered as brittle, then zone 2 incurs the greatest damages. This leads to the conclusion that a careful classification of the pipes with all possible information is needed even for rough estimates of the damages.

The estimates of the damages in the underground pipes (potable and waste water) for the earthquake with M_w=7 show great differences. For example the total number of pipe breaks in the waste water system according to the relations in [6] is 155 damages while according to [5] the damages are 26, or 6 times difference between the two estimates. If the upper bound slope is applied (84th percentile relation), the difference will be 2 times between the assessed damages according to the two approaches. The approach of [10] estimates the number of damages in the potable water pipelines, and both hazards are considered (from permanent and transient deformations), so it is not comparable to the results of the other methodologies. The detailed data for the repair works after the earthquake of May 22nd 2012 could give more definitive answer to the applicability of the different approaches. In [9], for general applications, the relation of [5] is recommended with the motif that it is derived from a global database.

ACKNOWLEDGEMENTS

This paper is produced within the framework of the project „SEAT” - SEismic risk Analysis for underground pipelines of the Town of Pernik“. The research work is supported by funds from the National Science Foundation of Bulgaria, contract № ДН 17/8 12.12.2017, which is acknowledged with gratitude.

REFERENCES

[1] Minicipality of Pernik: General Plan for Development of the Municipality of Pernik 2017.
[2] NSI: Data, Ecology_9.7, Ecology_9.6. (in Bulgarian)
[3] O’Rourke M.J., Liu X.: Response of buried pipelines subject to earthquake effects. MCEER Monograph No. 3. 1999, pp. 250.
[4] O’Rourke T.D., Toprak S.: GIS Assessment of Water Supply Damage from the Northridge Earthquake. Geotechnical Special Publication 67. ASCE. 1997, 117-131.
[5] American Lifelines Alliance: Seismic fragility formulations for water systems. Part 1 – Guideline and Part 2 – Appendices. ASCE-FEMA, 2001
[6] FEMA: HAZUS-MH. Technical manual, Washington DC, 2003.
[7] Tromans I.: Behavior of buried water supply pipelines in earthquake zones. Ph.D. Thesis. University of London, Dept. Civil and Environmental Engineering. 2004.
[8] Eidinger J.: Water distribution system. The Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989 – Lifelines. USGS Professional Paper 1552-A. Anshel J. Schiff (ed.). U.S. Government Printing Office. Washington DC. 1998. A63-A78.
[9] Pitilakis K., Crowley H., Kaynia A.M.: SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk, Buildings, Lifelines, Transportation Networks and Critical Facilities. Springer. 2014, pp. 420.

[10] Trifunac M. D., Todorovska M. I.: Northridge, California, earthquake of 1994: density of pipe breaks and surface strains Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 16. 1997a. 193-207.
[11] Kaneva A.: Seismic risk assessment of the water supply system in Sofia, International Jubilee Conference UACEG 2012 Science & Practice. 2012, pp. 307-312
[12] Kaneva A., Vatralova A.: Seismic risk assessment of elements of the technical infrastructure – waste water, Annual of the UACEG, Vol.50, Issue 1. Sofia. 2017.
[13] O'Rourke M.J., Ayala G.: Pipeline damage due to wave propagation. J Geotech Eng 119(9). 1993. 1490–1498.
[14] Akkar S. and Bommer J., Empirical prediction equations for Peak Ground Velocity derived from strong-motion records from Europe and Middle East, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.97, No.2, pp. 511-530, April 2007,doi: 10.1785/0120060141
[15] Panza G. F., Romanelli F., Vaccari F.: Seismic wave propagation in laterally heterogeneous anelastic media: theory and applications to the seismic zonation – Advances in Geophysics. Academic press. 43. 2001, 1-95.
[16] Paskaleva I., Ivanov R., Kaneva A., Ivanchev I.: Seismic effects in the Pernik area after 22, May 2012 earthquake. Šesto naučno-stručno međunarodno savetovanje. Kraljevo. Serbia. 2018,1-12.
[17] Nenov D., Paskaleva I., Georgiev, G., Trifunac, M.: CATALOG of strong earthquake ground motion data in EQINFOS: Accelerograms recorded in Bulgaria between 1981 and 1987. Report No CE 90-02. Sofia and Los Angeles. Southern California University. 1990.
[18] Bonchev E., Bune V., Christoskov L., Karagjuleva J., Kostadinov V., Reisner G., Rizhikova S., Shebalin N., Sholpo V., Sokerova D.: A method for compilation of seismic zoning prognostic maps for the territory of Bulgaria. Geologica Balcanica 12(2). 1982. 2-48.

ОПАЗВАНЕ И УСТОЙЧИВО РАЗВИТИЕ НА КУЛТУРНОТО НАСЛЕДСТВО В СЪВРЕМЕННИЯ ИСТОРИЧЕСКИ ГРАД

Десислава Ковачева[1]

CONSERVATION AND SUSTAINABLE DEVELOPMENT OF CULTURAL HERITAGE IN THE CONTEMPORARY HISTORICAL TOWN

Dessislava Kovacheva[1]

Abstract:
Conservation of cultural heritage is a systematic process that involves three main sets of activities: 1) identification of cultural properties, 2) legal protection, and 3) expert activities to ensure physical preservation, sustainable use, and modern socialization.
Over the last decades, the notion of cultural heritage has expanded both its scope and its importance to society. It has become an integral part of urban identity with its tangible and intangible values. Therefore, this demands a more comprehensive approach for its conservation, legal protection, and socialization.
This paper examines international documents in the field and analyzes contemporary interdisciplinary approaches to the preservation of cultural heritage. The Bulgarian legislation is compared to the global trends and recommendations are made for its improvement.

Keywords:
Cultural Heritage, Conservation of Cultural Heritage, Policy and Regulatory Framework.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

През последните десетилетия, понятието *културно наследство* разширява не само обхвата и съдържанието си, но увеличава и значението си за обществото. То вече представлява съвкупност от материални и нематериални ценности, които обогатяват жизнената ни среда и определят градската идентичност. Логично това води до създаването на нови, съвременни методи и инструменти за неговото опазване, защита и социализация. Налага се необходимостта от полидисциплинарен подход и цялостна политика за опазването и развитието на средата.

Статията разглежда значението на културното наследство за обществото в 21 век и проследява световните практики и политики за опазването му. Представя основните нормативни документи и инструменти в България в тази сфера и предлага възможни действия за подобряване на процедурите за опазването на комплексното културно наследство през 21 век.

[1] Десислава Ковачева, докторант, арх., катедра „История и теория на архитектурата“, Архитектурен факултет, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: dessislava.kovacheva@gmail.com;
Dessislava Kovacheva, Ph.D. Student, Architect, Department of History and Theory of Architecture, Faculty of Architecture, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: dessislava.kovacheva@gmail.com.

2. КУЛТУРНОТО НАСЛЕДСТВО ПРЕЗ 21 ВЕК

2.1. Обхват и съдържание

Опазването и устойчивото развитие на културното наследство през 21 век е свързано с промяната на обхвата и съдържанието на понятието. В Европейската година на културното наследство „културното наследство е повече от спомен за миналото, то е ключът към бъдещето [1]. Ако преди разбирането за културното наследство е за колекция от паметници и сгради, които трябва да бъдат запазени като реликви от миналото, чиято стойност няма отношение към настоящата им употреба и контекста на града [2], то днес разбираме наследството като комплексна система от разнообразни елементи, която има все по-силен акцент върху общностите [3].

С развитието на антропологичната наука, дефиницията за културно наследство разширява обхвата си [4]. От единичния обект понятието еволюира и днес то включва в себе си материалните и нематериалните следи, закодирани в жизнената среда. Средата представлява континуум във времето и пространството и тази нейна характеристика е предпоставка за нашето разбиране за културното наследство. Сложните взаимовръзки и пластове от културно-исторически обекти, традиции, идеи, съдби, свързани с определена жизнена среда формират съдържанието на нейната многопластовост. Именно това напластяване и преплитане на културни и природни, осезаеми и неосезаеми ценности във времето и пространството дефинира разбирането за културното наследство през 21 век.

2.2. Значение на културното наследство за обществото

С нарастването на обхвата и съдържанието си, културното наследство променя и значението си за обществото. То е функция от оценъчното ни отношение към него в даден момент [5].

Рамковата конвенция за стойностите на културното наследство за обществото (Фаро, 2005) [6] очертава важните аспекти на наследството и връзката им с правата на човека и демокрацията. Насърчава по-широкото разбиране за наследството и неминуемата му връзка с общностите и обществото. Осъзнаваме, че обектите и местата сами по себе си не са важни за културното наследство. Те са важни поради значението, което хората им придават и ценностите, които те представляват за тях.

Това потвърждава необходимостта от полидисциплинарен подход за опазването на тази палитра от ценности и създаването на цялостна политика за опазването и развитието на средата.

3. ОПАЗВАНЕ НА КУЛТУРНОТО НАСЛЕДСТВО – СЪВРЕМЕННИ ТЕНДЕНЦИИ

Опазването на исторически градове и градски райони, както и на техните околности, включва необходимите процедури за тяхната защита, опазване, подобряване, управление, развитие и адаптация към съвременния живот [7]. В Конвенцията за защита на архитектурното наследство на Европа (Гранада, 1985) [8] и по-късно и в Европейската конвенция за опазване на археологическото наследство (Малта, Ла Валета, 1992) [9] се въвежда понятието *интегрирана консервация*. То определя стратегия за постигане на баланс между опазване и развитие, която „поставя защитата на архитектурното наследство сред основните цели на териториалното и селищното планиране”, както и за координация между археологически проучвания, консервационни и устройствени дейности. Това е една от най-важните стъпки в развитието на политиката в областта на културното наследство.

Принципите на интегрирана консервация са съобразени с общото понятие за устойчиво развитие, предполагат политики за управление на наследството, за да бъде предадено на бъдещите поколения в цялата си красота, автентичност и многообразие. Декларацията от Амстердам (1975) [10] подчертава необходимостта от изработване на

политики, целящи да осигурят опазването на традиционната прилежаща среда на историческите градове и старинните квартали не само на големите метрополии, но и на градовете и селата с традиции, да осигурят взаимодействието на техните функции и поддръжката на социалното им и културно многообразие.

Така интегрираната консервация на недвижимото културно наследство се превръща в една от основните съставни части на устройството на територията. Тя е в основата на изработването на глобални политики за опазването му.

В тази връзка ЮНЕСКО създава *историческия градски пейзаж* като подход за опазване на комплексното градско наследство. Той представлява опазване на урбанизираната територия, резултат от напластяването на културни и природни ценности и следи, простирайки се отвъд понятието „исторически център“ или „ансамбъл“ и включва в себе си широкия контекст и природната среда. Този контекст се изразява в топографията, геоморфологията, хидрологията, природните фактори, жизнената среда – както историческата, така и съвременната, инфраструктурата над и под земята, откритите пространства и градините, пространствената организация, усещанията и визуалните връзки, както и други елементи от градската структура. Включва социалните и културните ценности, икономическите процеси и нематериалните аспекти на наследството, свързани с разнообразието и идентичността на средата [11]. Това предоставя основата за цялостен и интегриран подход при идентифицирането, оценката, опазването и управлението на историческия градски пейзаж в общата рамка за устойчиво развитие. Целта е цялостно опазване на качеството на жизнената среда, повишаване на продуктивността и устойчивото използване на градските пространства, като в същото време оценява техния динамичен характер и спомага социалното и функционалното разнообразие. Този подход интегрира целите на опазване на градското наследство със социалното и икономическото развитие. Основава се на балансирана и устойчива връзка между урбанизираната и природната среда, между нуждите на настоящите и бъдещите поколения и на наследството от миналото.

Рамковата конвенция за стойностите на културното наследство за обществото (Фаро, 2005) е основа за създаването на проекти, които имат за цел възстановяване на увереността на общностите и тяхното сплотяване. Чрез тях, хората разкриват идентичността на техните градове и споделят своите отличителни истории със света. По този начин местата и предметите се припознават за ценни, заради значението, което хората им придават.

Опазването на културното наследство през 21 век представлява непрекъснат процес, който обединява в себе си експерти от различни области, управляващи органи, общности и въобще всички заинтересувани страни. Обществото е неизменна част от този процес, тъй като именно то придава смисъл и живот на културното наследство. Този процес се нуждае от постоянно преразглеждане и адаптиране към съвременния контекст и социалните и културни процеси, които протичат в него.

4. ОПАЗВАНЕ НА КУЛТУРНОТО НАСЛЕДСТВО В БЪЛГАРИЯ ПРЕЗ 21 ВЕК

Дейностите на опазването се осъществяват на три нива - държавно, обществено и в специализираната професионална дейност, която действа като медиатор между първите две. Ефективното опазване изисква развиване и обвързване на дейностите на трите нива [12]. Тук ще разгледаме основните нормативни документи и инструменти в България за опазване на културното наследство.

4.1. Закон за културното наследство (ЗКН)

Юридическата защита на културното наследство в България е регламентирана от Закона за културното наследство [13] и Наредба № Н-12 за реда за идентифициране,

предоставяне на статут и определяне на категорията на недвижимите културни ценности, за достъпа и подлежащите на вписване обстоятелства в националния регистър на недвижимите културни ценности [14]. С помощта на тези инструменти се предоставя статут на недвижимите културни ценности (НКЦ) (Таблица 1). Декларираните обекти получават предварителна категоризация, класификация и временни режими за опазване, които включват предписания за опазване, териториален обхват и охранителна зона. С предписанията се посочват допустимите намеси в НКЦ, устройството и условията за ползването на техните територии и охранителни зони с цел пълното им опазване. При предостаявяне на статут, обектът се вписва в Националния регистър на недвижимото културно наследство, който се води от Националния институт за недвижимо културно наследство (НИНКН). За всеки обект се формира досие, което съдържа необходимата за него информация относно наименование, локализация, класификация, категория и режими за опазване.

Таблица 1. Процедури за предоставяне на статут на недвижима културна ценност. [14]

<table>
<tr><th>ИДЕНТИФИЦИРАНЕ >>></th><th colspan="2">ДЕКЛАРИРАНЕ >>></th><th>ПРЕДОСТАВЯНЕ НА СТАТУТ</th></tr>
<tr><td>издирване
локализиране и установяване на основната видова принадлежност на обекта</td><td colspan="2">извършва се със заповед на министъра на културата или оправомощен от него заместник-министър по предложение на директора на НИНКН, въз основа на предварителната оценка</td><td rowspan="3">• световно значение
• национално значение
• местно значение
• ансамблово значение
• за сведение</td></tr>
<tr><td>изучаване
разкриване на научната и културната характеристика на обекта и документиране</td><td>деклариране
предложението за деклариране включва:
• предварителна категоризация
• класификация
• временни режими за опазване</td><td>отказ за деклариране
директорът на НИНКН изготвя мотивирано предложение до министъра на културата за отказ за деклариране</td></tr>
<tr><td>предварителна оценка
установяване на признаци на изследвания обект като недвижима културна ценност
(за наличието или отсъствието на признаци на изследвания обект като НКЦ)</td><td colspan="2">Декларираните недвижими обекти имат статут на недвижими културни ценности до установяването им като такива.
Подлежат на заключителна оценка във връзка с регистрирането им като културни ценности, която се извършва от НИНКН при взаимодействие със специализирани институции и компетентни лица.
Със заключителната оценка се извършва установяване на културната и научна стойност и обществената значимост на обекта, неговата автентичност, степен на съхраненост и взаимодействие със средата и обществото.</td></tr>
</table>

4.2. Закон за устройство на територията (ЗУТ)

Законът за устройство на територията [15] разглежда въпроси, свързани с устройството на територията и служи като инструмент за устройствена защита на културното наследство и градската тъкан. Той въвежда „територии с особена териториалноустройствена защита”, които придобиват специален режим на устройство и контрол. За тези територии е задължително присъствието на културното наследство в различните видове устройствени планове както и изготвянето на специфични правила и нормативи към тях. Такива специфични правила и нормативи обаче могат да бъдат създавани само за територии, за които предварително са изведени режими за опазване. От друга страна законът предоставя възможността за опазване на територии, които притежават ценностни характеристики, но не са защитени по смисъла на ЗКН като територии с режим на „превантивна устройствена защита“. В такива територии се запазва фактическото ползване, без да се влошават качествата на териториите.

4.3. План за опазване и управление (ПОУ)

През 2011 г. в България се въвежда нов инструмент в системата за опазване – Планът за опазване и управление на единични или групови недвижими културни ценности. Той е регламентиран в ЗКН и в специализирана Наредба за обхвата, структурата, съдържанието и методологията за изработване на плановете за опазване и управление на единичните и груповите недвижими културни ценности [16]. Той е вече утвърден от международната практика и съчетава в себе си други два стратегически инструмента – планът за опазване (или консервационен план) и планът за управление [17].

Плановете за опазване и управление включват режимите на опазване и охранителните зони на НКЦ и специфичните правила и нормативи към устройствените планове за територията, в която са разположени. С плана се определят органите на управление на НКЦ, както и методологията на плана. Това е система от принципи и методи за организация на дейностите по изготвянето на плана в съответствие с класификацията и категорията на НКЦ. Тя има за цел отразяване на целите и изискванията към плана; посочване на приоритети; създаване на система за опазване и управление на подходи за намеса; проследяване на резултатите от прилагането на плана чрез създаване на показатели и критерии за оценка; изработване на договорените с възложителя срок и цена; осигуряване на индикация за необходимостта от навременни промени в плана и прогноза за изменение на заложените параметри. Изработват се за прогнозен период от 20 години, който включва петгодишни програми за прилагане и едногодишни работни програми. Следва при мониторинга и оценката да бъдат взети предвид социалните и културни процеси, които протичат в средата.

Планът за опазване и управление е резултат от полидисциплинарни проучвания и анализи и цели обвързване на дейностите по опазване на културното наследство с конкретни управленски и икономически мерки във времето [18]. Може да се каже, че това е един динамичен инструмент, който съвместява физическо съхраняване с устойчиво използване и съвременна изява на културните ценности [17]. Това е изключително важна характеристика на плановете за опазване и управление, тъй като дори когато даден обект е защитен юридически, това не гарантира социализацията и устойчивото му развитие в съвременния живот. При наличието на действащ план за опазване и управление това следва да се контролира чрез приложението на петгодишните и едногодишните програми.

Планове за опазване и управление се изготвят задължително за недвижимите културни ценности, включени в Индикативната листа за културното и природното наследство на Република България; археологическите резервати; груповите недвижими културни ценности с национално значение; единичните недвижими културни ценности с национално значение – в случаите, когато се предоставят на концесия. Могат да се

изготвят и за други недвижими културни ценности по инициатива и при възлагане и финансиране от техния собственик, ползвател или концесионер, или общината, на чиято територия те се намират. Това позволява изготвянето на такива планове за територии с изявени културни ценности, които не са юридически защитени от ЗКН.

Почти веднага след влизането в сила на националния норматив е изработен и първият български план за опазване и управление, този за Несебър. Но тъй като той все още не е влязъл в сила (въпреки приемането му с висока оценка от Комисията на ЮНЕСКО), България все още няма опит от прилагането на такъв стратегически документ в сферата на опазването на културното наследство [17].

5. ПРОБЛЕМИ И ВЪЗМОЖНИ РЕШЕНИЯ ЗА ОПАЗВАНЕ НА КОМПЛЕКСНОТО КУЛТУРНОТО НАСЛЕДСТВО ПРЕЗ 21 ВЕК

Така представените нормативни документи и инструменти за опазване на културното наследство в България и най-вече плановете за опазване и управление предоставят възможност за опазването на комплексните културни ценности, които преплитат в себе си културни и природни, осезаеми и неосезаеми ценности. Процедурите за идентифициране, деклариране, предоставяне на статут и последващи дейности по защита и социализация на обектите изискват набор от експерти в различни области, както и средства и време за провеждането им. Често пъти тези дейности не се случват или се забавят във времето, което води до безвъзвратната загуба на конкретни културни ценности или ценности характеристики на средата, в която се намират. В други случаи се губи връзката на общностите с жизнената им среда, което също води до загуба на ценностни характеристики на средата, в предвид това, че обектите и местата са важни за културното наследство поради значението, което хората им придават.

За такива комплексни обекти биха могли да се прилагат принципите на **тактическия урбанизъм** (tactical urbanism) [19]. Това са временни промени на средата, които целят да проверят обществената реакция. Характеризират се с малък бюджет и обратимост на действията. Обикновено се използват за подобряване на публичните пространства в жилищните квартали на градовете. Такива осъзнати експерименти в градската среда дават обратна връзка дали дадена намеса ще бъде припозната в социалната среда. Също така често пъти обитателите биват въвлечени при проектирането и изпълнението на намесата, което допринася за припознаването ѝ за „своя“ и спомага за грижата за нейното съхраняване в бъдеще. Този тип намеси в средата дават бърз резултат и чрез някои допълнения при работа с културни ценности биха спомогнали за осмислянето на качествата на даден обект или пространство и обкръжаващата го среда, както и за създаването на връзка с обитателите му.

За провеждането на такива дейности в културно-исторически контекст следва да се включат управляващите органи, експертната общност, неправителственият сектор, бизнесите, обществото и въобще всички заинтересувани страни. Балансът между всички тях е изключително труден, но съвместната работа ще доведе до устойчиво развитие на зоните с изявени културни ценности. Това следва да се случва под ръководството на експерти в областта на културното наследство и градско обновление. Резултатите биха спомогнали за развитието на цялостна политика за опазване на културното наследство, която да е интегрална част от социалната, икономическата и културната политики на страната.

6. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

През последните десетилетия разбиранията за културното наследство еволюират и то разширява обхвата и съдържанието си. Днес то се характеризира с преплитане на културни и природни, осезаеми и неосезаеми ценности във времето и пространството. Съвременното разбиране за културното наследство се променя непрекъснато с промяната на обществото и неговото оценъчно отношение. Все повече се осъзнава значението му за общностите и градската идентичност.

Въпреки добрите предпоставки и инструментите за опазване на културното наследство в България, процедурите не могат да обхванат напълно комплексната специфика на културното наследство днес, или по точно на симбиозата между културното наследство и социалните и културни процеси, които протичат в жизнената среда.

Като възможно решение е включването на гражданите и всички заинтересовани групи на обществото при формулиране и решаване на проблемите пред опазването и устойчивото развитие на културното наследство в съвременния град. Предлага се прилагането на временни, обратими мерки, с които да се получи обратна връзка от обитателите на дадена среда. Това ще спомогне за създаването на дългосрочна стратегия за опазване и осъществяването на по-трайни намеси свързани с опазването на наследството и придаването на нов живот на дадена зона. По този начин целим да интегрираме целите на опазване на градското наследство със социалното и икономическото развитие.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Прессъобщение на Европейската комисия от 30 август 2016 г.
[2] Siravo F., Planning and Managing Historic Urban Landscapes. Reconnecting the City: the historic urban landscape approach and the future of urban heritage. 2014. F. a. V. O. Bandarin, Ron: 161-175
[3] Ripp M., Heritage as a System and Process that Belongs to Local Communities, 2017.
[4] Jokilehto J., Definition of Cultural Heritage, ICCROM, 1990, Revised: 2005.
[5] Кандулкова Й., Лекционен курс „Реставрация на архитектурното наследство“ за 9 сем. Специалност Архитектура, УАСГ, 2012
[6] Council of Europe, Framework Convention on the Value of Cultural Heritage for Society, Faro, 2005
[7] ICOMOS, The Valletta Principles for the Safeguarding and Management of Historic Cities, Towns and Urban Areas, 2011
[8] Конвенция за защита на архитектурното наследство на Европа (Ратифицирана с решение на Великото народно събрание от 25 януари 1991 г.; ДВ. Бр. 13 от 1991 г. в сила от 1 май 1991 г.) обн. ДВ. бр.42 от 28 май 1991 г.
[9] Европейска конвенция за опазване на археологическото наследство (нова редакция) (Ратифицирана със закон, приет от 36-то народно събрание на 1 април 1993г., и денонсиране на Европейската конвенция за опазване ан археологическото наследство от 6 май 1969 г. – ДВ. Бр. 30 от 1993 г., в сила от 25 май 1995 г.), обн. ДВ. бр.70 от 10 август 2004 г.
[10] ICOMOS, The Declaration of Amsterdam, 1975
[11] UNESCO, Recommendation on the Historic Urban Landscape, 2011
[12] Кандулкова Й., История на опазването на архитектурното наследство в България до втората световна война, дисертационен труд за присъждане на образователна и научна степен „доктор“, 2007
[13] Закон за културното наследство (ЗКН), приет от 40-то НС, в сила от 10.04.2009 г., обн. ДВ. бр.19 от 13 март 2009 г.

[14] Наредба № Н-12 от 21 ноември 2012 г. за реда за идентифициране, предоставяне на статут и определяне на категорията на недвижимите културни ценности, за достъпа и подлежащите на вписване обстоятелства в националния регистър на недвижимите ценности, в сила от 11.12.2012 г., Обн. ДВ. бр. 98 от 11 декември 2012 г., изм. ДВ. бр. 13 от 7 февруари 2017 г.
[15] Закон за устройство на територията (ЗУТ), в зила от 31 март 2001 г. Обн. ДВ. бр. 1 от 2 януари 2001г., изм. И доп. ДВ. бр. 103 от 28 декември 2017 г.
[16] Наредба за обхвата, структурата, съдържанието и методологията за изработване на плановете за опазване и управление на единичните и груповите недвижими културни ценности, В сила от 8 март 2011 г., приета с ПМС № 45 от 25 февруари 2011 г., Обн. ДВ. бр. 19 от 8 март 2011 г., Изм. и доп. ДВ. бр. 87 от 9 ноември 2012 г.
[17] Кълева, Е., Опазване на културното наследство на България от втората половина на XX век, дисертационен труд за присъждане на образователна и научна степен „доктор“, 2017
[18] Георгиева, Д., Културните маршрути в историческия град, дисертационен труд за присъждане на образователна и научна степен „доктор“, 2013
[19] Tactical urbanism 2, Street Plans Collaborative, 2011

ПОВТОРНО ОЦЕНЯВАНЕ НА КУЛТУРНОТО НАСЛЕДСТВО СЛЕД ЗНАЧИТЕЛНИ ВМЕШАТЕЛСТВА С НОВИ МАТЕРИАЛИ И ТЕХНОЛОГИИ

Надя Куртович-Фолич[1], Наташа Жвалиевич-Луксор[2]

RE-EVALUATION OF BUILT HERITAGE AFTER MAJOR INTERVENTIONS WITH NEW MATERIALS AND TECHNOLOGIES

Nadja Kurtović-Folić[1], Nataša Živaljević-Luxor[2]

Abstract:
Built heritage, that encompass immovable cultural goods, especially those in the denser-built urban areas, are constantly exposed to the pressures that they will be intervened in the form of extensive adaptations, heightening and extending. The first problem is the determination of the volume of interventions in relation to their established values, from the monument of culture, through the monument of high value culture, the monument of culture of exceptional value to the world cultural heritage, and to ensure that this is done according to the basic international principles of the heritage protection and preservation. Deciding on major interventions at arhitectural monuments requires a series of stages in the process of solving problems: the community's relationship to that heritage through the history of urban tissue development, the scope of protection of the original structure and integration with new elements or parts to make a new whole, the possibility of changing functions by adapting to modern needs, type of interventions that will contributes to the improvement or degradation of architectural values. In all major interventions on architectural monuments, the use of new materials and technologies is of great importance for the realization of a new functional, constructive and architectural expression, which changes the whole set of original attributes. Therefore, the correct and cautious choice and method of applying new materials is very important, given the great offer and advertising, and still insufficient knowledge of the behavior of these materials over a long period of time. The paper discusses the need to conduct a re-evaluation of architectural monuments on which the volume of new materials and technologies is large, because their use undoubtedly changes the already established value of thise heritage.

Keywords:
Built Heritage, Interventions, New Materials, New Technologies, Re-evaluation.

[1] Nadja Kurtović-Folić, Professor, PhD, Department of Architecture, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Trg. D. Obradovica 6, Novi Sad, Serbia; *e-mail*: nfolic@gmail.com.
[2] Nataša Živaljević-Luxor, PhD, Senior Planning Counsellor, City Planning Institute, 7.jula 6, Nis, Serbia; *e-mail*: nluxor@gmail.com.

ВЕРОЯТНОСТЕН СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ ЧРЕЗ МОНТЕ КАРЛО СИМУЛАЦИИ НА МОСТОВЕ НА МАГИСТРАЛА „ЕГНАТИЯ“ В СЕВЕРНА ГЪРЦИЯ

Атериос Лиолиос[1], Триантафилос Макариос[2], Константинос Лиолиос[3], Красимир Георгиев[4], Иван Георгиев[5]

PROBABILISTIC SEISMIC ANALYSIS BY MONTE CARLO SIMULATION FOR EGNATIA HIGHWAY BRIDGES IN NORTHERN GREECE

Asterios Liolios[1], Triantafilos Makarios[2], Konstantinos Liolios[3], Krassimir Georgiev[4], Ivan Georgiev[5]

Abstract:
The present paper deals with a simplified analytical methodology for the evaluation of vulnerability curves for bridges. The methodology combines the nonlinear static pushover procedure, the capacity spectrum method, and Monte Carlo simulation techniques for the treatment of various uncertainties. The methodology is applied for establishing fragility curves for an reinforced concrete bridge in the Kavala section of Egnatia Motorway, in the county of East Macedonia, Northern Greece. The Kavala bridge examined herein is a structurally representative one of many bridges in Egnatia Motorway, and in Greece more generally.

Keywords:
Earthquake Engineering, Computational Structural Mechanics, Egnatia Highway Bridges, Monte Carlo Techniques, Vulnerability Functions.

[1] Asterios Liolios, Professor, Division of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Democritus University of Thrace, Xanthi, Greece, *e-mail*: aliolios@civil.duth.gr.
[2] Triantafilos Makarios, Assist. Professor, Division of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Aristotle University of Thessaloniki, Thessaloniki, Greece, *e-mail*: makariostr@civil.auth.gr.
[3] Konstantinos Liolios, Institute of Information and Communication Technologies, Bulgarian Academy of Sciences, Sofia, Bulgaria; *e-mails*: kostisliolios@gmail.com, kliolios@env.duth.gr.
[4] Krassimir Georgiev, Institute of Information and Communication Technologies, Bulgarian Academy of Sciences, Sofia, Bulgaria; *e-mail*: georgiev@parallel.bas.bg.
[5] Ivan Georgiev, Institute of Information and Communication Technologies and Institute of Mathematics and Informatics, Bulgarian Academy of Sciences, Sofia, Bulgaria, *e-mail*: ivan.georgiev@parallel.bas.bg.

1. INTRODUCTION

As well-known [1-3, 16, 24], for the seismic analysis and assessment of Civil Engineering Structures, and especially of highway bridges, a reliable estimation of the input parameters must be realized taking into account a lot of uncertainties. These mainly concern the holding properties of the building materials which had been used for reinforced concrete (RC) structures, e.g. the spatial variation of the strength and elasticity modulus of concrete and steel, as well as the cracking effects etc. [8-10, 19, 20, 24].

On the other hand, vulnerability analysis of Civil Engineering Structures, and especially for highway bridges, represents a critically important step in their seismic damage estimation and protection process [2, 3, 21]. The relevant fragility curves provide the probability that a specific damage level will be exceeded for a given intensity of a seismic event [15, 17]. In this respect, development of vulnerability relationships for both, the existing and under design Civil Engineering structures, is a key element in formulating mitigation and disaster planning strategies in Civil Earthquake Engineering for the estimation of the urban seismic risk [21]. In combination with seismic hazard analysis at the bridge sites, they can lead to a reliable assessment of the seismic risk of highways. Furthermore, they can even be used by the authorities in charge to prioritize the on site aftershock inspections, in order to check the structural integrity of the bridges subjected to a severe seismic event.

The present paper deals with a simplified analytical methodology for the evaluation of vulnerability curves for bridges. The methodology combines the nonlinear static pushover procedure, the capacity spectrum method [4, 15, 17], and Monte Carlo simulation techniques for the treatment of various uncertainties [1, 3, 5, 13, 16]. The methodology is applied for establishing fragility curves for an reinforced concrete bridge in the Kavala section of Egnatia Motorway, in the county of East Macedonia, Northern Greece. The Kavala bridge examined herein is a structurally representative one of many bridges in Egnatia Motorway, and in Greece more generally.

Egnatia Odos is a new motorway that crosses Northern Greece in an E-W direction. It is currently the largest and technically the most demanding highway project in Greece, and one of the biggest ones under recent (2006-2010) construction in Europe. Moreover, for the design and construction of Egnatia Motorway, a lot of Applied Science topics are involved, e.g. structural and seismic mechanics, geotechnical and transport engineering, hydraulic and environmental engineering, probabilistic methods [1, 3, 11, 23, 24], etc. The total length of Egnatia Motorway is about 1000 km and includes about 1900 special structures, (bridges, tunnels and culverts). These structures are expected to withstand several minor or moderate earthquakes during their life and may be damaged if they are subjected to a major (catastrophic) earthquake [2]. So, the construction of their fragility curves is very significant.

2. METHOD OF ANALYSIS

The probabilistic approach for the seismic analysis of the considered RC structures is herein obtained through Monte Carlo simulations. As well-known, see e.g. [1, 3, 5, 13, 16, 22, 26], Monte Carlo simulation is simply a repeated process of generating deterministic solutions to a given problem. Each solution corresponds to a set of deterministic input values of the underlying random variables. A statistical analysis of the so obtained simulated solutions is then performed. Thus the computational methodology consists of solving first the deterministic problem for each set of the random input variables and finally realizing a statistical analysis.

Details of the methodology concerning the deterministic problem and the probabilistic aspects are given in the next sections.

2.1. The deterministic procedure

As was mentioned in the Introduction, the present study focuses on the simplified practical fragility analysis of bridges. Details have been presented in [15, 17, 21, 23]. The vulnerability functions, required for the fragility curves, are expressed in terms of a Lognormal cumulative probability function in the form of next eq. (1):

$$P_f\left(DP \geq DP_i \mid S\right) = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{tot}} \cdot \ln\left(\frac{S}{S_{mi}}\right)\right]. \quad (1)$$

Here $P_f(\cdot)$ is the probability of the damage parameter *DP* being at, or exceeding, the value *DPi* for the i-th damage state for a given seismic intensity level defined by the earthquake parameter *S* (here the Peak Ground Acceleration-PGA or Spectral Displacement-Sd), Φ is the standard cumulative probability function S_{mi} is the median threshold value of the earthquake parameter S required to cause the i-th damage state, and β_{tot} is the total lognormal standard deviation. Thus, the description of the fragility curve involves the two parameters, S_{mi} and β_{to}, which must be determined.

The damage level depends on the input seismic excitation, i.e. the seismic ground acceleration. As well known from Structural Dynamics and Earthquake Engineering [4], because this input is not known for future earthquakes, the spectral approach is used according to various aseismic building codes [6, 7, 9, 10], see e.g. the Greek Aseismic Code EAK2000 [6].

According to equation (1), the description of the fragility curve involves only two parameters, S_{mi} and β_{tot}. The first parameter S_{mi} is estimated on the basis of the capacity spectrum method [4, 15, 17], wherein the demand spectrum is plotted for a range of values of the earthquake parameter S (in spectral acceleration vs. spectral displacement format) and it is superimposed on the same plot with the capacity curve of the bridge. The earthquake parameter used in this study is the peak ground acceleration (PGA).

The second parameter of Eq. (1) is the total lognormal standard deviation β_{tot}, which incorporates the various uncertainties in the seismic demand, in the response and the capacity of the bridge, and also in the definition of the damage index and damage states. So, it takes into account the uncertainties in seismic input motion (demand), in the response and resistance of the bridge (capacity), and in the definition of damage states. This parameter (β_{tot}) can be estimated in the frame of Monte Carlo simulation techniques [1, 3, 5, 13], by realizing a statistical combination of the individual uncertainties, assuming these are statistically independent. Thus, on the basis of Monte Carlo simulations and empirical fragility curves obtained from actual Egnatia Highway bridges damage data in the frame of the research project ASPROGE [2], the value of β_{tot}) was optimally estimated to be equal to 0.60 according to the probabilistic procedure described in the next subsection.

2.2. The probabilistic procedure

In order to calculate the random characteristics of the response of the considered RC Egnatia Highway bridges, the Monte Carlo simulation is used [1, 3, 5, 11, 13, 14, 16]. As mentioned, the·main element of a Monte Carlo simulation procedure is the generation of random numbers from a specified distribution. Systematic and efficient methods for generating such random numbers from several common probability distributions are available. The random variable simulation is implemented using the technique of Latin Hypercube Sampling (LHS) [22, 26]. The LHS is a selective sample technique by which, for a desirable accuracy level, the number of the sample size is significantly smaller than the direct Monte Carlo simulation.

In more details, a set of values of the basic design input variables can be generated according to their corresponding probability distributions by using statistical sampling

techniques. The generated basic design variables are treated as a sample of experimental observations and used for the system deterministic analysis to obtain a simulated solution as in subsection 2.1. is described As the generation of the basic design variables is repeated, more simulated solutions can be determined. Finally, statistical analysis of the simulated solutions is then performed. The results obtained from the Monte Carlo simulation method depend on the number of the generated basic design variables used. Such design variables for the herein considered RC structures are the uncertain quantities describing the plastic-hinges behavior and the spatial variation of input materials parameters.

Concerning the plastic hinges in the end sections of the frame structural elements [20], a typical normalized moment - normalized rotation backbone is shown in Figure 1, see [26]. This backbone hardens after a yield moment of a_{My} times the nominal, having a non-negative slope of a_h up to a corner normalized rotation (or rotational ductility) μ_c where the negative stifiness segment starts. The drop, at a slope of a_c, is arrested by the residual plateau appearing at normalized height r that abruptly ends at the ultimate rotational ductility μ_u. The normalized rotation is the rotational ductility $\mu=\theta/\theta_{\mathrm{yield}}$.

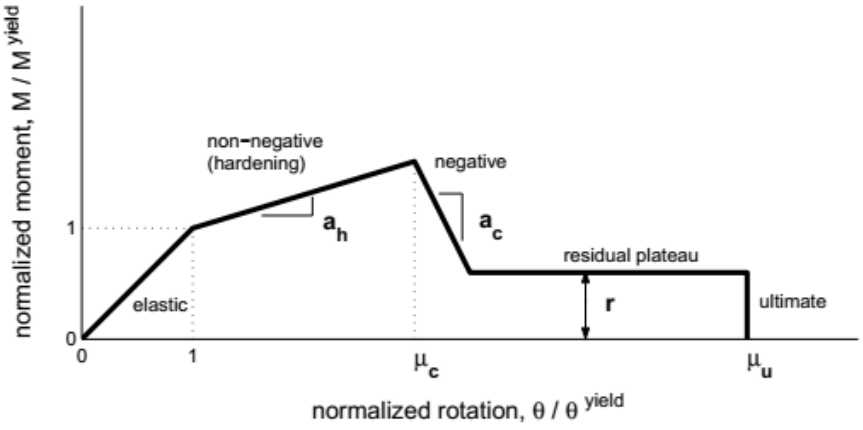


Figure 1. Representative moment-rotation backbone diagramme for plastic hinges [26].

The above six backbone parameters in Fig. 1, namely a_h, a_c, μ_c, r, μ_u and a_{My}, $= M/M_y$ are assumed to vary independently from each other according to Normal distribution [1, 13]. Typical distribution properties for these uncertain parameters concerning plastic hinges in frames according to [26] are given in Table 1. The table values concern the mean value, the coefficent of variation (COV) and the upper and lower bounds of the truncated Normal distribution.

Table 1. The distribution properties of the uncertain parameters for a typical plastic hinge [26]

	mean	COV	min	max	type
a_{My},	1.0	20%	0.70	1.30	Normal-tr.
a_h	0.1	40%	0.04	0.16	Normal-tr.
μ_c	3.0	40%	1.20	4.80	Normal-tr.
a_c	-0.5	40%	-0.80	-0.20	Normal-tr.
r	0.5	40%	0.20	0.80	Normal-tr.
μ_u	6.0	40%	2.40	9.60	Normal-tr.

Generally, following [14], by using Monte Carlo simulations, probabilistic moment-curvature curves can be developed, as shown in the Figure 2.

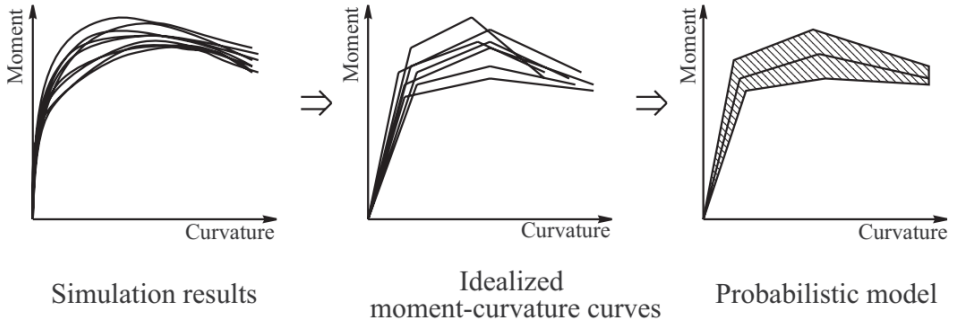


Figure 2. Process of developing a probabilistic moment-curvature curve [14].

As regards the random variation of parameters for the materials, which had been used for the building of the Egnatia Highway RC structures, their input estimations concern mainly the strength of the concrete and the steel and the elasticity modulus. According to [2] and JCSS (Joint Committee Structural Safety), see [12], concrete strength and elasticity modulus follow the Normal distribution, whereas the steel strength follows the Lognormal distribution. Finally, as concerns the treatment of strong seismic motions uncertainties, the incremental dynamic approach (IDA), see [25], can be used.

3. THE INVESTIGATED CASE OF THE KAVALA RAVINE BRIDGE IN EGNATIA MOTORWAY

As mentioned in Introduction, in order to investigate the anti-seismic security of Egnatia Motorway bridges, the research project ASPROGE [2] has been realized.

Further, a simplified methodology has been developed for the calculation of the vulnerability curves of bridges in the presence of seismic stoppers, see [15, 17.18]. This methodology, using the Finite Element Method (FEM), is based on a modal pushover nonlinear static analysis and on a capacity demand spectrum approach, instead of a time consuming non-linear vulnerability analysis based on dynamic contact mechanics.

Applying the methodology proposed in the previous section, the seismic vulnerability of a structurally representative bridge of Egnatia Motorway in East Macedonia section has been assessed. This bridge is the 2nd ravine Kavala bridge shown in Fig. 3, with total length 180 m (four 45m long spans of simply supported prestressed beams). Stoppers on the pier's beams were designed to be distant from the superstructure such as to be activated after the exceeding of the maximum spectral displacement. Details for the geometric and elastic characteristics of the bridge elements are given in (ASPROGE, 2007), see [2].

The obtained relative vulnerability curves are shown in Figures 4 and 5.

Figure 3: The Kavala bridge on Egnatia Motorway, East Macedonia.

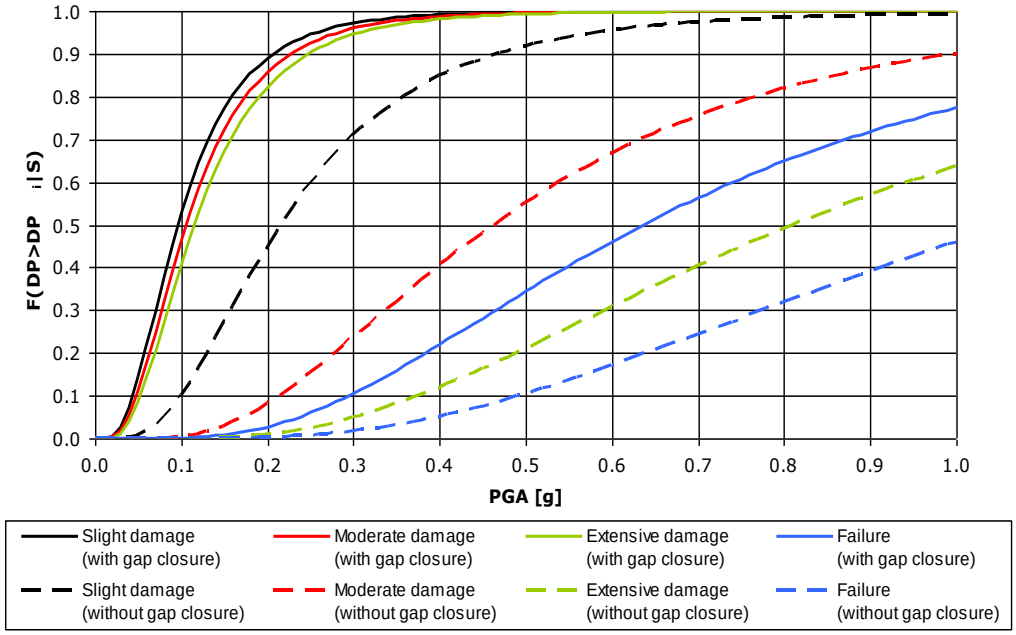


Figure 4. Fragility curves of the Kavala Ravine bridge: Longitudinal direction.

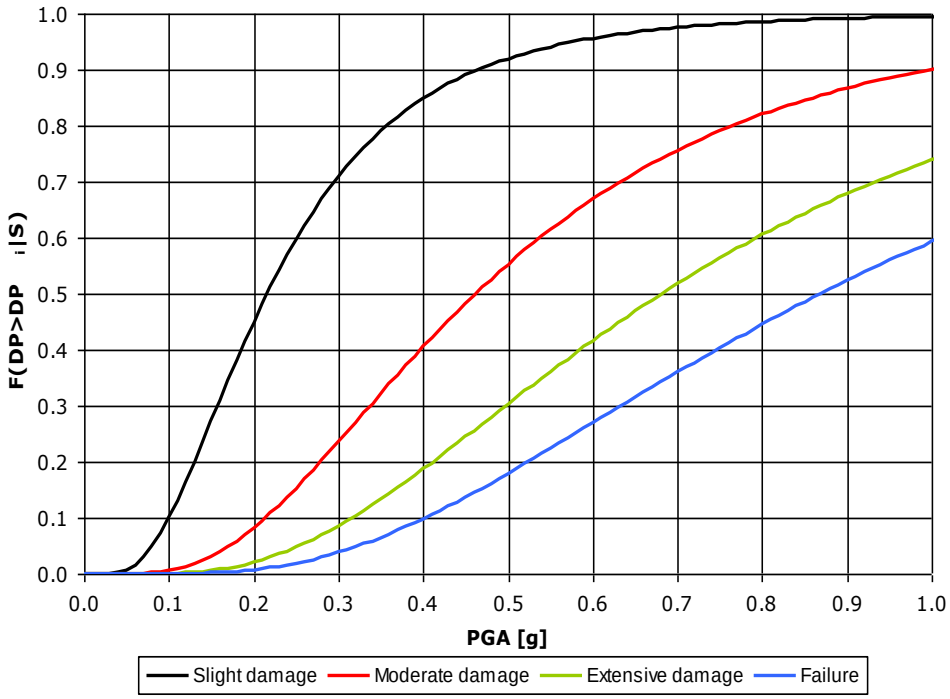


Figure 5. Fragility curves of the Kavala Ravine bridge: Transverse direction.

4. CONCLUDING REMARKS

Vulnerability curves for bridges can be computed by the herein presented simplified analytical methodology. This methodology combines the nonlinear static pushover procedure, the capacity spectrum method and probabilistic methods. The Monte Carlo simulation technique for the treatment of various uncertainties is used. Application of the proposed methodology has been realized for establishing fragility curves for an reinforced concrete bridge in the Kavala section of Egnatia Motorway, in the county of East Macedonia, Northern Greece.

REFERENCES

[1] Ang, A. H., & Tang, W. H. (1984). Probability concepts in engineering planning and design, vol. 2: Decision, risk, and reliability. New York: Wiley.
[2] ASPROGE: Research Project for the ASeismic PROtection of Bridges. Egnatia Odos S.A., Thessaloniki, Greece (2007).
[3] Casciati, F., Augusti, G., & Baratta, A. (2014). Probabilistic methods in structural engineering. CRC Press.
[4] Chopra, A.K. (2007): Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering. Pearson Prentice Hall, New Jersey.
[5] Dimov, I. T. (2008). Monte Carlo methods for applied scientists. World Scientific.
[6] EAK 2000: Greek Aseismic Code, Organization of Seismic Protection (OASP), Athens.
[7] EC8, EN 1998-1 (2005). “Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance”, European Committee for Standardization, Brussels.
[8] Fardis, M.N., (2009). “Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8”. Springer, Berlin.
[9] FEMA P440A (2009). “Effects of Strength and Stiffness Degradation on the Seismic Response of Structural Systems.” U. S. Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency.
[10] Greek Retrofitting Code-(KANEPE) (2017). Greek Organization for Seismic Planning and Protection (OASP), Athens, Greece, 2013. (In Greek).
[11] Hwang H.H.M and Jaw J.W. (1990): Probabilistic damage analysis of structures. J. Struct. Enging. ASCE, 116(7), 1992-2007.
[12] JCSS. Probabilistic Model Code-Part 1: Basis of Design (12th draft). Joint Committee on Structural Safety, March 2001. Available from: http://www.jcss.ethz.ch/.
[13] Kottegoda, N., & Rosso, R. (2000). Statistics, probability and reliability for civil and environmental engineers. McGraw-Hill, London.
[14] Lee, T. H., & Mosalam, K. M. (2006). Probabilistic seismic evaluation of reinforced concrete structural components and systems. Report 2006/04, Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, USA Google Scholar.
[15] Liolios Ast., Panetsos P. and Liolios Ang. (2011), Egnatia Motorway, Northern Greece: Seismic Risk Assessment of Bridges. In: Folic, R. & Radonjanin V. (eds.), Contemporary Civil Engineering Practice 2011, Proc. Intern. Conf., Andrevlje, 19-20 May 2011, Serbia.
[16] Melchers R.E. & Beck, A.T. (2018), Structural Reliability Analysis and Prediction, 3rd Edition, Wiley: New York.
[17] Moschonas, I.F., Kappos, A.J., Panetsos, P., Papadopoulos, V., Makarios, T., Thanopoulos, P. (2009). "Seismic fragility curves for greek bridges: Methodology and case studies". Bulletin of Earthquake Engineering, 7(2), pp. 439-468.
[18] Panetsos, P. & Liolios, A. (2010). “Seismic vulnerability functions for a bridge case of Egnatia motorway”. In: Kappos, A.J. (editor), “Aseismic design and constructions in EGNATIA ODOS, the highway connecting Epirus through Macedonia to Thrace and eastern border of Greece”, Hellenic Society for Earthquake Engineering, Thessaloniki, 2010.
[19] Penelis G. Gr., & Penelis Gr. G. (2014). “Concrete Buildings in Seismic Regions”. CRC Press.
[20] Priestley, M.J.N., Seible, F.C. and Calvi, G.M. (1996). “Seismic Design and Retrofit of Bridges”. John Wiley & Sons, Inc..
[21] Rossetto, T., & Elnashai, A. (2003). Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. Engineering Structures, 25(10), 1241-1263.

[22] Thomos, G.C. & Trezos C.G. 2006. Examination of the probabilistic response of reinforced concrete structures under static non-linear analysis, Engineering Structures, Vol. 28, 120–133
[23] Shinozuka, M., Feng, M.Q., Lee, J., and Naganuma, T. (2000): Statistical Analysis of Fragility Curves. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 126, No. 12, 1224-1231.
[24] Strauss A., Frangopol D.M., Bergmeister, K.. (2010). “Assessment of Existing Structures based on Identification”, Jnl Struct. Eng. ASCE, 136(1), 86-97.
[25] Vamvatsikos, D. and C.A. Cornell, (2002). “Incremental dynamic analysis”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 31, 491–514.
[26] Vamvatsikos, D., & Fragiadakis, M. (2010). Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty. Earthquake engineering & structural dynamics, 39(2), 141-163.

ВЛИЯНИЕ НА ПЪЛНЕЖНАТА ЗИДАРИЯ ВЪРХУ СЕИЗМИЧНОТО ПОВЕДЕНИЕТО НА СТОМАНОБЕТОННИ РАМКОВИ КОНСТРУКЦИИ

Емин Махмуд[1], Емад Абдулахад[2], Здравко Бонев[3]

INFLUENCE OF MASONRY INFILL ON THE SEISMIC BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES

Emin Mahmud[1], Emad Abdulahad[2], Zdravko Bonev[3]

Abstract:
Based on scientific research and gained expert experience, it is known that there is a clearly expressed interaction between masonry and the elements of the reinforced concrete structure. In this article, the influence of masonry infill on the seismic behaviour of a reinforced concrete frame structure is dealt with using non-linear analysis. A strut model was used to design the masonry infill; this strut model is statistically equivalent to the masonry filled medium. Therefore, we are using a strut element of material properties determined by those of masonry and strut geometry.
The seismic analysis is carried out in its approximate version through N2-method of Fajfar. The assessment of the beneficial action of masonry expressed in a decreased demand of displacements was carried out after including the masonry. To this end, the capacity curve was obtained following the inclusion of a model that takes into account the masonry's "help".

Keywords:
Masonry Infill, Nonlinear Analysis, Seismic Action, Seismic Behaviour, Capacity Spectrum Method.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

От земетресенията, случили се през последните 10 години особен интерес поражда сеизмичното поведение на рамковите конструкции с пълнежна зидария. Земетресенията в Чили 2010 г., Хаити 2010 г., Нова Зеландия 2010 г., Япония 2011 г., 2018 г. дават много

[1] Емин Махмуд , инж., докторант, катедра „Масивни конструкции“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София; *e-mail*: dipl.ing.eminmahmud@gmail.com;
Emin Mahmud, Eng., PhD Student, Department of Reinforced Concrete Structures, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 Hristo Smirnenski Blvd., Sofia 1046, Bulgaria; *e-mail*: dipl.ing.eminmahmud@gmail.com.
[2] Емад Абдулахад, доц. д-р инж., катедра „Масивни конструкции“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София; *e-mail*: georgosing@gmail.com;
Emad Abdulahad, Assoc. Prof. Dr. Eng., Department of Reinforced Concrete Structures, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 Hristo Smirnenski Blvd., Sofia 1046, Bulgaria; *e-mail*: georgosing@gmail.com.
[3] Здравко Бонев, проф. д-р инж., катедра „Строителна механика“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София; *e-mail*: zbp_uacg@abv.bg;
Zdravko Bonev, Prof. Dr. Eng., Department of Structural Mechanics, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 Hristo Smirnenski Blvd., Sofia 1046, Bulgaria; *e-mail*: zbp_uacg@abv.bg.

поучителни примери [1]. Налице са много важни въпроси в областта на строителни конструкции с пълнежна зидария, на които трябва да се дадат отговори. Тук се посочват само някои от тях:

- Какви са благоприятните и неблагоприятните ефекти (глобални и локални) на пълнежната зидария върху поведението на различните видове конструкции?
- В кои конструктивни системи трябва да се вземат предвид пълнежната зидария?
- Каква трябва да бъде връзката между пълнежната зидария и рамката? Кога е по-добре да има фуга между пълнежа и рамката?
- Какви са най-новите постижения в тази област?
- Каква е състоянието на практиката, сравнявайки националните и международните кодове?
- Какви са подходящите стратегии за усилване на съществуващи рамки с пълнежна зидария?

Поведението на рамки с пълнежна зидария при знакопроменливи сеизмични въздействия е свързано с редица специфики, например: 1) двата материала (зидария и стоманобетон) имат различни деформационни характеристики и показатели на дуктилност; 2) при земетръсни натоварвания коравината на зидарията постепенно намалява поради появата и развитието на пукнатини, което е в пряка зависимост от продължителността и интензивността на въздействието; 3) съвместната работа на тухлената зидария и стоманобетонните рамки при земетръсните въздействия зависи от големината на контактните зони между тях; 4) влиянието на зидарията върху сеизмичното поведение на разглежданите конструкции като цяло.

Поради специфичното поведение на обрамчената зидария при знакопроменливо сеизмично натоварване се налага извършване на нелинеен анализ с подходящо моделиране на пълнежната зидария. Необходимо е за изучаване на ефектите на взаимодействие между стоманобетонните елементи и пълнежната зидария да се проведе анализ на историите във времето. В тази статия е направен анализ за оценка на влиянието на пълнежната зидария върху сеизмичното поведение на стоманобетонна рамкова конструкция. Извършени са три анализа на едноетажна и едноотворна рамкова конструкция. В модел М1 е извършен линеен еластичен анализ чрез спектрален метод с приложение на модален анализ. За резултатите от този модел са оразмерени и конструирани колоните и гредата. В модел М2 и модел М3 е извършен нелинеен статичен анализ. Във втория модел М2 наличието на пълнежната зидария не е отчетена, докато в третия модел М3 тя е отчетена. За пълнежната зидария е използван прътов модел - заместващ диагонален прът, като тя е моделирана в *SAP2000 v20* [2] като *Multilinear plastic link elements.*

2. РАМКИ С ПЪЛНЕЖНА ЗИДАРИЯ

2.1. Характеристики на зидарията

Характеристичната якост на натиск на зидарията f_k, съгласно Еврокод 6-1-1 [3] се определена по (1).

$$f_k = K f_b^{\alpha} f_m^{\beta} . \tag{1}$$

където: f_k е характеристичната якост на натиск на зидарията, в MPa; f_b – нормализираната средна якост на натиск на блоковете за зидария в направлението на ефекта от приложеното въздействие, в MPa; f_m е якостта на натиск на разтвора, в MPa; K, α и β са константи, вземат се съгласно [3], [4];

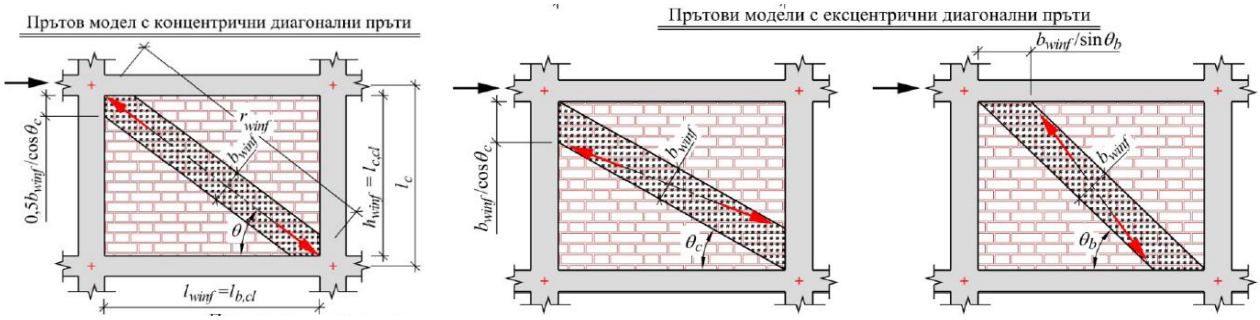
Дълготрайният секущ модул на еластичност на зидарията съгласно Еврокод 6-1-1 [3] се определя по (2):

$$E_{long\ term} = \frac{E}{1+\phi_\infty}. \tag{2}$$

където: ϕ_∞ е коефициент за крайно пълзене.

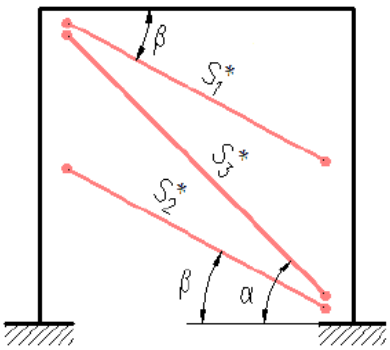
2.2. Характеристики на еквивалентния диагонален натисков прът

Прътовите модели могат да бъдат с концентрични или с ексцентрични диагонални пръти [1], [5], [6]. Възможните варианти за определяне на широчината на натисковия диагонал на пълнежната зидария b_{winf} са дадени на фиг. 1, като в [7] не са дават точни указания за получаване на неговата стойност.



Фигура 1. Варианти за избор на диагоналния натисков прът на пълнежната зидария [5]

В изследване на Михалева [6] е предложен прътов модел, в който зидарията е заместена с три пръта (фиг. 2). Средният прът S_3^* е ориентиран по диагонала на стената под ъгъл α, а останалите два S_1^* и S_2^* са успоредни един на друг под ъгъл β спрямо хоризонталата. Прът S_2^* е приет със значителна коравина, тъй като в зидарията под този прът не се развиват съществени деформации, независимо от степента на напрегнато състояние. При това приемане се осъществява ефективно подпиране в горната част на лявата колона, при което преобладаващият механизъм на разрушение в горната ú част е от срязване.



Фигура 2. Прътов модел в изследванията на [6]

Широчината на еквивалентния диагонален натисков прът b_{winf} може да бъде изразен с помощта на редица изрази, дадени от различни изследователи. Според Holmes [8] широчината на еквивалентния диагонален натисков прът b_{winf} е 33%, а Pauley и Priestley [9] приемат 25% от диагоналната дължина на пълнежа, и широчината не зависи от коравината на рамката.

По-късно е предложен от Smith и Carter [10] връзка между широчината на еквивалентния диагонален натисков прът b_{winf}, изразена в (4), с коравината на пълнежа и рамката, дадена в (3). От Mainstone и Weeks [11] е предложено, базирайки се на експериментални и аналитични данни, емпирична формула за изчисляване широчината на еквивалентния диагонален натисков прът по (5). Тази формула е включена във FEMA-274 и във FEMA-306 [12]. В работата на Abdelkareem [13] са разглеждани изследванията за определянето на b_{winf}.

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E_{winf} t_{winf} \sin(2.\theta)}{4.E_{cm} I_c h_{winf}}} . \tag{3}$$

$$b_{winf} = 0,58 l_c^{0,445} . \left(\lambda_1 . h_{winf}\right)^{0,335 . r_{winf} . l_c^{-0,064}} . \tag{4}$$

$$b_{winf} = \frac{0,175 r_{winf}}{\left(\lambda_1 . l_c\right)^{0,4}} . \tag{5}$$

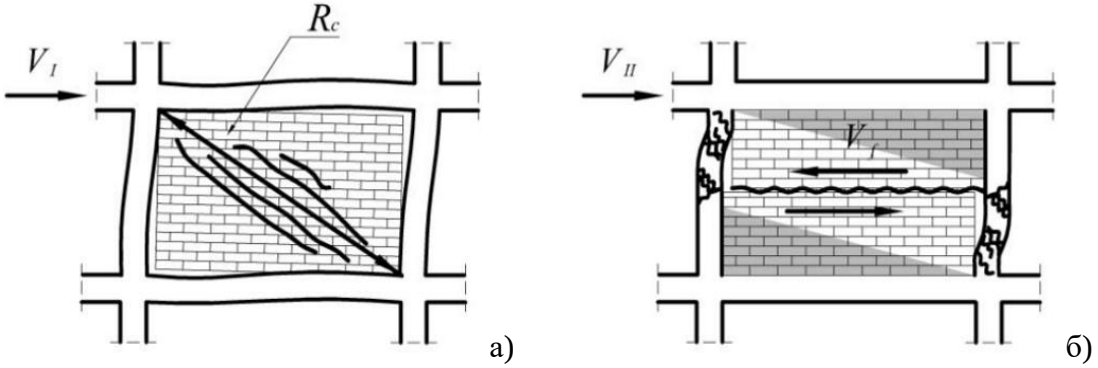
където: b_{winf} и r_{winf} са съответно: широчината и дължина на еквивалентния диагонален натисков прът в модела за пълнежната зидария, θ е ъгълът на наклона на еквивалентния диагонален натисков прът, $h_{winf,}$ $t_{winf,}$ $E_{winf,}$ u λ_1 са съответно: височина, дебелина, модула на еластичност и коравина на пълнежната зидария, l_c – осовата височина на колоната, I_c – инерционния момент на колоната в разглежданото направление, E_{cm} – секущ модул на еластичност на бетона.

2.3. Носимоспособността на срязване на пълнежната зидария

Най-често срещаните форми на разрушение на пълнежната зидария е разрушение по натисков диагонал (фиг. 3а.) и хоризонтално срязване на пълнежния зид (фиг. 3б.) [14]. Хоризонталната носимоспособност на зидарията, изчислена на базата на носимоспособността на хоризонталните фуги $F_{winf,hor,sf}$ се приема равна на началната якост на срязване на зидарията при нулево напрежение на натиск f_{v0d}. За пълнежна зидария с дебелина t_{winf} и дължина l_{winf} носимоспособността на хоризонталните фуги се определя по (6). Носимоспособността на натисковия диагонал, използвайки ефективната широчина се определя по (7):

$$F_{winf,hor,sf} = f_{v0d} t_{winf} l_{winf} . \tag{6}$$

$$F_{winf,hor,cf} = f_d t_{winf} b_{winf} . \cos\theta . \tag{7}$$



Фигура 3. Най-често срещаните форми на разрушение на пълнежната зидария: разрушение по натисков диагонал (а) и хоризонтално срязване на пълнежния зид (б) [14]

3. АНАЛИЗ НА РАМКИ С ПЪЛНЕЖНА ЗИДАРИЯ

Разгледана е едноетажна и едноотворна стоманобетонна рамка с пълнежна зидария. Размерите на напречното сечение на елементи са: колони 400/400mm, греди 300/400mm и дебелина на пълнежната зидария – 250mm (вж. фиг. 4 и табл. 1 и табл. 2). Рамката е натоварена с трапецовидно натоварване. Сумарното постоянното натоварване е g_k=45 kN/m’, а експлоатационното – q_k=15 kN/m’.

В сеизмично отношение рамката е осигурена за сеизмична зона Благоевград, с референтно максимално ускорение на земната основа a_{gR}=0,32, коефициент на значимост γ_I=1,00 и коефициент на поведение q=2,00 (тъй като се изследва случая, когато усилията от сеизмични въздействия са меродавни), тип земна основа В и спектър на реагиране вид 1, съгласно [7]. Използвани са и Национално определените параметри в Националното приложение за страната.

Проведени са сеизмични изследвания на рамката, като са направени един линеен и два нелинейни статични анализа. Единият нелинеен статичен анализ е без отчитане на пълнежната зидария, а другият – с отчитане. За сеизмичното изследване на рамката е използван програмен продукт *SAP2000 v20* [2], като рамката е изследвана с равнинен изчислителен модел, а външното въздействие е хоризонтално и лежи в равнината на рамката.

3.1. Модел 1 – M1

В модел M1 за сеизмичното изследване на конструкцията на сграда е използван *Response Spectrum Analysis.* В този модел пълнежната зидария не е отчетена. За резултатите от този модел, конструктивните елементи – гредата и колоните, са оразмерени и конструирани, спазвайки изискванията на Еврокод 1998-1 [7], [15]. Получената количество армировка е показана в табл. 1.

Таблица 1. Количество на вложената армировка в колоните и гредата

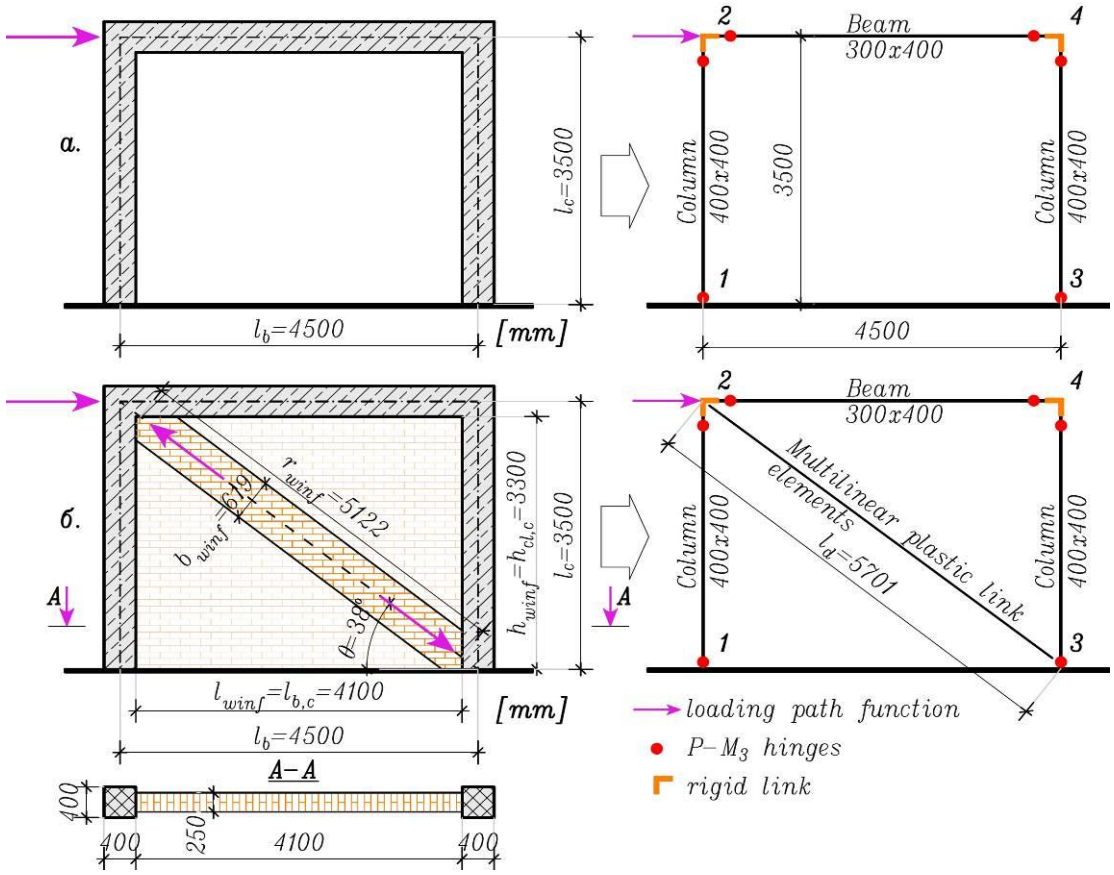
Параметър	Напречно сечение	Надлъжна армировка	Напречна армировка	
Греда	300×400	4Ø16 (ГА) и 4Ø14 (ДА)	Ø8/100	Ø8/200
Колона	400×400	8Ø16	Ø8/125	Ø8/250

3.2. Модел 2 – M2

В модел M2 е извършен нелинеен статичен анализ на рамка без отчитане на пълнежна зидария. Анализът е проведен при постоянно вертикално и стъпково нарастващо хоризонтално натоварване. Колоните и гредата са свързани с корави възли чрез *rigid link*. Пластифицирането в рамковата конструкция е взето предвид, чрез въвеждане на пластични стави в гредата и колоните, съгласно фиг. 4а). Приложените пластичните стави в рамката са дефинирани съобразно вида, материала на елементите и с отчитането на наличната армировка. Пластичните стави са моделирани с нееластична ротационна пружина, в която се използва конститутивен закон от типа “огъващ момент - нормална сила – взаимно завъртане на сеченията”, свързани с ротационната пружина, (M_3-P).

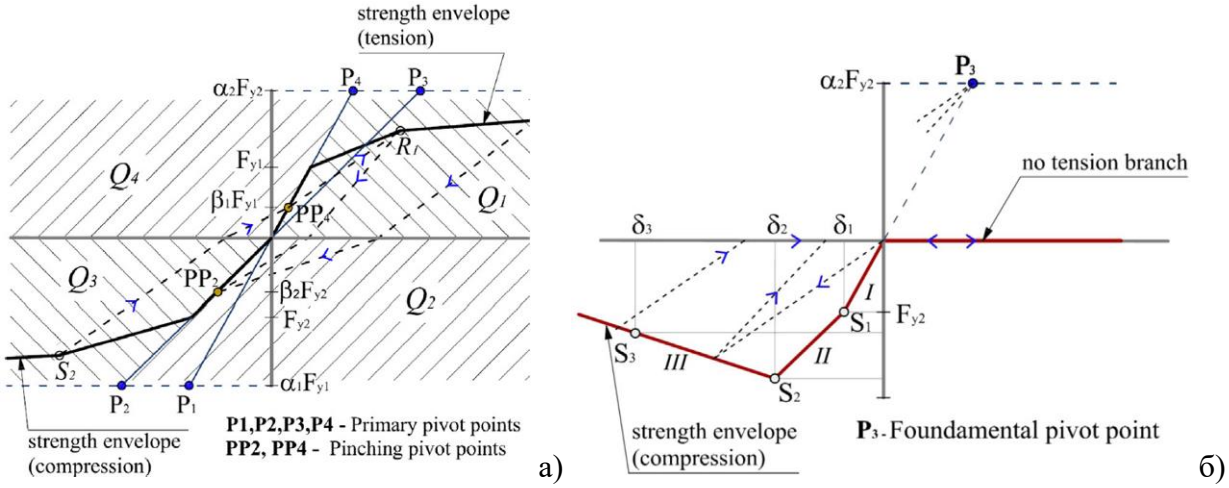
3.3. Модел M3

В модел M3 е извършен нелинеен статичен анализ на рамка с отчитане на наличието на пълнежната зидария чрез прилагане на предложения прътов модел, илюстриран на фиг.4б. Модел M3 се различава от модел M2 само с това, че моделът M3 е моделирана с пълнежната зидария, като е използван прътов модел - заместващ диагонален прът. За пълнежната зидария в *SAP2000 v20* [2] е използван *Multilinear plastic link elements.*



Фигура 4. Конструктивна схема, използвана в модел М2 (а) и модел М3 (б)

За дефиниране на цикличното нелинейно поведени на пълнежната зидария е използван *Hysteretic Pivot model* [2] (фиг. 5а.). Този модел има голяма гъвкавост при моделиране на поведение, характерно с образуване на несиметрични хистерезисни примки (опън-натиск). Тези условия са характерни и за случаите на еквивалентния натисков прът, които са числено устойчиви при натоварване на натиск. Хистерезисните правила се управляват от параметрите α_1, α_2, β_1 и β_2. Използването на *Hysteretic Pivot model* предлага опростени правила когато се прилага върху еквивалентен диагонален прът (фиг. 5б.). В този случай, тъй като приносът на якостта на опън на пълнежната зидария не се отчита, за параметрите α_1 и β_1 се генерират нулеви стойности.



Фигура 5. *Hysteretic Pivot model* за: а) несиметрично поведени опън-натиск и б) еквивалентен натисков диагонален прът [16].

Избраният тук хистерезисен модел има още едно предимство – генерира винаги положителна коравина. При извършване на числени решения в динамичния анализ използването на отрицателна или нулева тангенциална коравина създава опасност от числена неустойчивост на решението.

Експерименталните изследвания показват, че в рамки с пълнежна зидария не се получава увеличаване на коравината при обръщане на посоката на натоварването [16]. Въз основа на тази хипотеза параметърът β_2 също е нулев. Хистерезисната примка управлява площта си само чрез параметъра α_2, като е приет 0,25.

За дефиниране на заместващия диагонален прът са определени характеристиките на зидарията. Приема се, че зидарията е изпълнена с блокове за зидария от група 2 и разтвор с леки добавъчни материали с обемно тегло $\rho_d \leq 800$ kg/m^3. Характеристичната якостта на зидарията е означена с f_k :

$$f_k = Kf_b^{0,70} f_m^{0,30} = 0,25.10^{0,70}.5^{0,30} = 2,03\ MPa\,. \tag{8}$$

Изчислителната якостта на зидарията f_d с блокове от категория I и предписан разтвор:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{2,03}{2,00} = 1,01\ MPa\,. \tag{9}$$

Характеристичната начална якост на срязване на зидария при нулево напрежение на натиск при зидарии, изпълнени от глинени блокове и разтвор с леки добавъчни материали, съгласно [3], [4] е f_{vok}= 0,15MPa, а изчислителната – f_{vod}=0,075 MPa.

Дълготрайният секущ модул на еластичност на зидарията, съгласно [3], [4] е:

$$E_{long\ term} = \frac{1000.f_k}{1+\phi_\infty} = \frac{1000.2,03}{1+1,10} = 967\ MPa\,. \tag{10}$$

Широчината на еквивалентния диагонален натисков прът в модела за пълнежната зидария е получена като се използват (3) и (5):

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E_{winf}\,t_{winf}\,\sin(2.\theta)}{4.E_{cm}I_c h_{winf}}} = \sqrt[4]{\frac{12.967.250.\sin 76}{4.31000.\left(400.400^3\right).3300}} = 7,1992.10^{-4}\,mm^{-1}\,. \tag{11}$$

$$b_{winf} = \frac{0,175 r_{winf}}{\left(\lambda_1.l_c\right)^{0,4}} = \frac{0,175.5120}{\left(7,1992.10^{-4}.3500\right)^{0,4}} = 619mm\,. \tag{12}$$

Минималната носимоспособност на срязване от двата механизма на разрушение е:

$$V_m = F_{winf,hor} = \min\begin{cases} F_{winf,hor,sf} \\ F_{winf,hor,cf} \end{cases} = \min\begin{cases} 0,075.250.4100 \\ 1,015.250.619.\cos 38^\circ \end{cases} = \min\begin{cases} 76,9 \\ 123,8 \end{cases} = 76,9\ kN\,. \tag{13}$$

Точката S2 в *Hysteretic Pivot model* за еквивалентен диагонален заместващ прът (фиг.5 б)) се дефинира при максимална носимоспособност на срязване на зидарията V_m и преместване δ_2, точката S1 при 75% от максимална носимоспособност на срязване на зидарията (V_y=0,75.V_m) и преместване δ_1, а точка S3 при 20% от носимоспособността (V_p=0,20.V_m) и преместване δ_3. Преместванията δ_1, δ_2, δ_3 са определени по (14). Те са определени при следните относителни деформации ε_1=-1,5‰, ε_2=-2,0‰, ε_3=-3,5‰. На табл. 2 са дадени параметрите за дефиниране на *Hysteretic Pivot model*.

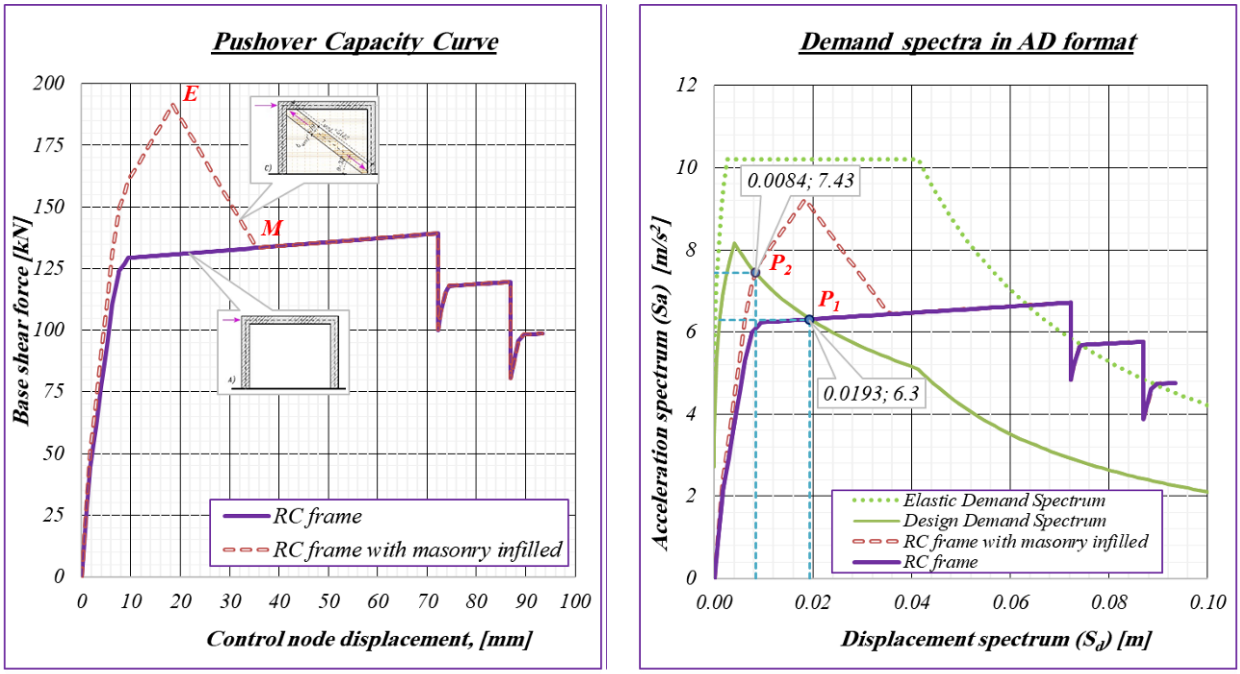
$$\delta_i = \frac{\varepsilon_i l_d}{\cos\theta}\,. \tag{14}$$

Таблица 2. Параметри за дефиниране на *Hysteretic Pivot model*

l_{winf}	t_{winf}	θ	f_{v0d}	f_d	l_d	b_{winf}	$F_{winf,hor,sf}$	$F_{winf,hor,cf}$
mm	mm	°	MPa	MPa	mm	mm	kN	kN
4100	250	38	0,075	1,02	5701	619	76,9	123,8
V_y	V_m	V_p	ε_1	ε_2	ε_3	δ_1	δ_2	δ_3
kN	kN	kN	‰	‰	‰	mm	mm	mm
57,7	76,9	15,4	-1,5	-2,0	-3,5	-10,9	-14,5	-25,3

4. АНАЛИЗ НА ПОЛУЧЕНИТЕ РЕЗУЛТАТИ

Поведението на обрамчена зидария с прътовият модел при нелинеен статичен анализ е илюстрирано чрез кривата „срязваща сила в основата – преместване във върха” на модели М2 и М3, представени на (фиг. 6а). На тази графика са представени в графичен формат зависимостите “напречна сила в основата – хоризонтално преместване на върха“, които са получени по изчислителен път с компютърен софтуер. Начертаните криви се наричат “капацитивни спектри“ и се отнасят за рамката без зидария и за рамката с пълнежна зидария, чието статично действие се симулира с диагонален прътов елемент. По същество хоризонталната напречна сила за случая на добавен диагонален прът се формира от напречната сила в рамката и хоризонталната проекция на силата в наклонения прът. Всяка от напречните сили от фиг. (6а) е вътрешната сила, с която рамката противодейства на външния товар. Той е представен като външна, прогресивно нарастваща статична сила. Равенството на външната и вътрешната сили е основа за съществуване на равновесие. Там, където капацитивната крива започне да пада надолу, вътрешмата сила повече не може да уравновеси външната и настъпва разрушение.



а) б)

Фигура 6. Капацитивна крива на стоманобетонна рамка с и без наличие на пълнежна зидария (а) и определяне на местоположението на точката на поведение (б)

В началния етап от натоварване системата се характеризира с линейно поведение, но при възникване на пластични деформации кривата има ясно изразен нелинеен характер (фиг. 6а). Пълнежната зидарията влияе от една страна върху коравината на конструкцията за хоризонтални премествания, а от друга страна и носимоспособността й за хоризонтални сили. Началната коравина на обрамчената зидария K_0 е почти еднаква с началната коравина на самостоятелната рамка $K_{0,f}$. Началната коравина на рамката със зидария K_0 е по-висока с 20% спрямо началната коравина на самостоятелната рамка $K_{0,f}$. При по-нататъшно натоварване се наблюдава, че пълнежната зидария се „включва по активно“ в работата (фиг. 6а), при което се достига до максимална срязвана сила в основата от 191,50 kN (точка Е). Обаче след достигане на тази стойност започва интензивно образуване на пукнатини и деградация на коравината и носимоспособността на зидарията за хоризонтални товари. При срязваща сила в основата 133,60 kN (около 70% от максималната) зидарията изчерпва напълно носимоспособността си, като капацитивната крива на рамката с пълнежна зидария от точка М съвпада с този без такава (фиг. 6а). Дисипираната сеизмична енергия на самостоятелната рамка е с 23% по-малка спрямо рамката с обрамчена зидария.

В [7], [17] е изложена подробно процедура за оценка поведението на конструкциите чрез нелинеен статичен анализ. Тя се състои в намирането на точка на поведение на конструкцията – пресечната точка между капацитетната крива „сила в основата – преместване във върха” и капацитетния спектър (фиг. 6) и сравнението на координатата й спектрално преместване S_d с максимално допустимата за съответно избраното ниво на поведение на конструкцията.

Сеизмичното въздействие на фигура (6.б) е представено според N2-метода като нелинеен *“design demand spectrum”.* В конкретния случай на статията той е начертан във формат “ускорение (по вертикалната ос) - преместване (по хоризонталната ос)”. Ускорението може да се тълкува като “сила на единица маса” и може да се използва като външна сила от сеизмичното въздействие. Пресечната точка на кривата на вътрешната сила (капацитивната крива) и кривата на външното сеизмично въздействие (*design demand spectrum*) дефинират точката на равновесие между двата вида сили. Пресечните точки P_1 P_2 гарантират дуктилно поведение на конструкцията без да е настъпило разрушение.

В тази точка е извършен анализ на получените резултатите от настоящото изследване на стоманобетонна рамка с и без наличие на пълнежна зидария. За оценка е използван известният метод предложен от Peter Fajfar, а именно N2-method [18]. За целта, получената чрез провеждането на нелинеен статичен анализ крива „сила в основата– преместване във върха” са трансформирани в т.нар. капацитетна крива във вид: спектрално ускорение (S_a) - спектрално преместване (S_d) (*ADSR* формат), а спектърът на реагиране от стандартния си формат: спектрално ускорение (*Sa*) – период (*T*) са трансформирани също в *ADSR* формат (фиг. 6б.). Както се вижда от графиката, кривите: капацитетна крива и спектърът на реагиране пресичат в точка P_1 и P_2 с координата, съответно: $S_{d,1}$=19,3 mm и $S_{d,2}$=8,40 mm. Това спектрално преместване отговаря на действително, съответно: $d_{t,1}$=19,30 mm и $d_{t,2}$=8,40 mm (фиг. 6б.). Прави се заключението, че пълнежната зидария оказва значително влияние на хоризонталната съпротива на стоманобетонната рамка, като влиянието е благоприятно за конструкцията. Тези премествания при рамки с пълнежна зидария са с 230% по-малки от преместванията в рамката без пълнежна зидария.

5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Извършен е нелинеен статичен анализ на рамка с и без отчитане на пълнежна зидария, като анализът е проведен при постоянно вертикално и стъпково нарастващо хоризонтално натоварване. В резултат от анализа са представени кривата „срязваща сила в основата – преместване във върха“ на двете рамки. Оценени са преместванията по N2-method.

Зидарията от една страна увеличава статичната коравината на конструкцията при поемане на хоризонтално натоварвания, а от друга страна и носимоспособността й за хоризонтални сили. След достигане на определено ниво на натоварване с хоризонтални сили започва интензивно образуване на пукнатини, деградация на коравината, а в капацитивната крива се регистрира голям спад, което означава, че конструкцията губи способността си да се съпротивлява на външните хоризонтални товари.

Характерно е линейно поведение в началния етап от натоварване, като началната коравина на рамката със зидария K_0 е по-висока с 20% спрямо началната коравина на самостоятелната рамка $K_{0,f}$. При по-нататъшно натоварване пълнежната зидария значително увеличава коравината и носимоспособността на рамката. След достигане на гранична стойност започва интензивно образуване на пукнатини и деградация на коравината и носимоспособността на зидарията за хоризонтални товари, в резултат на което капацитивната крива на рамката с пълнежна зидария съвпада с този без такава.

Дисипираната сеизмична енергия на самостоятелната рамка е с 23% по-малка спрямо рамката с обрамчена зидария.

Пълнежната зидария оказва значително влияние на хоризонталната съпротива на стоманобетонната рамка, като влиянието е благоприятно за конструкцията.

По отношение на хоризонталните деформации, при рамката с пълнежна зидария се наблюдава 230% по-малки деформации спрямо рамка без зидария.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Tabeshpour, M. R., A. Azad, & A. A. Golafshani, “Seismic Behavior and Retrofit of Infilled Frames,” in Earthquake-Resistant Structures – Design, Assessment and Rehabilitation, Prof. Abbas Moustafa, Ed. 2012, pp. 279–306.
[2] “SAP2000,” 2018. [Online]. Available: http://docs.csiamerica.com/manuals/sap2000/.
[3] БДС EN 1996-1-1, Еврокод 6: Проектиране на зидани конструкции. Част 1-1: Основни правила. Основни правила и правила за сгради. Европейски комитет по стандартизация, 2005.
[4] БДС EN 1996-1-1/NA, Еврокод 6: Проектиране на зидани конструкции. Част 1-1: Основни правила. Основни правила и правила за сгради. Национално приложение (NA). Български институт по стандартизация, 2015.
[5] Кърджиев, В., Изследване поведението на неконструктивни елементи при сеизмични въздействия. София: УАСГ, 2016.
[6] Михалева, Д., Изследвания върху сеизмичното поведение на обрамчени зидарии. Варна: Дисертационен труд, 2011.
[7] БДС EN 1998-1, Еврокод 8: Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия. Част 1: Основни правила, сеизмични въздействия и правила за сгради. Европейски комитет по стандартизация, 2006.
[8] Holmes, M., “Steel Frames With Brickwork and Concrete Infilling,” Proc. Inst. Civ. Eng., vol. 19, no. 6501, pp. 473–478, 1961.
[9] Pauley, T. & M. J. N. Priestley, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York, 1992.
[10] Smith, B. & C. Carter, “A method of analysis for infill frames,” Proc. Inst. Civ. Eng., vol. 44, pp. 31–48, 1969.
[11] Mainstone, R. & A. Weeks, “The Influence of a Bounding Frame on the Racking Stiffnesses and Strengths of Brick Walls,” Proc. 2nd Int. Brick Mason. Conf., pp. 165–171, 1970.

[12] FEMA 306, “Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings, basic pro-cedures manual.” ATC-43, FEMA 306, Applied Technology Council, Calif., 1999.
[13] Abdelkareem, K., F. A. Sayed, M. Ahmed, & N. AL-Mekhlafy, “Equivalent Strut Width for Modeling R.C. infilled Frames,” J. Eng. Sci., vol. 41, no. 3, pp. 851–866, 2013.
[14] Таскова, А., “Сеизмична оценка и усилване на съществуващи сгради със стоманобетонна конструкция,” Дисертационен труд, 2016.
[15] БДС EN 1998-1/NA, Еврокод 8: Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия. Част 1: Основни правила, сеизмични въздействия и правила за сгради. Национално приложение (NA). Български институт по стандартизация, 2012.
[16] Cavaleri, L. & F. Trapani, “Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling,” Soil Dyn. Earthq. Eng., vol. 65, no. November 2017, pp. 224–242, 2014.
[17] БДС EN 1998-3, Еврокод 8: Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия Част 3: Оценка и възстановяване/усилване на сгради. Европейски комитет по стандартизация, 2007.
[18] Fajfar, P. & M. EERI, “A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design,” Earthq. Spectra, vol. 16, no. 3, pp. 573–592, 2000.

ЕФЕКТИВНА КОРАВИНА НА СТОМАНОБЕТОННИ ЕЛЕМЕНТИ ПРИ СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ

Емин Махмуд[1], Емад Абдулахад[2]

EFFECTIVE STIFFNESS OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS IN A SEISMIC ANALYSIS

Emin Mahmud[1], Emad Abdulahad[2]

Abstract:
As in Eurocode 8, a large part of the contemporary regulations stipulates that seismic analysis of reinforced concrete structures of buildings with stiffness of bearing elements should be carried out in the presence of cracks. Where linear analysis is applied, a global bilinear relationship between efforts and deformations is used. The initial branch of the diagram of this relationship displays the elastic stiffness of cracked elements which corresponds to the initiation of yielding of the reinforcement. Eurocode 8 allows, in the absence of a more precise analysis of reinforced concrete elements with crack formation, for the stiffness properties used in the analysis to assume 50% stiffness of the uncracked concrete section. Such assumption does not take into account the real mechanisms of dissipation of seismic energy in different structural elements and systems. The assumption of smaller effective stiffness than that of elements prior to crack formation leads to smaller design stiffness and, respectively, to increase of the own periods of vibration.
This article contains an analysis of the effective stiffness of reinforced concrete elements in a seismic analysis of a multi-storey building.

Keywords:
Effective Stiffness, Seismic Action, Seismic Behaviour, Lateral Displacements, Eurocode 8.

[1] Емин Махмуд , инж., докторант, катедра „Масивни конструкции“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София; *e-mail*: dipl.ing.eminmahmud@gmail.com;
Emin Mahmud, Eng., PhD Student, Department of Reinforced Concrete Structures, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 Hristo Smirnenski Blvd., Sofia 1046, Bulgaria; *e-mail*: dipl.ing.eminmahmud@gmail.com.
[2] Емад Абдулахад, доц. д-р инж., катедра „Масивни конструкции“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София; *e-mail*: georgosing@gmail.com;
Emad Abdulahad, Assoc. Prof. Dr. Eng., Department of Reinforced Concrete Structures, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 Hristo Smirnenski Blvd., Sofia 1046, Bulgaria; *e-mail*: georgosing@gmail.com.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Почти всички видове конструкции в съвременни норми се изследват на земетръс при предпоставката за нелинейното им поведение. Това приемане е основа на допускане на локални повреди и пластифициране в определени зони на конструкцията, където се дисипира сеизмична енергия. Това изисква по принцип физически нелинейно изследване. За да се избегне, обаче, нелинейно изследване на конструкцията при тяхното сеизмично проектиране, капацитетът им да поглъщат енергия главно чрез дуктилно поведение на техните елементи и/или други механизми, се отчита чрез провеждане на еластично решение, базирано на изчислителен спектър на реагиране [1]-[4].

В инженерната практика, спектралният метод за изчисляване на строителните конструкции за сеизмични въздействия намира изключително широко приложение, но от него няма как да се направят ясни изводи за очакваното разрушение при дефинирано количество армировка в стоманобетонните стени. За тази цел следва да се прави по-прецизно изследване, например чрез динамичен нелинеен анализ *(time history analysis)* [2]-[5]. Динамичното нелинейно изследване на конструкциите дава много по-богата информация за действителното им реагиране при земетръс, спрямо останалите методи. При него, освен максималната реакция на конструкцията, може да се установи и изменението на ефектите от сеизмичното въздействие с времето, както и последователността на образуване на пластични стави в съответните ѝ елементи и формирането на механизма на разрушението ѝ [3]. Подобно решение е изключително трудоемко и когато става въпрос за масовото проектиране не е ефективно.

Еврокод 8 [4], [6] изисква даже и за линеен анализ с изчислителен спектър на реагиране в сградите със стоманобетонна конструкция коравината на носещите елементи да бъдат изчислявани, като се вземе предвид наличието на пукнатини. Такава коравина трябва да съответства в момента на провлачане на армировката. Когато не е извършен по-точен анализ на елементите с пукнатини, тогава [4] допуска еластичната коравина на огъване на бетонни елементи да се приеме, че е равна на половината от коравината на ненапуканите елементи. Обаче това приемане не отчита реалните механизми на дисипиране на сеизмична енергия при различни конструктивни елементи и системи.

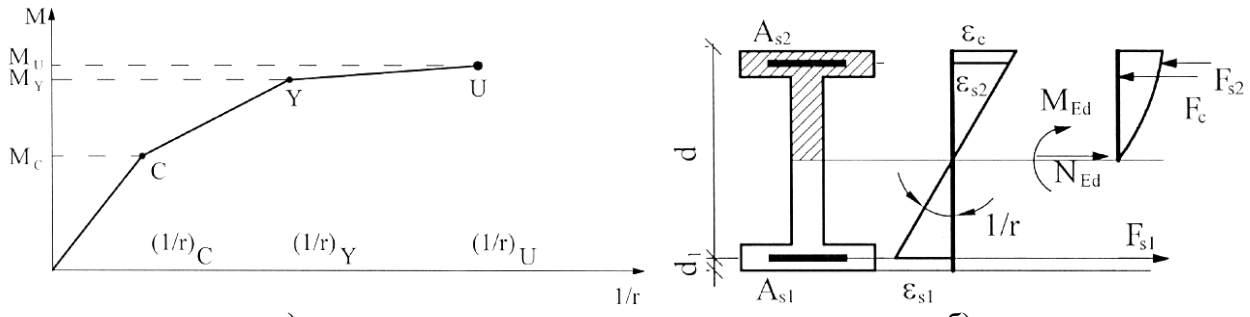
В тази статия е направен анализ за оценка на съотношението на ефективната коравина и коравината на ненапуканото сечение. Извършени са четири линейни еластични анализа на конструкцията чрез спектрален метод с приложение на модален анализ. В модел М1 беше използван първоначалната коравина на елемента, т.е. коравината без отчитане на пукнатини. Използваната коравина при сеизмичен анализ за модел М2 е 50% от коравината на ненапуканото бетонно сечение. Коравината на напуканото сечение в модел М3 е определен съгласно [7]. В модел М4 съотношението на ефективната коравина и коравината на ненапукано сечение е получено на базата на осова сила и количеството надлъжна армировка изчислена за резултатите от модел М2 (вж. табл. 2).

2. ЕФЕКТИВНА КОРАВИНА НА СТОМАНОБЕТОННИ ЕЛЕМЕНТИ

Ефективната коравина на стоманобетонен елементи може да се определя, базирайки се на кривината [8]-[16]:

$$EI_{eff} = \frac{M_y}{1/r}. \tag{1}$$

При постоянна нормална сила графиката на огъващ момент M и кривина $1/r$ е сложна крива, която на практика може да се представи с начупена линия, която не се отклонява съществено от кривата, фиг. 1а). Всяка от правите ѝ отговаря на един от стадиите на работа на стоманобетона [17].



а) б)

Фигура 1. Опростена зависимост (а) и схема към определяне (б) на зависимостта между огъващ момент и кривина [17]

Отсечката *0-C* представя *I-ви* стадий на работа на стоманобетона, като точка *C* отговаря на момента M_{cr} на образуване на пукнатини.

Точка *Y* се характеризира с началото на провличане на опънната армировка, при което деформацията в армировката е $\varepsilon_{cs1} = \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$. Деформациите в бетона се определят от условия на равновесие на силите с отчитане на натисковата армировка. Огъващият моментът M_y се получава от силите F_{s1}, F_{s2} и F_c, фиг. 1б). Кривината *1/r* в което и да е сечение на елемента съгласно [12], [17] е в сила формула (2), в която ε_{s1} и ε_c са съответно деформациите в опънната армировката и бетона, а *d* е полезната височина на сечението.

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_c}{d}. \tag{2}$$

Точка *U* отговаря на изчерпване на носимоспособността, при което деформацията в армировката е достигнала граничната за приетата работна диаграма $\varepsilon_{s1}=\varepsilon_{ud}=25‰$, или деформацията в бетона е $\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$.

Съгласно Priestley и др. [13], [15] кривината на елемент при провлачане на армировката може да се приеме като функция на геометричните характеристики на елементите. За стоманобетонни стени с правоъгълно напречно сечение, кривината се определя по форм. (3). Тази кривина съответства на кривината в момента на провлачане на опънната и на натисковата армировка, т.е. на случай на нецентричен натиск с голям ексцентрицитет [18].

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{l_w}. \tag{3}$$

където: l_w е дължината на стена.

В голяма част от нормативните актове, ефективната коравина EI_e на стоманобетонни елементи се получа от форм. 4, при което коравината на ненапукано сечение без отчитане на надлъжната армировка E_cI_g се умножава с редуциращ коефициент α_f [11]:

$$EI_e = \alpha_f E_c I_g. \tag{4}$$

Когато кривината на елемента е известна, тогава редуциращият коефициент може по-точно да се определи от:

$$\alpha_f = \frac{M_y}{1/r}\frac{1}{E_c.I_g}. \tag{5}$$

В [14] е представен преглед на кодове, стандарти и изследователски статии за стойностите на редуциращия коефициент α_f. В таблица 1 са обобщени стойностите на редуциращия коефициент за определяне на ефективната коравина на огъване при моделиране на напукани и ненапукани стоманобетонни стени. За разлика от Еврокод 8 [4], [6], редуциращият коефициент α_f в [7], [13], [19]-[26] зависи от вида на конструктивния елемент.

Таблица 1. Стойности на α_f за редуциране на коравината на огъване при моделиране на напукани и ненапукани стоманобетонни стени

	α_f	
	ненапукани	напукани
ACI 318-11 [19]	0,70	0,35
ACI 318-14 [20]	n/a	0,35
CSA A23.3-14 [21]	0,70	0,35
Eurocode 1998 [4], [6]	0,50	0,50
FEMA 356 [22]	0,80	0,50
ASCE 41-13 [23]	n/a	0,50
LATBSDC [24]	n/a	0,75
Priestly и др. [13]	n/a	0,20÷0,30
NZS 3101 [25]	n/a	0,32÷0,70
TS 500-2000 [26]	n/a	0,40÷0,80
Paulay и Priestley [7]	вж. форм. 6	

Редуциращият коефициент в TS 500-2000 [26] зависи от големината на нормализираната осова сила. Тя е 0,40 когато $P_u/(A_g.f_c')<0,10$ и 0,80 когато $P_u/(A_g.f_c')>0,10$, а за междинните стойности се извършва интерполация.

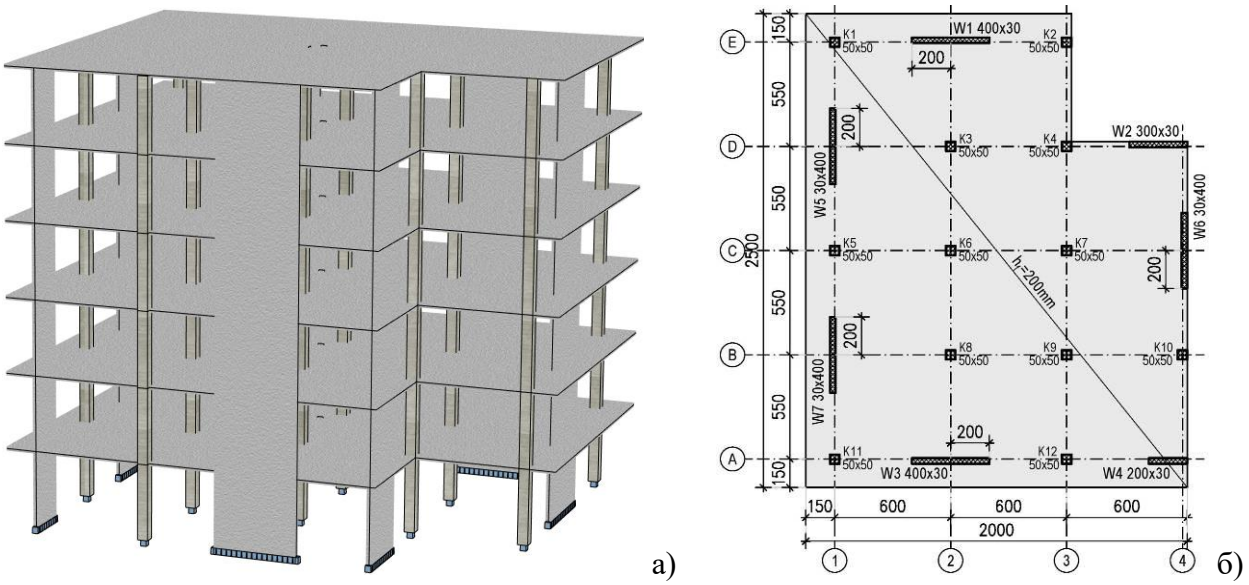
Paulay и Priestley [7] определят ефективна коравина в зависимост от вида на конструктивния елемент и големината на нормализираната осова сила. Ефективната коравина на стоманобетонна стена подложена предимно на огъване, съгласно [7] е:

$$EI_e = E.\left(\frac{100}{f_y} + \frac{P_u}{f'_c A_g}\right).I_g . \qquad (6)$$

където: f_y е граница на провлачане на армировката, в MPa; P_u – нормалната сила, в N; f'_c – якост на натиск на бетона, в MPa и A_g – площта на напречното бетонно сечение, в mm^2.

3. ДИНАМИЧЕН АНАЛИЗ НА СГРАДА СЪС СТЕННА КОНСТРУКЦИЯ

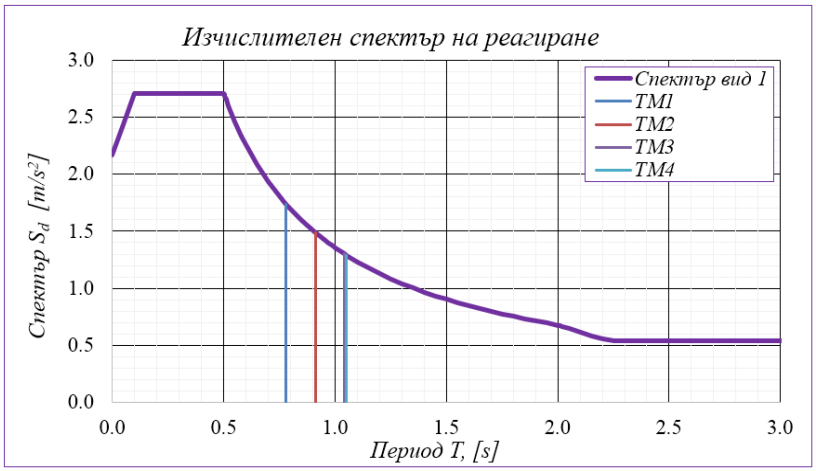
Разгледана е офис сграда с едно сутеренно ниво и шест надземни етажа, фиг. 2а). Носещата конструкция на сградата е монолитна стоманобетонна с безгредови плочи. Конструктивната височина е 3,50m. Размерите на напречното сечение на конструктивните елементи са: колони 500/500mm, дебелина на етажните плочи 200mm, дължина на стените 4,00m, 3,00m и 2,00m и дебелина 300mm (вж. фиг. 2 и табл. 2). Плочите стъпват и предават товарите върху стоманобетонни колони и стени. Вертикалните натоварвания се поемат със стоманобетонни колони и стени. Хоризонталните сеизмични въздействия се поемат само със стоманобетонни стени. Колоните не са включени при поемането на сеизмичните въздействия.



Фигура 2. Офисна сграда – 3D модел (а) и разпределение на типов етаж (б)

3.1. Основни въздействия върху конструкцията

Натоварванията и въздействията върху конструкцията са взети съгласно [4], [27]. Постоянното натоварване от архитектурна настилка, инсталации, окачен таван и други е g_k=2 kN/m^2. Натоварването от леки преградни стени е 0,80 kN/m^2. Експлоатационното натоварване е q_k=3 kN/m^2 (за сграда от категория В).



Фигура 3. Изчислителен спектър на реагиране за земна основа тип С
и първите периоди от изследваните модели

В сеизмично отношение сградата е осигурена за сеизмична зона София, с референтно максимално ускорение на земната основа a_{gR}=0,23, коефициент на значимост γ_I=1,20 и коефициент на поведение q=3,00. За сеизмичното изследване на конструкцията на сграда е използван *Response Spectrum Analysis* и спектър на реагиране вид 1, съгласно [4]. На фиг. 3 е илюстриран изчислителният спектър на реагиране.

3.2. Динамични модели

За цялостния динамичен анализ на носещата конструкция е използван тримерен модел по метода на крайните елементи (3D FEM) с програма *Autodesk Robot Structural Analysis Professional®* [28].

Проведени са сеизмични изследвания на конструкцията, като са направени четири линейно-еластични динамични модела (М1, М2, М3 и М4) на сградата на база спектрален

метод. Четирите модела се различават по големината на коефициента α_f, редуциращ еластичната коравина на стените в критичната зона. Коравините на останалите конструктивни елементи – плочи, колони и стени извън критичната зона, не са редуцирани.

3.2.1. Модел 1 – M1

Първият модел M1 разглежда поведението на конструкцията като еластична. В този модел M1 коравината на всички стоманобетонни стените се приема равна на коравината на ненапуканите елементи E_cI_g, т.е. редуциращият коефициент α_f =1,00.

3.2.2. Модел 2 – M2

В модел M2 коравината на всички стоманобетонни стените EI_e в критичната зона се приема 50% от коравината на ненапуканите елементи E_cI_g, съгласно т. 4.3.1 (7) от [4], т.е. редуциращият коефициент α_f =0,50. На базата на получените резултати от този модел са оразмерени стоманобетонните стени, табл.2. Вложената армировка се използва за определяне на ефективната коравина, с което са моделирани стените в модел M4.

Таблица 2. Размери на стените и вложената вертикална армировка

	Геометрични размери			Вертикална армировка	
Стена	l_w, cm	b_w, cm	l_c, cm	Крайна зона	Стебло
W1	400	30	90	2x18Ø25	Ø8/100
W2	300	30	60	2x12Ø18	Ø8/100
W3	400	30	90	2x18Ø25	Ø8/100
W4	200	30	50	2x6Ø18	Ø8/200
W5	400	30	90	2x18Ø16	Ø8/100
W6	400	30	90	2x18Ø25	Ø8/100
W7	400	30	90	2x18Ø16	Ø8/100

3.2.3. Модел 3 – M3

В модел M3 коравината на стоманобетонните елементи EI_e се изчислява съгласно Paulay и Priestley [7] по форм. 6. В този случай съотношението между ефективната и началната коравина на стоманобетонните елементи, главно зависи от нормалната сила. Редуциращият коефициент α_f варира от 0,28 до 0,30.

3.2.4. Модел 4 – M4

В четвъртия модел M4 коравината на стоманобетонните елементи EI_e се приема въз основа на изследване с отчитане на пукнатините в елементите с програма *GaLa Reinforcement*® [29]. Коравината на стените в критичната зона съответства на началото на провлачане на армировката, съгласно т. 4.3.1 (6) от [4]. Ефективната коравина е определена в зависимост от количеството армировка от оразмеряването на стените за резултатите от модел M2. Съотношението между ефективната и началната коравина на стоманобетонните елементи, т.е. редуциращият коефициент α_f, зависи от коефициента на армиране ρ_l и изчислителната нормализира осова сила v_d и има стойности от 0,21 до 0,35.

Определените стойности на редуциращият коефициент α_f са близки до препоръчителните стойности на [19]-[21] и [13]. Където според [19]-[21], коравината на напуканите стени трябва да се приема като $0,35.E_cI_g$, докато съгласно [13] коравината на напуканите стени трябва да бъде избрана от $0,20.E_cI_g$ до $0,30.E_cI_g$, в зависимост от големината на нормалната сила.

4. АНАЛИЗ НА РЕЗУЛТАТИТЕ

Извършените динамични анализи на разглежданата сграда с различна коравини на стените в критичната зона, изследвани в модели M1, M2, M3 и M4, дава различни

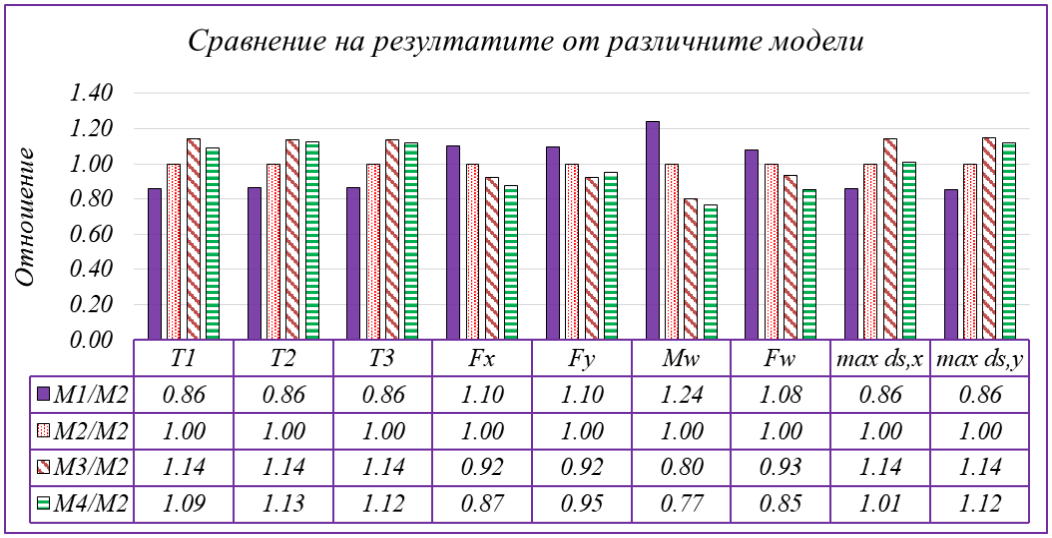
стойности на периодите на конструкцията T_i, големината на срязващата сила в основата за всяка посока на сеизмичното въздействие F_x и F_y, огъващи моменти M_{wi} и срязващи сили в стените F_{wi}, максималните премествания при върха $d_{s,x}$ и $d_{s,y}$ както и коефициентите на чувствителност за междуетажни премествания θ_x и θ_y. В таблица 3 е извършено сравнение на резултатите от четирите модела.

Таблица 3. Резултати от модели M1, M2, M3 и M4 и техните отношения.

	Модел M1	*Модел M2*	*Модел M3*	*Модел M4*	$\frac{M1}{M2}$	$\frac{M3}{M2}$	$\frac{M4}{M2}$
T_1, s	0.78	0.91	1.04	0.99	0.86	1.14	1.09
T_2, s	0.75	0.87	0.99	0.98	0.86	1.14	1.13
T_3, s	0.50	0.58	0.66	0.65	0.86	1.14	1.12
F_X, kN	4387.5	3994.8	3678.1	3494.8	1.10	0.92	0.87
F_Y, kN	3461.9	3156.9	2917.7	2999.5	1.10	0.92	0.95
M_{W1}, kN.m	20233.6	16275.2	12914.3	14012.1	1.24	0.79	0.86
M_{W2}, kN.m	7925.8	6398.7	5115.4	4380.5	1.24	0.80	0.68
M_{W3}, kN.m	20403.0	16367.3	12941.3	14140.7	1.25	0.79	0.86
M_{W4}, kN.m	2912.6	2385.3	1934.5	1285.4	1.22	0.81	0.54
M_{W5}, kN.m	11406.2	9235.7	7388.0	6996.4	1.24	0.80	0.76
M_{W6}, kN.m	17613.1	14215.7	11355.9	12824.9	1.24	0.80	0.90
M_{W7}, kN.m	11411.5	9239.1	7390	6999.4	1.24	0.80	0.76
F_{W1}, kN	1670.1	1491.5	1357	1414.8	1.12	0.91	0.95
F_{W2}, kN	759.4	725.0	688.5	515.8	1.05	0.95	0.71
F_{W3}, kN	1637.4	1443.5	1299.8	1377.7	1.13	0.90	0.95
F_{W4}, kN	320.6	334.8	332.8	186.5	0.96	0.99	0.56
F_{W5}, kN	965.6	884.3	818.9	774.5	1.09	0.93	0.88
F_{W6}, kN	1530.1	1389.6	1281.9	1451.5	1.10	0.92	1.04
F_{W7}, kN	966.3	883.0	816.9	773.5	1.09	0.93	0.88
max $d_{s,x}$, mm	156	182	208	184.0	0.86	1.14	1.01
max $d_{s,y}$, mm	130	152	174	170.0	0.86	1.14	1.12
max θ_x	0.039	0.052	0.064	0.058	0.76	1.23	1.13
max θ_y	0.031	0.039	0.049	0.050	0.79	1.25	1.27

По отношение на периодите може да се направи оценка, че моделът M1 е най-корав, при което се получават по-големи спектрални ускорения и сеизмични сили спрямо останалите модели (фиг. 3). Поради различното редуциране на коравините на стените в критичната зона, първата форма на модел M4, където коравините на стените в критичната зона са намалени с редуциращият коефициент α_f от 0,21 до 0,35, не се наблюдава чиста транслация, спрямо останалите модели.

По отношение на срязващите сили в основата и усилията в стени се наблюдава значително им намалява при редуцирането на коравините на стените. Огъващите моменти при модел M2 средно са с 33% по-големи спрямо модел M4 и с 20% спрямо модел M3. В модел M1 периодите, хоризонталните преместванията и коефициентите на чувствителност за междуетажни премествания са най-малки, но усилията най-големи. Количеството на армировъчната стомана на стените оразмерени за усилията от модел M1 са с между 36% и 52% по-големи спрямо оразмерените за усилия от модел M2.



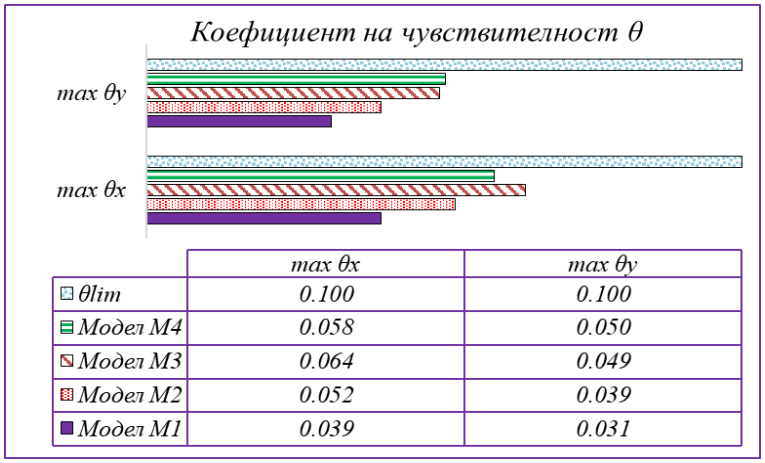
	T1	T2	T3	Fx	Fy	Mw	Fw	max ds,x	max ds,y
M1/M2	0.86	0.86	0.86	1.10	1.10	1.24	1.08	0.86	0.86
M2/M2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
M3/M2	1.14	1.14	1.14	0.92	0.92	0.80	0.93	1.14	1.14
M4/M2	1.09	1.13	1.12	0.87	0.95	0.77	0.85	1.01	1.12

Фигура 4. Сравнение на резултатите от модели М1, М3 и М4 спрямо модел М2

Вследствие на различните коравини се получават различни хоризонтални и междуетажни премествания при сеизмични въздействия. Хоризонталните премествания, показани на фигура 6, са определени за гранично състояние за ограничаване на повредите съгласно [4] чрез следния израз:

$$d_{s,i} = q_d d_{e,i} \,. \tag{7}$$

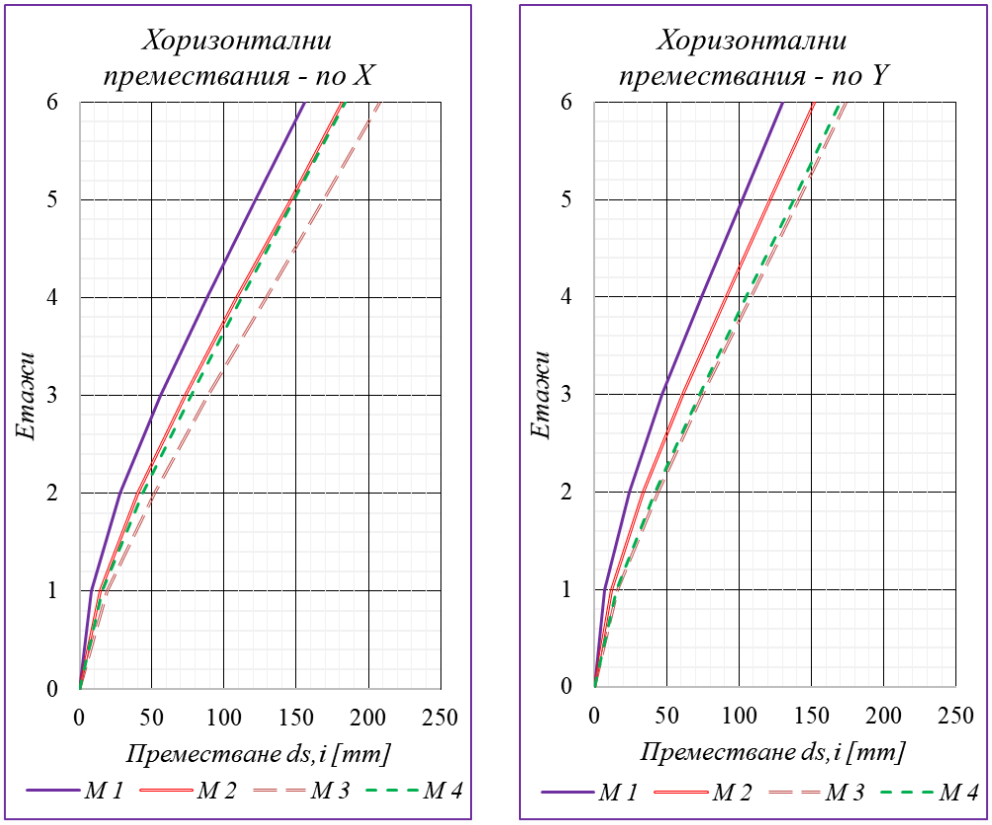
където: q_d е коефициентът на поведението за преместване, приет равен на коефициент на поведение $q=3,00$ и $d_{e,i}$ е хоризонтално преместване на горния край на етаж i, определен чрез линеен анализ с изчислителния спектър на реагиране.



	max θx	max θy
θlim	0.100	0.100
Модел М4	0.058	0.050
Модел М3	0.064	0.049
Модел М2	0.052	0.039
Модел М1	0.039	0.031

Фигура 5. Сравнение на коефициента на чувствителност за междуетажни премествания

При четирите модела ефектите от втори ред (P-Δ ефекти) може да не се отчитат, съгласно [4], тъй като коефициентите на чувствителност θx и θy са по-малко от $\theta_{lim}=0,10$, (фиг. 5). Тези коефициенти са най-големи при модели М3 и М4, където коравината на напуканото сечение на стена в критичната зона е прието съответно 28%÷30% и 21%÷35% от ненапуканото сечение.



Фигура 5. Хоризонтални премествания по X и по Y

5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Коравина на стоманобетонните стени оказват съществено влияние върху резултатите от анализа. Разумно е конструкторът да извършва анализи при различни приети стойности на редуциращият коефициент, включително и когато този коефициент се изчислява в момента на провлачане на армировката.

Както е показано в таблица 1, различните кодове и стандарти дефинират различни стойности на коефициент α_f, с което да се редуцира коравината на стоманобетонните елементите, за да се отчетат наличието на пукнатини в тях. За разлика от Еврокод 8 [4], [6], редуциращият коефициент α_f в [7], [13], [19]-[26] зависи от вида на конструктивния елемент.

Редуцирането на коравината в критичната зона може да се прави докато междуетажните премествания продължават да са равни или по-малки от граничните и са уточнени реалните коравини при елементи с пукнатини.

Приемането на еластичната коравина на огъване на бетонни елементи като 50% от коравината на ненапуканите елементи, както допуска [4], не отчита реалните механизми на разсейване на сеизмична енергия при различни конструктивни елементи и системи. Следва да се търсят допълнителни условия, въз основана които да се установят по-ясни граници при отчитане на пукнатини в стоманобетонните елементи и да се дефинират различни стойности на коефициента α_f за видовете конструктивни елементи и системи.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Милев, Й., Сеизмично проектиране на стоманобетонни конструкции. Част първа: Практическо ръководство. София: КИИП, 2012.

[2] Сотиров, П., Н. Игнатиев, Д. Михалева, & И. Павлов, Практическо ръководство с решени примери по прилагането на ЕВРОКОД 8-1 - Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия (Нови сгради). София: КИИП, 2012.
[3] Ганчева, Р., Проектиране на стоманобетонни конструкции за сеизмични въздействия, Трето прер. София: УАСГ, 2013.
[4] БДС EN 1998-1, Еврокод 8: Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия. Част 1: Основни правила, сеизмични въздействия и правила за сгради. Европейски комитет по стандартизация, 2006.
[5] Богданов, Н. & Н. Баракова, “Анализ при изчисляване на стенна стоманобетонна конструкция със и без отчитане на общата дуктилност на сградата,” Годишник на Университета по архитектура, строителство и геодезия – София, vol. 51, no. 3, pp. 37–47, 2018.
[6] БДС EN 1998-3, Еврокод 8: Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия Част 3: Оценка и възстановяване/усилване на сгради. Европейски комитет по стандартизация, 2007.
[7] Paulay, T. & M. Priestley, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992.
[8] Pique, J. R. & M. Burgos, “Effective Rigidity Of Reinforced Concrete Elements In Seismic Analysis and Design,” 14th World Conf. Earthq. Eng., 2008.
[9] Ibrahim, A. M., “Linear And Nonlinear Flexural Stiffness Models For Concrete Walls In High-rise Building,” Thesis, 2000.
[10] Vidović, D., D. Grandić, & P. Šćulac, “Effective Stiffness for Structural Analysis of Buildings in Earthquake,” 4Th Int. Conf. Civ. Eng. - Sci. Pract., pp. 811–818, 2012.
[11] Tang, T. & R. Su, “Shear and Flexural Stiffnesses of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Cyclic Loading,” Open Constr. Build. Technol. J., vol. 8, pp. 104–121, 2014.
[12] CEB-FIP, “CEB-FIP Model Code 1990.” Comite Euro-International du Beton, Lausanne, 1993.
[13] Priestley, M., G. M. Calvi, & M. J. Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures. Pavia Italy, 2007.
[14] Wong, J.-M. & C. Ergin, “Effective Stiffness for Modeling Reinforced Concrete Structures,” Struct. Anal., pp. 18–21, 2016.
[15] Priestley, M. J. N., Myths and Fallacies in Earthquake Engineering. Pavia Italy: Revisited The Ninth Mallet Milne Lecture, 2003.
[16] БДС EN 1992-1-1, Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 1-1: Общи правила и правила за сгради. Европейски комитет по стандартизация, 2005.
[17] Иванчев, И., “Изследване на стройни стоманобетонни натиснати елементи.” pp. 1–33, 2013.
[18] Велинов, К., Н. Ангелов, & А. Георгиев, БДС EN 1992-1-1: Указания. София: Дайрект Сървисиз, 2014.
[19] ACI 318-11, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary,” American Concrete Institute, 2011.
[20] ACI 318-14, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14). Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14).,” American Concrete Institute, 2014.
[21] CSA A23.3-14, Design of concrete structures. Canadian Concrete Code Added, 2014.
[22] FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency, 2000.
[23] ASCE 41-13, “American Society of Civil Engineers. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings.” 2013.

[24] Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, “An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings in the Los Angele Region,” 2008 Altern. Des. Criteria, 2008.
[25] NZS 3101, New Zealand Standard NZS 3101.Part 2. 2.2006 Code of practice for the design of concrete structures. Wellington, New Zealand: New Zealand Standards Association.
[26] TS 500, Betonarme Yapilarin Tasarim Ve Yapim Kurallari. Ankara: Türk standardlari enstitüsü, 2000.
[27] БДС EN 1991-1-1, Еврокод 1: Въздействия върху строителните конструкции. Част 1-1: Основни въздействия. Плътности, собствени тегла и полезни натоварвания в сгради. Европейски комитет по стандартизация, 2004.
[28] “Autodesk Robot Structural Analysis Professional,” 2018. [Online]. Available: http://help.autodesk.com/view/RSAPRO/2018/ENU/.
[29] “GaLa Reinforcement.” [Online]. Available: http://www.alashki.com/software.htm

ПРЕДПРИЯТИЯ ЗА СЪХРАНЕНИЕ И ПРЕРАБОТКА НА ЗЪРНО ЗА ФУРАЖ

Борислава Манчева-Велкова[1]

ENTERPRISES FOR THE STORAGE AND PROCESSING OF GRAIN FOR FEED

Borislava Mancheva-Velkova[1]

Abstract:
Forage factories are structural units of livestock farms. At this stage, small and medium-sized enterprises are looking for a form of co-operation or construction of their own forage storage. This is a consequence of high feed and transportation costs. The old fodder factories offer a poor assortment and are built with high capacity for which their renovation or structural conversion is necessary. Small feed kitchens with a wider assortment of production can also be designed for these factories. The same enterprises can also be used as auxiliary for complexes of small livestock farms and livestock farms for different animal species. Fodder kitchens can also be an element of the animal feed sector in the farms for animals.

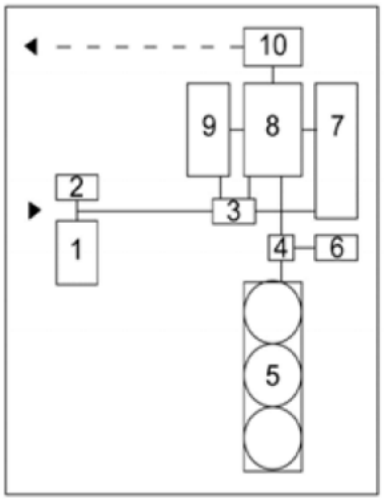
Keywords:
Silo Farm, Silo for Forage, Fodder Workshop.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

В днешно време зърното е една от най-масовите хранителни суровини. Това се дължи не само на полезните му съставки, но и на възможността да се съхранява дълго време с минимални разходи. България е промишлено аграрна страна, в която селското стопанство е един от основните и отрасли, тя се нарежда сред големите световни производители на зърнени култури, слънчоглед и други. Зърното се съхранява в силози, плоски складове, кошове и други. Съоръженията се класифицират според обемно-пространственото им решение, като хоризонтални (едноетажни), етажни (многоетажни) и силози. Също така се делят и според материала при изпълнение на конструкцията: дървени (царевични кошове), стоманобетонни (едноетажни и многоетажни складове) и метални (едноетажни хангари и силози). А според начина на изпълнение биват монолитни и сглобяеми. В България най-често се използват едноетажни хамбари и силози, след предварителна преработка на зърното чрез изсушаване.

[1] Борислава Манчева-Велкова, доцент, д-р арх., катедра „Градоустройство, теория и история на архитектурата“, Архитектурен факултет, ВСУ „Любен Каравелов“, гр. София, ул. „Суходолска“ №175, *e-mail*: bobimancheva@abv.bg;
Borislava Mancheva-Velkova, Assoc. Prof., PhD, Architect, Department of Urban Planning, Theory and History of Architecture, Faculty of Architecture, University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „Lyuben Karavelov“, 175, Suhodolska Str., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: bobimancheva@abv.bg.

Зърнобазите са малки и средни предприятия за съхранение на зърнени храни, в които става първична обработка и съхранение на зърно. [2] Локализират се главно към суровинните райони, в близост до животновъдни комплекси и до експортни комуникации, като се има в предвид съкращаването на транспортните разтояния.



ЛЕГЕНДА
1- Административно-битова сграда:
- фирмен магазин
- канцеларии
- битови помещения за мъже и жени
- помещения за хранене и почивка
2 - КПП с кантар
3 - Приемно с авторазтоварище
4 - Елеватор
5- Силози
6 - Зърносушилни, зърноочистване
7 - Смилане на зърното, склад за хранителни добавки и амбалаж
8 - Производствен блок /цех за фуражни смески/
9 - Склад за фуражни смески в насипно състояние
10 - Склад за готова продукция

Фигура 1. Функционална схема на складова база за зърно и фуражни смески

Основното застрояване в зърнобазите представлява складовото и силозно стопанство, които са оразмерени според капацитета на зърнопроизводителния район и възможността за експедиране на зърното в определен период към съответните консуматори – мелници, фуражни предприятия и зърнопреработвателни комбинати. Сградите на основното застрояване на площадките за фураж са обикновено стоманени и стоманобетонни силози, оборудвани със съответните приемни устройства, зърносушилни и зърночистачни машини. Към тях се добавят мелничните сгради и силоза за готова продукция. Силозите могат да съхраняват зърно в различни периоди от време, като за целта технологичния процес изисква то да бъде прехвърлено в различни силозни батерии, което води до използването на съответен транспорт (ленти, редлери и елеватори).

Допълващото застрояване във фуражните предприятия включва сгради за обществено обслужване и складове, които се ситуират съобразно подхода на работещите в базата и с удобна функционална връзка към основното застрояване.

Процесът на производство във фуражните предприятия е във вертикална посока, което изисква многоетажни обеми на съхранение и производство. (фиг. 2)

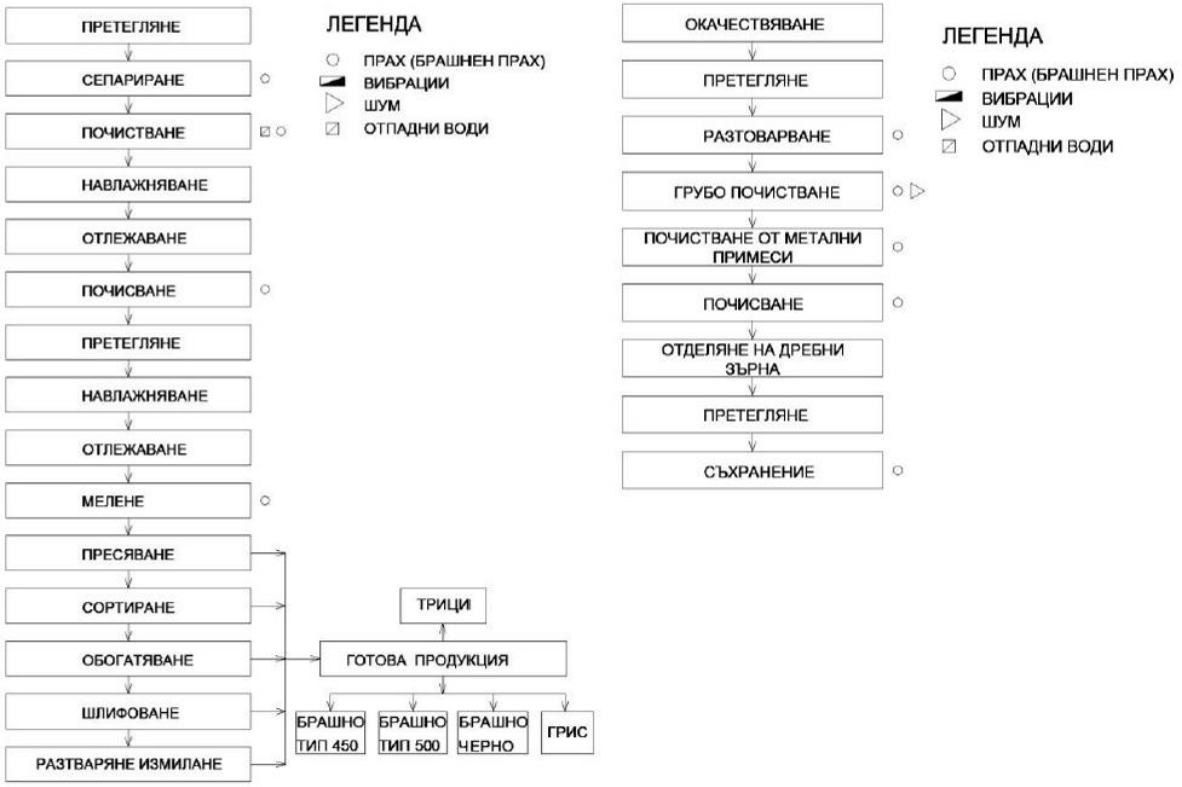
2. СИЛОЗНИ СТОПАНСТВА

Силозите биват свободно стоящи кули или вградени в цяластен блок батерии. Те се развиват във височина и имат напречно сечение на кръг, квадрат или правоъгълник. Биват ниски – с височина до 6 m. и оптимална вместимост 5000 t и високи – до 30 m с капацитет над 30000t. Изпълняват се най-често от метал (черна или алуминиева ламарина, а за подсилване на стените се използва профилирана ламарина) и от стоманобетон.

За зареждането на силоза се използва елеватор. Обикновено се изпразват гравитачно, поради което дъното е конусовидно или хоризонтално с наклон, позволяващ зърното да се стича към центъра, където се поставят изземващите механизми. Изваждането става чрез шибър към изпразващия шнек, монтиран в канал или към редлер, намиращ се в тунел под силоза. [2]

При тези складове често се създава интензивна механична вентилация. При това за подсушаване на зърното може да се прибегне и до използване на агрегати за загряване на въздуха. Във всички случаи за изхвърлянето на влажния въздух се оставят специални

отвори. Най-често те се поставят в билната част на покрива. Складовете с голяма вместимост се поставят винаги върху терена с повдигане на 40 - 50 cm при хоризонтален под или вкопани в терена - при наклонен. И при двете решения подът е от бетонна настилка или стоманобетонна плоча, върху които се прави гладка циментова замазка. [11]



Фигура 2. Функционални схеми на производствата и вредностите от зърнопреработката и зърносъхранението [2][3]

Стоманените силози са обикновено суровинна складова база към фуражните предприятия и се изграждат върху армирана стоманобетонна основа, създаваща надежност при експлоатацията им с оглед решението им с плоски дъна. В разрез дъната се оборудват с изземващи транспортьори – отвеждащи зърното към елеватор.

Големият стоманен силоз на зърнобаза ЕТ „ПРИЗ“- Борислав Горанов, гр. Кнежа е с вместимост 3000 t. (Фиг. 3) Съотношението „височина-диаметър“ - H/D=1 е прието по конструктивни съображения (на база въздействия и очаквани усилия), като височината H=19,05m.

Фигура 3. Поглед към стоманен силоз на зърнобаза ЕТ „ПРИЗ“- Борислав Горанов, гр. Кнежа, обл. Плевен

Корпусът на съоръжението е конструиран от „ЛТ-подобни“, свързани листове и вертикални укрепващи шини. На височина 2-3m, измерена от дъното, листовете са с дебелина 7 mm, докато към върха - дебелината на листовете намалява до 0,9 mm. Това решение е продиктувано от стойностите на наляганията, които съхраняваният продукт (зърно) упражнява върху стената на силоза. При дъното и фундаментът (пръстеновиден) е оформена фуга запълнена със стиропор с височина на листа 20 cm. Фундаментът е висок (над терена). Предстои изграждането на нови подобни съоръжения.

Складовата сграда, изпълнена с дъговидна ламарина на фирма ЕТ „ПРИЗ“- Борислав Горанов, гр. Кнежа, обл. Плевен, се използва като гараж за селскостопански машини и също така за съхранение на зърно. (Фиг. 4) Тя представлява правоъгълно хале с размери в план 14/32 m (широчина/дължина).

Фигура 4. Складова сграда на ЕТ „ПРИЗ“- Борислав Горанов, гр. Кнежа, обл. Плевен

Входът е голям портал с врати, а задният край е с прозорци за вентилиране. Пространството е неотопляемо. Фундирането е решено с ивични фундаменти.

Предимства на сградата:

- липса на всякакви: скоби, колони и ферми (дизайнът е изцяло самоносеща конструкция, което дава възможност за оптимално използване на обема на сградата и минимизиране на разходите);
- липсата на каквито и да било допълнителни крепежни елементи (болтове и/или нитове), довеждат до липсата на корозия;
- монтажът с автокран намалява сроковете за изпълнение на конструкцията.

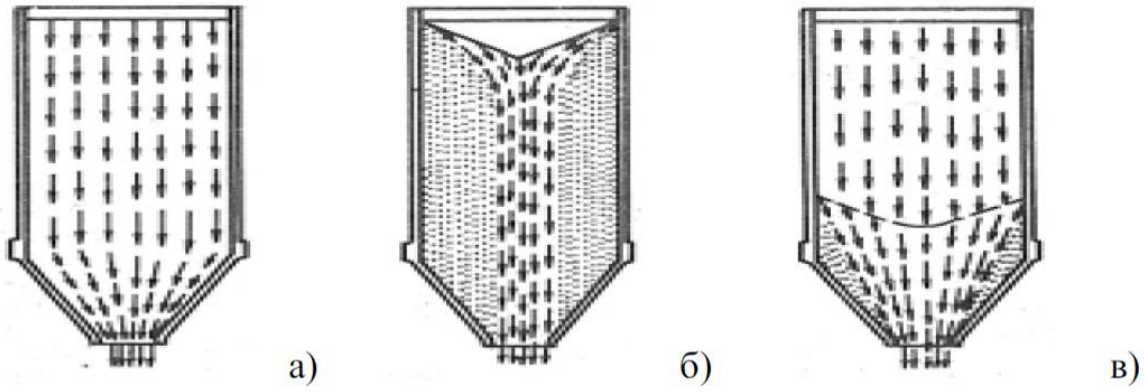
Стоманобетонни силози

Стоманобетонните силози могат да се изпълнят монолитно или сглобяемо, от обикновен или предварително напрегнат стоманобетон. Начинът на изграждане зависи от наличните технологии.

Формата на силозните клетки, разположението им в план и техният брой, зависят от: характера на технологичния процес, условията на натоварване и разтоварване, вида на съхранявания материал, температурните и почвени условия, технико-икономически съображения и др. [12]

В България най-често срещаните стоманобетонни силози са с диаметър от 5 до 7 m, височина от 20 до 40 m. и ъгъл на наклона на дъното от 36º до 45º, т.е. по-голям от ъгъла на триене на зърното.

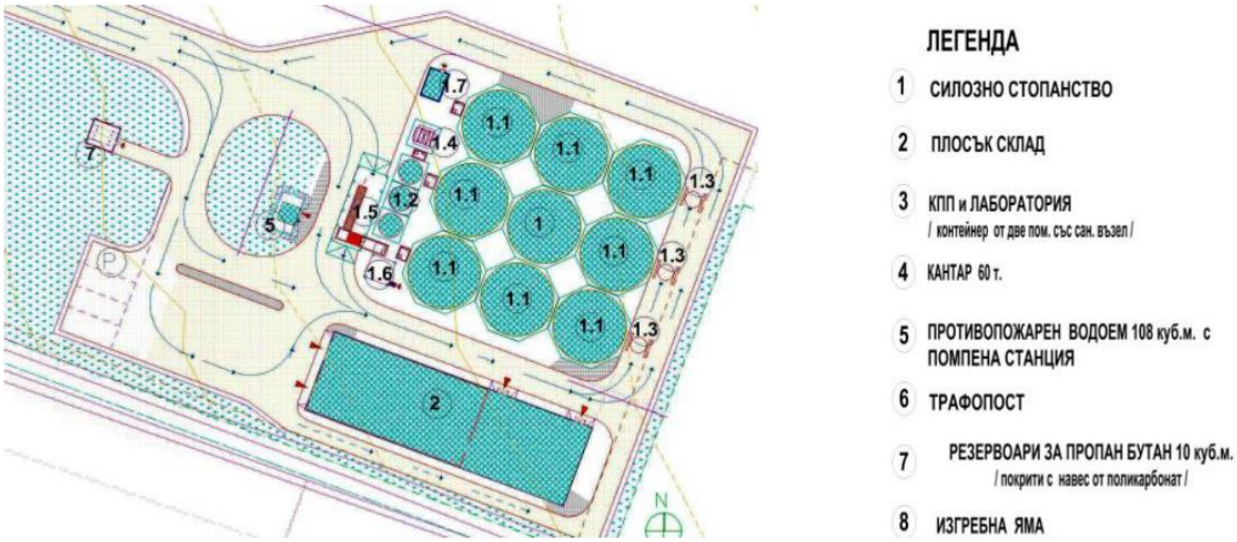
При отваряне на долната част на стоманобетонните силози целият материал започва да се стича по гравитация надолу. При това движение се увеличава натиска върху стените на съоръженията. (фиг. 5)



Фигура 5. Основни форми на изтичане:
а) масово изтичане; б) тръбовидно изтичане; в) смесено изтичане. [12]

За да се постигне желана форма на изтичане на материала се поставя „антидинамична тръба“ с отвори по вертикала, за да не се получи сводов ефект от съхранявания продукт.

Най-често площадките на зърнобазите са с площ от 2 до 8 хектара. Приемните устройства представляват специални бункери, през които зърнот се подава на елеваторна кула за захранване на силозните батерии. Сгради на допълващото застрояване в зърнобазата са: обществено обслужващи и складови сгради, които следва да се ситуират съобразно подхода на работещите в базата и с удобна функционална връзка към основното застрояване.

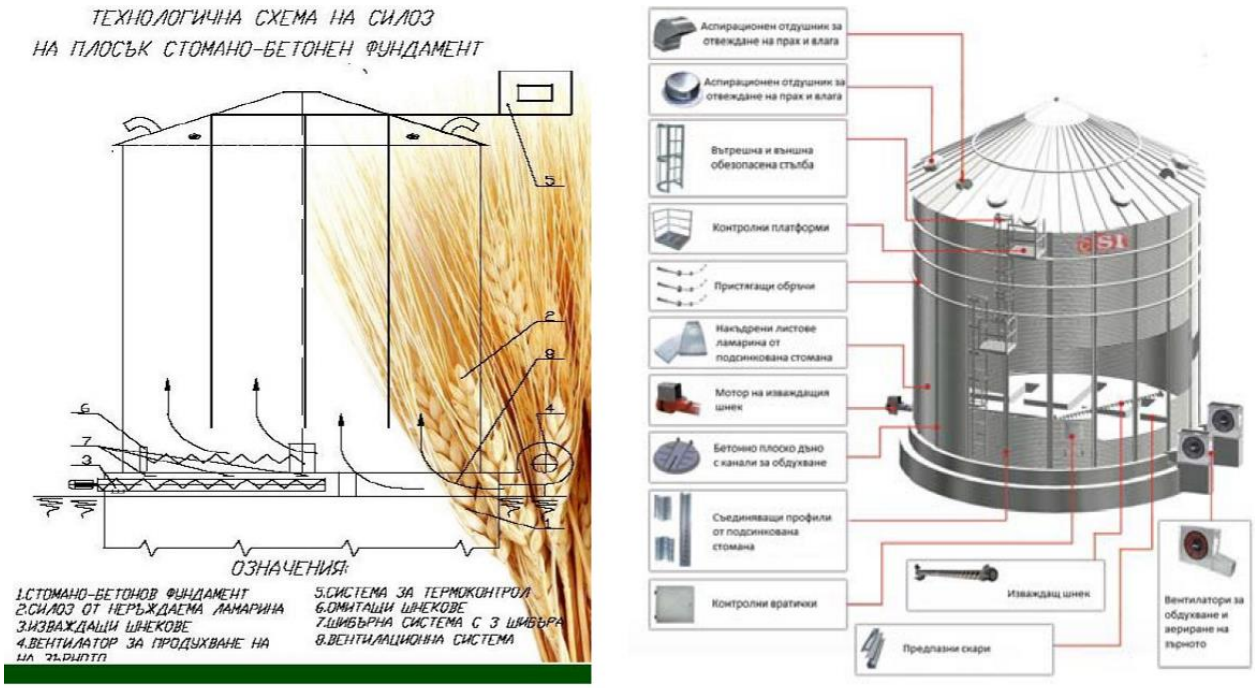


Фигура 6. Генплан на силозно стопанство за зърно храни в с. Ковачевица, общ.Лом проект на фирма „Агропромпроект“ с площ на поземления имот – 30945 m ^{2}. За автотранспорта са осигурени необходимите радиуси и криви. [2]

Фигура 7. Предприятие за белтъчно-биоконцентратни смески (ББС). В годините на централизация на селското стопанство бяха изградени фуражни предприятия за ББС, проектирани от фирма „Агропромпроект“. 1. вход; 2. администрация; 3. паркинг; 4. автокантар; 5. авторазтоварище; 6. производствен корпус; 7.силоз готова продукция; 10. котелна централа; 11. трафопост 12., 13. склад РМЦ; 16., 17. приемни силузи; 18. сушилня за зърно; 20. ж.п. разтоварище; 25. Дезинфекционна вана.

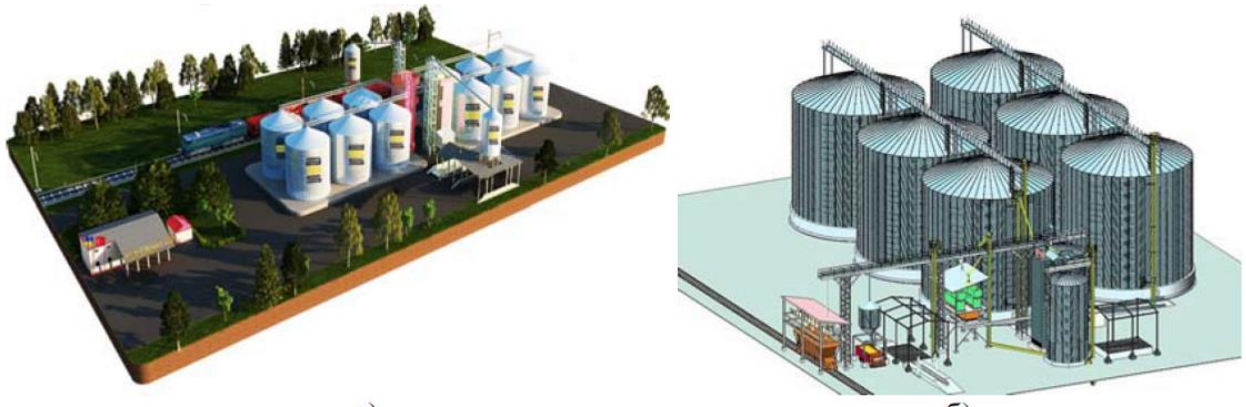
Стоманени силози

Правят се за по-големи количества зърно. Силозите са изработени от вълнообразни листове горещо поцинкована ламарина, огъната дъгообразно. Страничното укрепване е с поцинковани колонки. Връзките на листовете помежду им и с колонките е болтова. Покривът е от профилирани трапецовидни ламаринени листове, а подът – от бетон. Във фундамента се изпълняват канали за вентилация на зърното.



Фугура 8. Технологична схема на метален силоз с плоско дъно и инсталациите към него

Приемните устройства представляват специални бункери, през които зърното се подава на елеватоорна кула за захранване на силозните батерии. (фиг. 9) Обикновено оразмеряването на силозните клетки става на база на обемното тегло на зърното, което е 0,7 – 0,75 тона на кубически метър. Площадковите комуникации по отношение автотранспорта се решават с оглед да бъдат осигурени необходимите радиуси (минимум 15 метра) за камиони и ремаркета около приемните устройства и силозните батерии. [2]



а) б)

Фигура 9. Проекти: а) визуализация на силозно стопанство с ж.п. захранване

Показаният на фиг. 10 комплекс заема част от северната производствена зона на гр.Добрич, разположен на ж. п. връзката София – Кардам. Отпадъците от мелничното производство се отвеждат чрез механични транспортьори към фуражния завод.

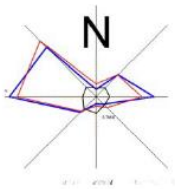
Фигура 10. Северна производствена зона – гр. Добрич – териториален клъстер на зърносъхранение и зърнопреработка. Локализация на отпадъци и емисии в хранително-вкусовата промишленост с оползотворяване на отпадъците. Мелница 250 тона/24 часа, проектант доц. д-р арх. Д. Власарев [6]

Товарище в насипно състояние на фуражни смески на автотранспорт към големите фуражни заводи на с. Веринси, обл. Софийска е показано на фиг. 11. Изисква се специално обезпрашаване. Площадката е с минимални размери – ширина 30 m.

Фигура 11. Илюстрация на инициране на производствените вредности и пожароопасност (запрашаване и необезопасени амбалажни полета, площи на фуражен завод – Веринско) [1]

Легенда:

1. Автокантар;
2. Администрация;
3. Столова с кухня;
4. Склад М.Т.С.;
5. Склад Г.С.М.;
6. Р.М.Ц.;
7. Гараж;
8. Автомивка;
9. Зарядна;
10. Котелно;
11. Дворно WC;
12. Резервоар;
13. Автотоварище;
14. Битова с централна лаборатория;
15. Склад готова продукция;
16. Силоз брашно;
17. Млевно;
18. Жп товарище;
19. Силоз 24000 т.
20. Авто и Жп разтоварище;
21. Трафопост;
22. Помпена станция;
23. Пречиствателна станция.



Обща квадратура - 34 500 кв.м.
Съществуваща ЗП - 1505 кв.м.
Новопроектирана ЗП - 8094 кв.м.

Фигура 12. Проектно проучване на генплановото решение на фуражно предприятие и новопроектирана мелница с. Труд, обл. Пловдив, комплекс за оползотворяване на отпадъците за фуражи [2]

3. ФУРАЖНИ КУХНИ

Фуражните кухни се изпълняват към животновъдните ферми. По този начин фермерите могат сами да произвеждат необходимите им фуражи.

Фигура 13. Примерени бункери от система за приготвяне на фуражни смески [15]

От силозите зърното попада в дробилки и смесители след което се извършва меласиране и гранулиране. Фуражните кухни са елемент на генералния план на животновъдните ферми. За тях също се спазват всички ветеринарно-технически изисквания при приемане на суровините и захранване с фуражни смеси сградите за животни. Вътрешно-площадковият транспорт, също следва да бъде оразмерен с необходимите параметри и габарити на автовозите и прикачната техника.

ИЗВОДИ

1. Фуражните цехове е добре да се реализират като самостоятелни стопанства към комплекси от малки животновъдни стопанства, като се спазват минималните ветеринарни норми по отношение на отстояния и санитарно-ветеринарен контрол.
2. Фуражните кухни е добре да бъдат проектирани като сектор от генералния план на малките и средни предприятия и ферми за животни на границата на бяла и черна зона.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Власарев Д. Зелената система на малките производствени зони и микрорайони от земеделието и хранителната промишленост. Изд. ВСУ „Любен Каравелов“, София, 2014, 57с., (ISBN:978-954-331-059-3);
[2] Власарев Д. Устройствени и технологични структури за хранително-вкусовата промишленост. на примера на малките и средни предприятия. Изд. ВСУ „Любен Каравелов“, София, 2014, 50с.,51с., 59с., (ISBN: 978-954-331-053-1);
[3] Власарев Д., Рашева Г., Четалбашева А. Устройствени решения за сградите и териториите на зърнобазите и фуражните бази, XVII Международна Научна Конференция ВСУ„Л. Каравелов“, София, 2017, III 364с., (ISSN 1314-071X);
[4] Власарев Д. Устройствена конверсия на бившите селскостопански дворове за нови производства на промишлеността и селското стопанство, благоустрояване и зелена система. на примера на земеделските клъстери от малки и средни предприятия. Изд. ВСУ "Любен Каравелов", гр. София, 2018, 37с., e-book (ISBN: 978-954-331-084-5);

[5] Власарев Д. Устройствено планиране на агросопанските клъстери от малките производствени зони и аграрни микро райони. Международна научна конференция ВСУ 2016, 15-17 септември 2016 г., Варна стр. 609-615, (ISBN: 978-954-92866-4-0);
[6] Власарев Д, Устройствена конверсия на някои агростопански територии за земеделски клъстери, функционални и обемно пространствени решения – на примера на мелнични комплекси, XVII Международна Научна Конференция ВСУ„Л. Каравелов“, София, 2017, III 161с., (ISSN 1314-071X);
[7] Власарев Д, Оптимизиране на териториите на добивни предприятия от земеделието по отношение, застрояване, икономичност и целесъобразност на застроителния план, Международна Научна Конференция „Проектиране и строителство на сгради и съоръжения“ 15-17 септември Варна, 2016, III-602с. (ISSN 798-954-92866-7-0);
[8] Власарев Д, Петков Н.Зелените площи на ген плана на малкото и средното предприятие с агростопанско предназначение. Международна научна конференция ВСУ 2016, 15-17 септември 2016г., Варна стр. 597с., (ISBN: 978-954-92866-4-0);
[9] Манчева-Велкова Б., Аграрни сгради и комплекси, изд. ВСУ „Любен Каравелов“, ИК „Виделина” 2014, София 150с., (ISBN 978–954-8925-89-1);
[10] Манчева-Велкова Б., Цветков С. Актуални архитектурно-конструктивни решения на аграрни сгради, изд. ВСУ „Любен Каравелов“, печ. „Дейликонт“ 2017, София 102 с., (рец. Д. Власарев) (ISBN 978–954-392-475-2);
[11] Москов И., Аграрни сгради, Техника,, София, 1981, 178с.
[12] Георгиев Г., Цветков С., Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции по Еврокодове, Общи сведения за анализ и конструиране на специални стоманобетонни конструкции, изд. ВСУ „Любен Каравелов“, (ISBN 978–954-331-057-9) 2014;
[13] Цветков С., Георгиев Г., Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции, Сеизмичен анализ на съоръженията, изд. ВСУ „Любен Каравелов“, (ISBN 978–954-331-069-2) 2016;
[14] Цветков С., Байрактаров С., Конструкции на стоманобетонни сгради и съоръжения за аграрни комплекси, МНК XVII ВСУ’2017, С., 2017
[15] http://agritop.bg/bg/Furazhni_kuhni_v_Bylgariya-p1131

КОМПОЗИЦИОННИ И ФУНКЦИОНАЛНИ РЕШЕНИЯ НА ПРЕДПРИЯТИЯ ЗА ШОКОЛАДОВИ ИЗДЕЛИЯ, ПРИНЦИПИ НА ПРОЕКТИРАНЕ

Бориславa Манчева-Велкова[1]

COMPOSITIONAL AND FUNCTIONAL SOLUTIONS OF CHOCOLATE FACTORIES, PRINCIPLES OF DESIGN

Borislava Mancheva-Velkova[1]

Abstract:
The report presents studies and examples of existing factories for chocolate products. It analyzes architectural decisions made on the basis of existing chocolate factories as well as new ones. The technology of their production is also explored. Functional planning decisions are presented with the necessary areas of the production and warehouse part and the hygiene units: administration, sanitary units, public catering, etc. Solutions of cargo and human flows are shown. The production part can be solved as a one-storey, two-storey or three-storey volume. In the use of storey industrial complexes reduces the built-up area. Designing a patio or single-storey premises provides natural side lighting. When building the architectural image of the buildings is searched decoration of the building envelopes shell resembling the function - the production of chocolate products. The new technologies for façade materials installation allow example solutions resembling chocolate to flow in two-color white and black, communication cores resembling shuffled chocolate blocks.

Keywords:
Industrial Buildings, Technology of Chocolate Making, Functional Planning Solution, Architectural Image of the Buildings.

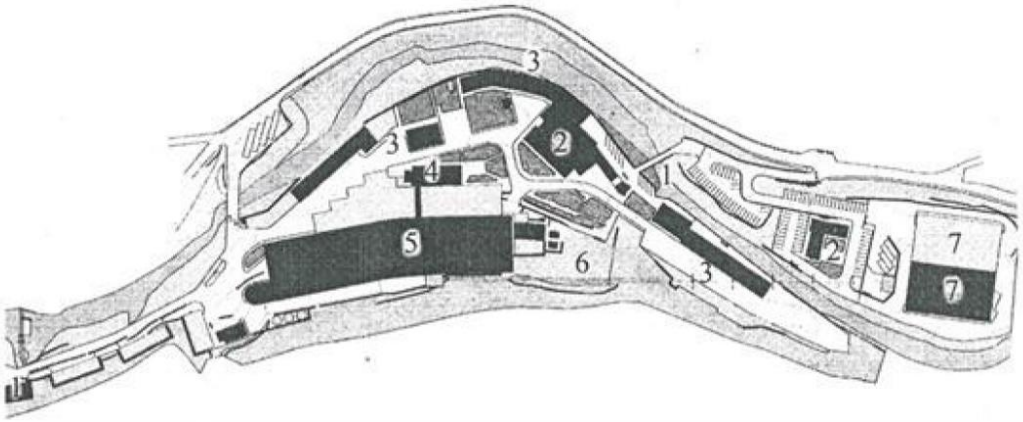
1. ВЪВЕДЕНИЕ

България е една от първите страни създала функционално-планова връзка между устройствено планиране и инвестиционно проектиране чрез редицата авторски колективи от архитекти и урбанисти на съществуващите тогава проектантски институти. [1]

В доклада накратко е описана технологията на производство на шоколад и са разгледани примери на шоколадови фабрики на водещи компании в производството на шоколад, както и проекти на шоколадови фабрики – идейни проучвания, от близкото минало и настоящи.

[1] Бориславa Манчева-Велкова, доцент, д-р арх., катедра „Градоустройство, теория и история на архитектурата“, Архитектурен факултет, ВСУ „Любен Каравелов“, гр. София, ул. „Суходолска“ №175, *e-mail*: bobimancheva@abv.bg;
Borislava Mancheva-Velkova, Assoc. Prof., PhD, Architect, Department of Urban Planning, Theory and History of Architecture, Faculty of Architecture, University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „Lyuben Karavelov“, 175, Suhodolska Str., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: bobimancheva@abv.bg.

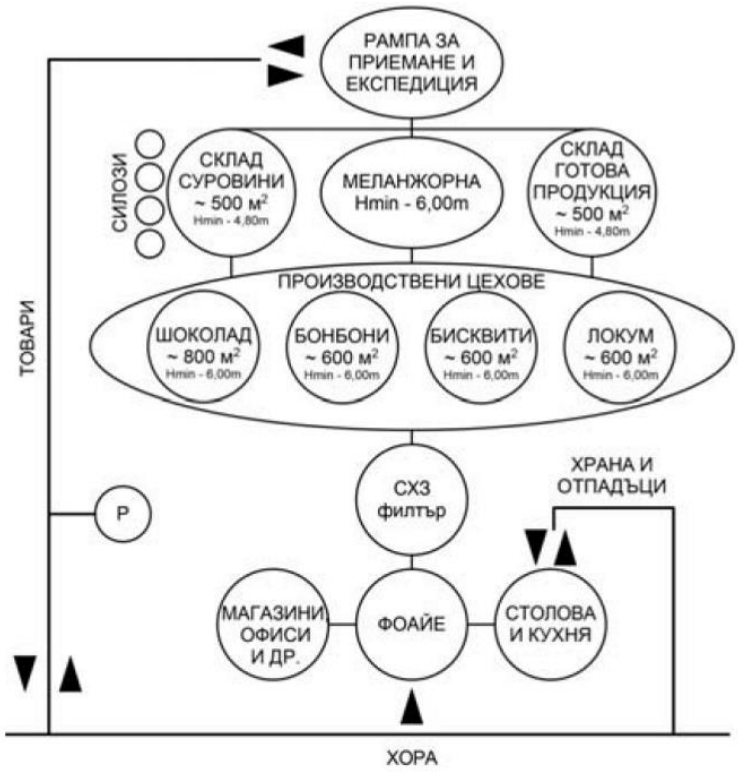
Фигура 1. Общ изглед към комплекса на фабриката за шоколадови и захарни изделия град Своге. Удачно решение на застрояването на наклонен терен. Реализация 1901 г. [2]



Фигура 2. Генерален план. Легенда: 1. Контролно-пропусквателен пункт (КПП); 2. Административно- битова сграда (управление, столова с централна кухня, изложба на продукцията, приемна, проектантско-икономически отдел и др.); 3. Спомагателни сгради; 4. Санитарно-хигиенни звена (СХЗ); 5. Главен етажен производствен корпус (терасовидна структура); 6. Тубус; 7. Складови сгради.
Емблематично предприятие на българската захаропреработваща и шоколадова индустрия, съвременно функционално технологично решение за транспорт на готовата продукция „тубус“ - предложение от проф. д-р арх. Л. Сиврев [2]

2. ТЕХНОЛОГИЯ НА ПРОИЗВОДСТВО НА ШОКОЛАД

Традицията за събиране на какао не се е променила още от времето на ацтеките. Плодовете се отсичат от клоните на какаовото дърво и от сърцевината им се изваждат какаовите зърна. Те се изсипват в бананови листа престояват там докато ферментират. След това зърната се сушат на слънце или в специализирани сушилни, за да станат готови за рафиниране и превръщане в какаов прах. След като се изсушат какаовите зърна се изваждат от черупките и се пекат. Изпечените зърна преминават през процеси на мелене, пресоване и валцоване, докато станат на фин прах. Добавя се какаово масло, за да се получи консистентна маса готова за „конширане“. Конширането се прави с цел да се отделят горчивите аромати от какаовата маса. Конширaната смес преминава през темперирaне, което придава на шоколада необходимата твърдост. Последната стъпка при производството на шоколад е оформянето му – течната шоколадова маса се изсипва в затоплени форми, охлажда се, шоколадът се втвърдява, отделя се в желаната форма и се пакетира. След тази процедура шоколадът е готов за изпращане към магазините.



Фигура 3. Функционално-технологична схема на малко предприятие за шоколадови и захарни изделия със зададени площи на производствените помещения и връзките между тях. [2]

3. ШОКОЛАДОВИ ФАБРИКИ ОТ ЧУЖДИЯ И НАШ ОПИТ

Представените шоколадови фабрики на световноизвестни фирми в производството на шоколад показват стремежа за разрастване на отрасъла и увеличаване на производството. Обемите на сградите са мащабни и внушителни, като в повечето случаи се търси раздвижване на архитектурния образ с елементи подсказващи дейността на предприятието. Именно тези елементи целят и да привлекат посетителите. Така например „Hershey Company“ оформят главната фасада на своята фабрика като увеселителен парк. Тя е разчупена и динамична и с множеството си украшения приканва посетителите, като ги пренася в един по-различен свят – светът на шоколада. Град Хърши се смята за шоколадов център на САЩ – в него могат да се видят редица забележителности, свързани с какаовото лакомство, включително увеселителният парк – Hershey’s Chocolate World, музей на шоколада и шоколадов СПА център.

Най-известната фабрика за шоколадови изделия в България е тази на „Крафт фуудс“ в град Своге. Шоколад Своге е на българският пазар от 1994 г. и се произвежда по оригинална швейцарска рецепта. (фиг. 1 и фиг. 2)

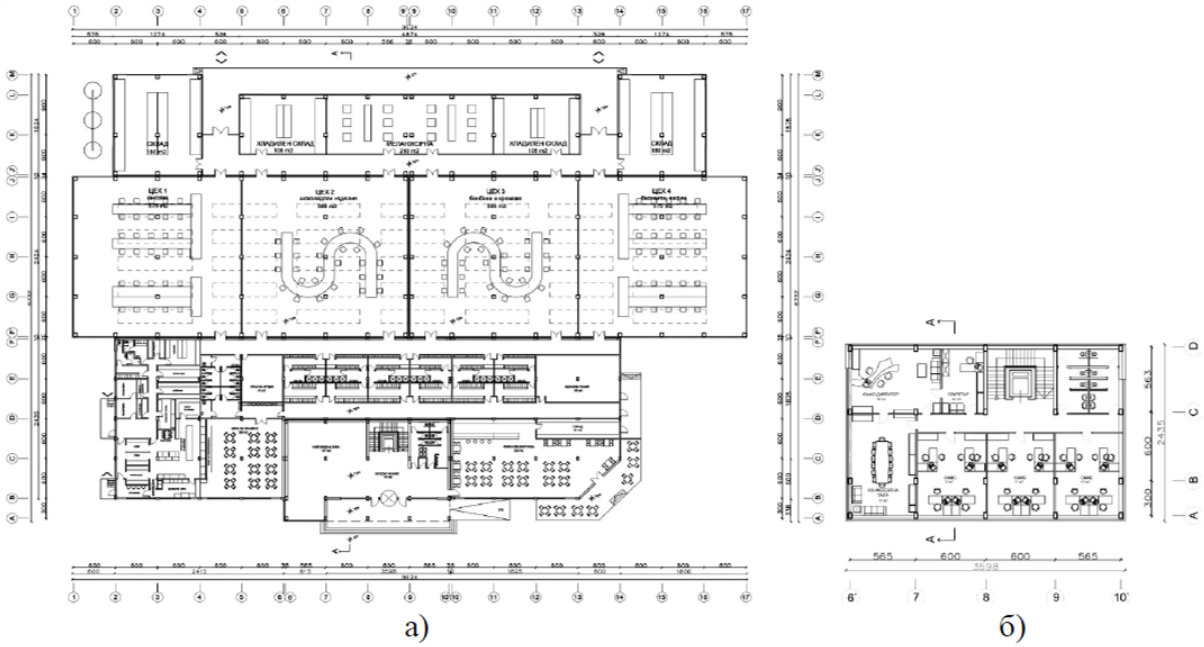
Актуален проблем на сградите на хранително-вкусовата промишленост и земеделието, са тези от бившите стопански дворове на АПК и ТКЗС, които чрез устройствена конверсия могат да бъдат реализирани за нуждите на шоколадовата индустрия. Сполучлив пример за такова преустройство е предприятието на фирма „Интерион“ – NuCrema. (фиг. 4)

Фигура 4. Реализирана устройствена конверсия в края на 2005 г. , на стопанския двор в град Костинброд–II район. Включва преустроени сгради, бивши краварници, за ново предприятие за шоколадови изделия на фирма INTERION (NuCrema).[4]

4. РЕШЕНИЕ НА ЕДНОЕТАЖНА СГРАДА ЗА ПРОИЗВОДСТВО НА ШОКОЛАДОВИ ИЗДЕЛИЯ

4.1. Функционално разпределение

Фабриката за шоколадови изделия е условно разделена на 2 части: административна част с обществено обслужване и производствена част със складове. Административната сграда е на два етажа. Представителната част на кота ±0,00 включва обширно входното фоайе, отляво на което се намира изложбената зала, а отдясно са разположени кафе-сладкарница и санитарен възел. Внушителна трираменна стълба води към второто ниво, където са разположени офис помещения. Предвиден е и асансьор (фиг. 5).



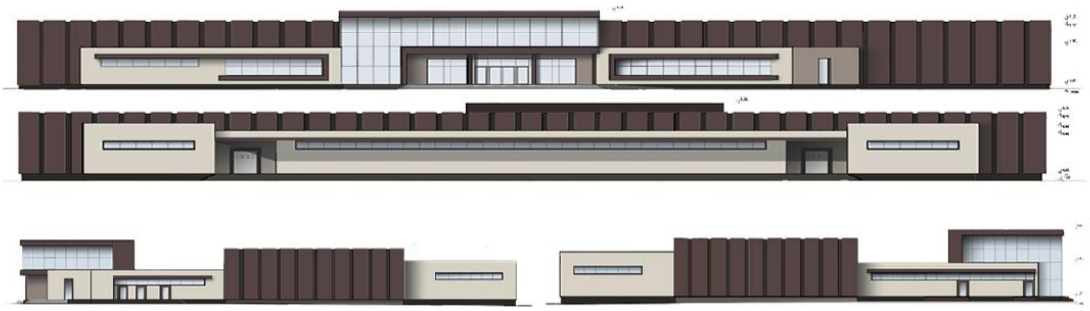
Фигура 5. Фабрика за шоколадови изделия – функционални разпределения:
а) разпределение на кота ±0,00; б) разпределение на кота +4,30 m [7]

Прави се втори вход към обслужващата част за персонала, който води до: здравен пункт; стая за отдих; санитарно-хигиенни звена с хигиенен филтър, свързващи обслужващата и производствената част; зала за хранене и санитарни възли. Предвижда се пълноценна голяма кухня на едно ниво, обслужваща персонала на предприятието.

Производствената сграда включва четирите цеха за: сладкарски; шоколадови изделия; локуми и бонбони и бисквити и вафли; и складовото стопанство към тях, с хладилни и нехладилни складове с климатичен режим за суровини и готова продукция. Суровините се доставят освен в пакетирано и в насипно състояние (брашно и захар), в предвидено силозно стопанство към производствената сграда.

4.2. Обемно-пространствено решение

При проектирането на сградата е търсено съчетаване на динамично решение на обемите и постигане на строг и масивен образ характерен за подобен тип сгради. За цветовото оформление на сградата са използвани цветове наподобяващи шоколад. Производствената сграда е облицована с вертикални панели в кафяв цвят, изглеждащи като шоколадови блокчета, като така е подсказана и функцията на тази част от сградата – производство на шоколад. (фиг. 6 и 7)



Фигура 6. Фабрика за шоколадови изделия – фасадно решение [7]

Фигура 7. Фабрика за шоколадови изделия – визуализации [7]

4.3. Конструктивно решение

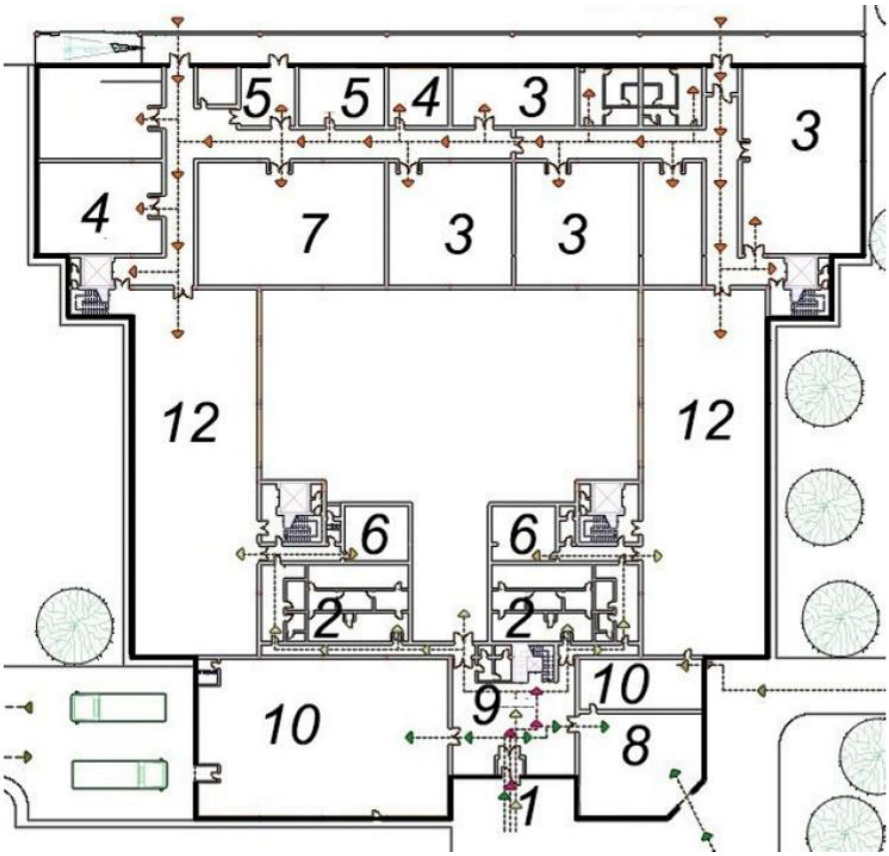
Конструкцията на административната част се предвижда монолитна стоманобетонна гредова конструкция. Проектират се окачени вентилируеми фасадни стени, а там където е необходимо се правят светлинни отвори. Окаченият таван е елемент на интериора в производствените помещения.

Конструкцията на производствената и складовата част се предвидена като сглобяема стоманобетонна конструкция. Фасадите се проектират с окачени фасадни панели. Предвидат се необходимите покривни шедови конструкции за естествено осветление в производствените помещения на цеховете. Отводняването е предвидено вътрешно.

5. РЕШЕНИЕ НА ДВУЕТАЖНА СГРАДА ЗА ПРОИЗВОДСТВО НА ШОКОЛАДОВИ ИЗДЕЛИЯ

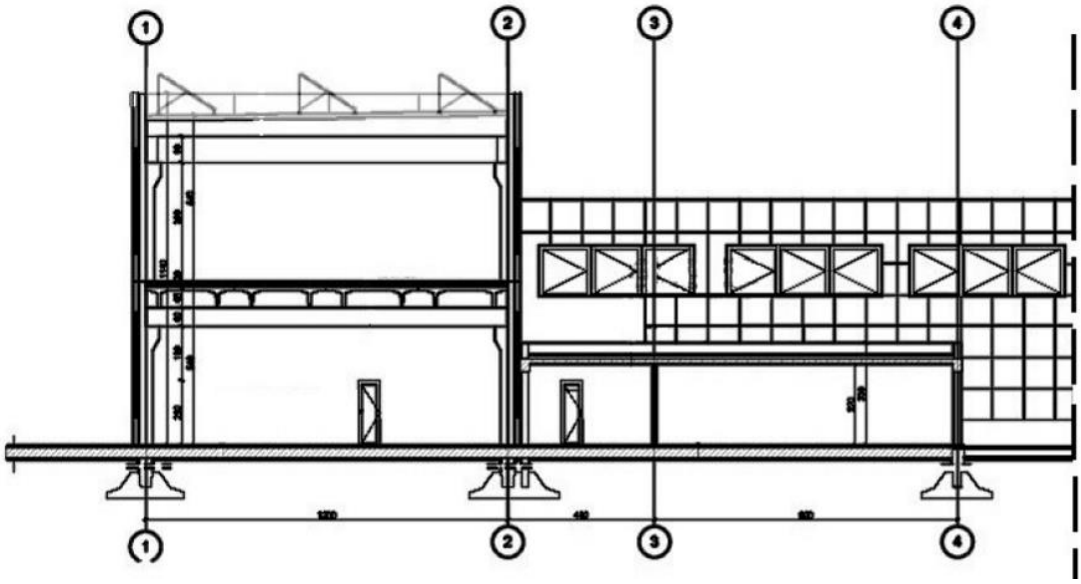
Предприятието за шоколадови и захарни изделия е решено в структура, състояща се от два двуетажни производствени блока, складове с хладилно и нехладилно съхранение на суровини и готова продукция и двуетажна структура, в която е решено комплексното – обществено обслужване. Сградата представлява два успоредно разположени двуетажни производствени структури, свързани от едната страна с двуетажен обслужващ блок, а от другата с едноетажен складов корпус. Тази обемна композиция с вътрешен озеленен двор осигурява възможност за естествено осветление в отделните блокове на сградата.

От входното фоайе потока на работещите се разпределя към двете санитарно-хигиенни звена с хигиенен филтър, проектирани на едно ниво, които се намират непосредствено до двете комуникационни ядра на произвдоствените корпуси. На кота ±0,00 в двуетажния обслужващ блок са разположени: пълноценна кухня със зала за хранене и фирмен магазин. На второ ниво е разположена администрация със заседателна зала и изложба. Едноетажният складов корпус, посредством коридори е свързан с комуникационните ядра на двата производствени блока и с товаро-разтоварната рампа. В този обем са предвидени СХЗ без хигиенен филтър за работещите складовата част на предприятието. (фиг.8)



Фигура 8. Функционално планова схема, показваща основните помещения в комплекса и товарните и човекопотоци. 1.вход; 2.СХЗ; 3.хладилна камера; 4.нехладилно съхранение; 5.агрегат; 6.почивка работници; 7.меланжорна; 8.фирмен магазин; 9.изложба; 10.пълноценна кухня със зала за хранене; 11.канцеларии; 12.сладкарски изделия.

Двуетажните производствени корпуси са ориентирани по дългата си страна с посоки север и юг, което е благоприятното изложение за работа в производствени помещения. Сглобяемата стоманобетонна конструкция на производствения корпус може да се види от направения разрез. (фиг. 9)



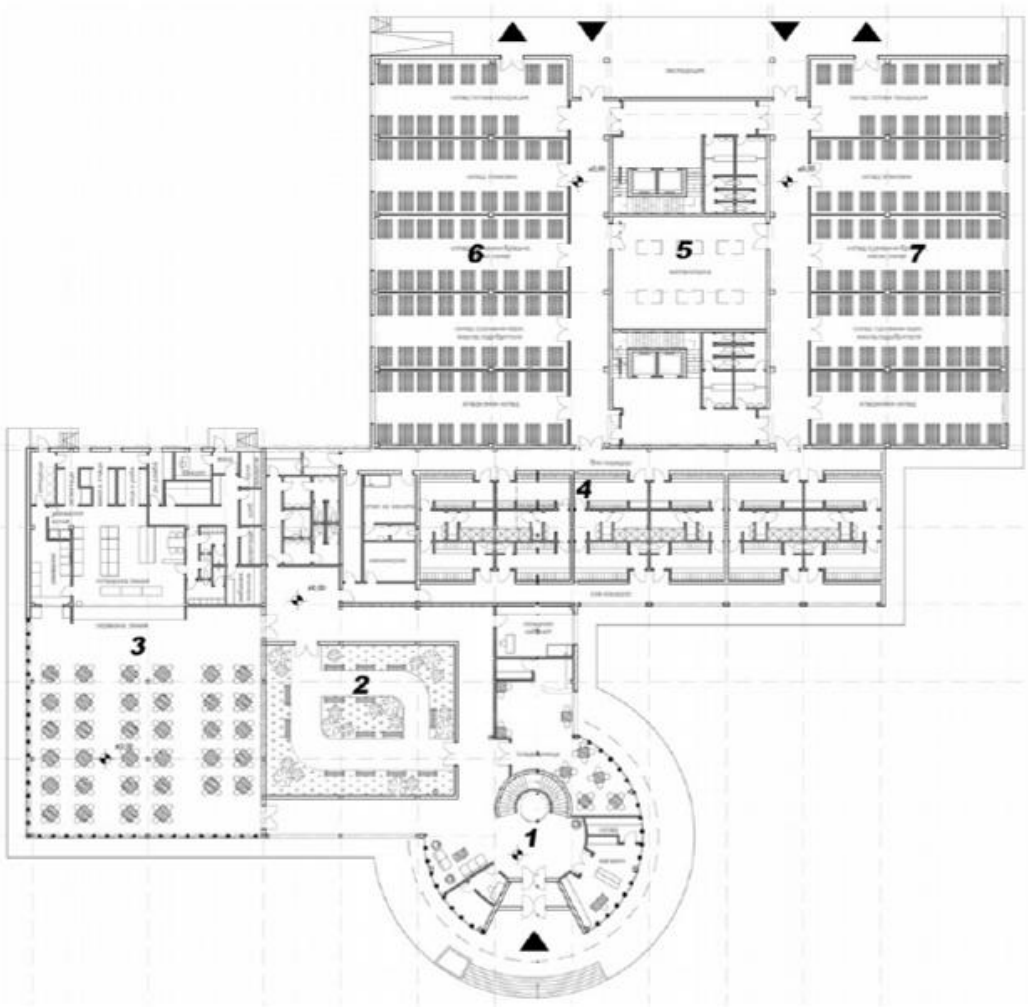
Фигура 9. Примерен разрез през двуетажния производствен блок
на шоколадовото предприятие

Примерът за двуетажно шоколадово предприятие, при който се постига индивидуален архитектурен образ. Обществено – обслужващата част е направена с обемно решение на фасадата приличащо на стичащ се шоколад в два цвята - бял и черен. (фиг.10) Предприятието се състои от два успоредно разположени двуетажни производствени структури, свързани от едната страна с двуетажен обслужващ блок, а от другата с едноетажен складов корпус. Тази обемна композиция с вътрешен озеленен двор осигурява възможност за естествено осветление в отделните блокове на сградата. При решаването на обемния образ на комуникационните ядра на двата двуетажни производствени блока е търсена прилика с разместени шоколадови блокчета. (фиг.10)

Фигура 10. 3D визуализация

6. РЕШЕНИЕ НА ТРИЕТАЖНА СГРАДА ЗА ПРОИЗВОДСТВО НА ШОКОЛАДОВИ ИЗДЕЛИЯ

Примерно проучване на триетажната промишлена обемна структура, създаваща възможност за ясно разграничаване на стопанската част и предзаводската площадка. Производственият корпус със складове на първо ниво се явява доминираща по височина и площ част в цялостната структура. Входното фоайе с фирмения магазин и бюфета на първо ниво решени в кръгла форма, допринасят за създаване на представителен вид и насочване към главния вход на предприятието. (фиг. 11 и фиг. 12)



Фигура 11. Примерно проучване за двуетажно шоколадово предприятие. 1. фоайе и офиси на второ ниво; 2. вътрешен двор; 3. столова и кухня; 4. СХЗ; 5. меланжорна; 6. склад суровини, на второ и трето ниво цех за шоколадови изделия; 7. склад готова продукция, на второ и трето ниво цех бонбони, локуми и вафли. [1]

Фигура 12. Общ изглед на двуетажната структура на предприятието [1]

ИЗВОДИ

1. Обемно-плановите решения са подчинени на функцията на сградите с ясни технологични потоци за отделните производства. Цеховете са планирани към общ технологичен коридор за връзка със складовите помещения и експедиция. Административно-битовата част на сградите със столова и кухня са блокирани към производствените корпуси, с което се печелят кратки пътища и връзки до работните места. Зоната на СХЗ е с ясна планировка, като е предвидено задължителното преминаване през хигиенния филтър. Спазват се нормите за оразмеряване на заведенията за обществено хранене.
2. От направените анализи по проучените примери от автора и др. [2], актуални обемно-структурни решения за предприятия за шоколадови изделия се явяват двуетажните производствени модули.
3. При обемно-композиционното решение на двуетажната производствена сграда е търсена възможност за осигуряване на добри функционални връзки между отделните групи помещения. Добрата ориентация за производствените помещения е благоприятна и за поставяне на фотоволтаичните модули. Съобразяването с възможностите за използване на енергия от възобновяеми енргийни източници при проектните решения ще доведе до намаляване на експлоатационните разходи на сградите.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Власарев Д., Гороломов А., Актуални архитектурни тенденции на предприятия за производство на захарни изделия, XV Международна научна конференция, ВСУ „Л. Каравелов“, 2016 г., София, III- 446с. (ISSN 1314-071X)
[2] Власарев Д. Устройствени и технологични структури за хранително-вкусовата промишленост. на примера на малките и средни предприятия. Изд. ВСУ „Любен Каравелов“, София, 2014, 22с.84с., 82 с. (ISBN: 978-954-331-053-1);
[3] Власарев Д. Териториално-устройствено проектиране за сгради и комплекси на хранително-вкусовата промишленост и земеделието. Изд. ВСУ „Любен Каравелов“, София, 2014, 75с., (ISBN:978-954-331-056-2);
[4] Власарев Д. Устройствена конверсия на бившите селскостопански дворове за нови производства на промишлеността и селското стопанство, благоустрояване и зелена система. на примера на земеделските клъстери от малки и средни предприятия. Изд. ВСУ "Любен Каравелов", гр. София, 2018, 37с., e-book ISBN: (978-954-331-084-5);
[5] Манчева-Велкова, Б. Манчева Л., Взаимовръзка между предназначението на сградата и архитектурния и’ образ, XIII Международна научна конференция, ВСУ „Л. Каравелов“, 2013 г., София, III- 248с. (ISSN 1314-071X);
[6] Манчева - Велкова Б., Л. Манчева, Възможност за използване на възобновяеми енергийни източници при двуетажни производствени сгради В: Доклади XV Международна научна конференция ВСУ„Л. Каравелов“, 2015 г., София, III-169с. (ISSN 1314-071X);
[7] Манчева Б., А. Нешева, Сложни по форма комплексни решения при проектиране на конни бази, XVII Международна Научна Конференция ВСУ„Л. Каравелов“, София, 2017, VIII 280с., (ISSN 1314-071X);
[8] Манчева Б., Ст. Цветков, Актуални архитектурно-конструктивни решения на аграрни сгради, С., 2017 (ISBN: 978-954-392-475-2)
[9] Власарев Д., Зелената система на малките производствени зони и микрорайоти от земеделието и хранителната промишленост, изд. ВСУ „Л. Каравелов“, София, 2014, 107 с., (ISBN: 978-954-331-059-3);

[10] Димитър Власарев, Устройствена конверсия на някои агростопански територии за земеделски клъстери, функционални и обемно пространствени решения – на примера на мелнични комплекси, XVII Международна Научна Конференция ВСУ„Л. Каравелов“, София, 2017, III 161с., (ISSN 1314-071X);
[11] Власарев Д., Устройствено планиране на агросопанските клъстери от малките производствени зони и аграрни микро райони. Международна научна конференция ВСУ 2016, 15-17 септември 2016г., Варна, 609-615 с., (ISBN: 978-954-92866-4-0)

СЪВРЕМЕННИ ФАРМАЦЕВТИЧНИ ПРЕДПРИЯТИЯ

Бориславa Манчева-Велкова[1], Станислав Цветков[2]

MODERN PHARMACEUTICAL ENTERPRISES

Borislava Mancheva-Velkova[1], Stanislav Tsvetkov[2]

Abstract:
In recent years a number of pharmaceutical enterprises have been built in Bulgaria. They represent buildings with an increased hygiene requirements of the production premises. When entering and exiting in the work rooms, the design of airlocks is envisaged, which further increased the design requirements of the buildings.

During the preparation of the report, the team visited new building and became acquainted with its specifics of implementation. The production hulls are with one-storey pavilion building. A reinforced concrete prefabricated structure with roof 2T panels is used. Warehouses as well as production areas are without windows. Technological processes have a high degree of mechanization, with robotic systems being introduced. A sewage treatment plant is built to the building, as well as its own transformer station for each building. The floors are made of self-leveling with antistatic effect, and the corners of the walls are rounded.

The second example under consideration is again with pavilion building but multi-storey building. The produced production of the four production hulls is stored in a general warehouse, filled with a steel structure.
In the execution of such buildings, sanitary and hygiene units with a hygienic filter are used. Workers then pass through an airlock before reaching the workrooms.

Keywords:
Pharmaceutical Enterprises, Construction with Prefabricated Elements, Levels of Purity of Production.

1. НЯКОИ РЕАЛИЗИРАНИ ОБЕКТИ НА ТЕРИТОРИЯТА НА БЪЛГАРИЯ

Компаниите „лидери“ във фармацевтичното производство на родния пазар са: Софарма (фиг.1), Актавис (фиг.2), Чайкафарма и Медика Сандански. Актавис Дупница е най-големият и модерен завод в Югоизточна Европа за твърди лекарствени форми. В

[1] Бориславa Манчева-Велкова, доцент, д-р арх., катедра „Градоустройство, теория и история на архитектурата“, Архитектурен факултет, ВСУ „Любен Каравелов“, гр. София, ул. „Суходолска“ №175, *e-mail*: bobimancheva@abv.bg;
Borislava Mancheva-Velkova, Assoc. Prof., PhD, Architect, Department of Urban Planning, Theory and History of Architecture, Faculty of Architecture, University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „Lyuben Karavelov“, 175, Suhodolska Str., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: bobimancheva@abv.bg.
[2] Станислав Цветков, асистент, инженер, катедра „Строителни конструкции“, Строителен факултет, Висше строително училище „Любен Каравелов“, гр. София, ул. „Суходолска“ №175, *e-mail*: st.cvetkov@vsu.bg;
Stanislav Tsvetkov, Assistant Prof., Department of Building Structures, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „L. Karavelov- Sofia, 175, Suhodolska Str., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: st.cvetkov@vsu.bg.

дългосрочен план се цели: въвеждането на нови технологии, разработване на нови продукти, инсталиране на автоматизирани системи за управление на производството и качеството, увеличаване на производствения капацитет и др. Цеховете са от затворен тип, без естествена светлина в производствените помещения.

Фигура 1. „Софарма“ [8]

Фигура 2. „Актавис“ гр. Дупница [9]

2. ПРЕУСТРОЙСТВО НА ЗАВОД ЗА ВЕТЕРИНАРНИ ПРЕПАРАТИ И МЕТАЛЕН АМБАЛАЖ (В Т.Ч. И ПАСТИ ЗА ЗЪБИ) „ВЕТПРОМ“ – РАДОМИР ВЪВ ФАРМАЦЕВТИЧНО ПРЕДПРИЯТИЕ

В рамките на Научно-изследователски проект към Висше строително училище „Любен Каравелов“-София, екипът (авторите и студенти) посети местостроежа. (фиг. 3)

Фигура 3. Вход на предприятието

Заводът за ветеринарни препарати и метален амбалаж в гр. Радомир (обл. Перник) е първият създаден специализиран производител на ветеринарно-медицински препарати в България. Заводът е наследник на създадената в гр. София през 40-те години на XX в. кооперация за производство и търговия с ветеринарно-лечебни средства, химикали, лабораторни уреди и апарати. [10] Предприятието се изгражда като използва съществуващи помещения, които се преоборудват, съгласно изискванията на Наредба № 15/15.04.2009 г. на МЗ. Проектирането и изпълнението на „Базата за производство на лекарствени продукти“ се осъществява на два етапа: Първи етап: зона „Унгвенти”, зона „Ампули”, зона „Сиропи”, зона „Лаборатории”, зона “Козметика”, както и прилежащи обслужващи помещения: санитарно-битови, ремонтни работилници, компресорно, съблекални и тоалетни. Втори етап: зона „Интрамамарни спринцовки”. Корпусът за производство на лекарствени продукти е съществуваща сграда и представлява едноетажна сглобяема стоманобетонна конструкция по строителната система ПЕ'76, изпълнена през 1981 г. и е в добро техническо (от конструктивна гл. т.) състояние. (фиг. 4)

Връзката на производствените корпуси със склад “Суровини“ (фиг. 5) и склад „Готова продукция“ ще се извършва чрез топла връзка между сградите. (фиг. 6)

При склада за суровини ще бъдат поставени хепафилтри над всички вентилационни решетки. Складът (със светла височина 6,20 m) е без естествено осветление и е с полимерна саморазливна настилка (фугите са запълнени с полиуретанов раздувен силикон. (фиг. 7)

а)

б)

Фигура 4. Ремонт на халето:
а). Покривна конструкция б). Връзка „колона-греда“

Фигура 5. Склад

а)

б)

Фигура 6. Топла връзка:
а). Изглед на връзката; б). Носеща конструкция на връзка

Фигура 7.

В предприятието ще се произвеждат лекарствени продукти за хуманната и ветеринарната медицина.

Основните процеси са: смесване, разтваряне, хомогенизиране, дозиране, опаковка и контрол.

Съблекалнята за градско облекло е ситуирана непосредствено след входа за персонал на сградата. Потокът се разделя за преминаване през мъжка и женска съблекални. Двете са конструирани по еднакъв начин. Съблекалните са обзаведени с лични шкафчета, в които се поставя и заключва връхното облекло, чанти, чадъри, бижута, телефони и др. лични вещи. Работниците взимат чистите обувки от личния си шкаф и достигат до пейка, разположена през цялата ширина на помещението. Прехвърлят чехлите през чистата зона на пейката, сядат и събуват външните обувки, като ги поставят на рафта на пейката. Прехвърлят краката си през пейката и обуват чистите чехли.

Влизат в банята и измиват ръцете си. След изсушаване на ръцете си, преминават в съблекалня за стандартно работно облекло. Всеки е снабден с лично гардеробче, съставено от две отделения. (фиг. 8) Събличат личните си горни дрехи, които поставят в половината на гардероба, предназначена за външни дрехи. От половината, предназначена за стандартно работно облекло, работникът взима комплект работния си екип.

Фигура 8. Съблекалня

Фигура 9. Производствен участък

Така облечен, работникът се насочва към работното си място. Ако се налага да ползва тоалетна, преминава през пейка, където поставя чифт калцуни, с които може да влезе в помещенията. При излизане, преминавайки пейката, събува калцуните, които поставя в кош за мръсни такива. Измива ръцете си и след подсушаване, може се насочи към работното място. В Базата за производство на лекарствени продукти са оформени шест производствени участъка за производство на ветеринарни и хуманни медикаменти, лаборатория за контрол на химичните и микробиологичните показатели. (фиг. 9)

Производственото хале ще бъде с обособени отделни входове за персонал със съответните съблекални и сервизни помещения и отделен вход към контролния блок (лаборатории). Осъществено е контролирано влизане на персонала при съблюдаване на предписани хигиенни процедури и ползването на подходящи дрехи, с цел осигуряване спазване изискванията на добрата производствена практика при производството на лекарства.

Отделните производствени участъци са обзаведени с ново оборудване, с по-голям производствен капацитет от настоящия и отговарящо на съвременните изисквания на добрата производствена практика. Всички вътрешни помещения са изградени от панели с антибактериално покритие и под от саморазливни епоксидни смоли и покритие с холкери по всички вътрешни ъгли, както на пода, така и на тавана. В тях ще се поддържат определени параметри на средата: температура, влажност и брой твърди частици в m^3. За целта са изградени чисти помещения с клас на чистота: A, B, C и D. След сваляне на градското облекло, персоналът облечен в стандартно работно облекло постъпва в шлюз за обдухване с чист въздух и след това попадат в коридор с клас на чистота D. (фиг. 10, фиг. 11 и фиг. 12)

Фигура 10. Коридор

Фигура 11. Проход

Фигура 12. Противопожарни стени

Изградена е нова вентилационна и климатична система, която да поддържа зададените параметри: температура от 15 до 25°C и влажност до 65%.

Базата за производство на лекарствени продукти съдържа следните зони: ижекционни разтвори в ампули; медицинска козметика; сиропи; интрамамарни спринцовки; унгвентни форми. За производството на най-чистите препарати се използват роботизирани системи със скафандри.

Към споменатите производствени зони са изградени и: микробиологична лаборатория; химична лаборатория; съблекални „градско облекло” и „работно облекло”; душове, санитарни възли и помещения; офис с обособена зона за мониторинг на производствените параметри; ремонтни работилници и помощни помещения (компресорно, парогенераторно и др.).

В производствените халета са разположени отделни подходи, осигуряващи отделни потоци за: персонал, суровини, първични опаковки, вторични и транспортни опаковки.

Суровините се транспортират от склад „Суровини“ по топла връзка свързваща складовете с производствения корпус. Постъпват в преддверие за външно почистване и депалетизиране върху вътрешни палети. От там през входа за суровини от преддверието палетата се транспортират от работник с електроповдигач до участък за производство на стерилни продукти в ампули по коридор до шлюз за суровини клас „D“, където се преместват на вътрешна количка след дезинфекция на опаковките. От там суровините се преместват в шлюз „C“ от персонал предварително облечен за работа (в клас „C“). След повторна дезинфекция материалите се преместват през коридор клас „C“ в „Склад суровини“. Шлюзовете представляват помещения- херметически затворени, които осигуряват минимум 2 минути обдухване с въздух за намаляване на праховите частици. Основна роля на шлюзовете е преодоляване разликата в наляганията между отделните класове на чистота.

Светлата височина в битовата част и санитарните възли е 2,75 m. Офисите и другите обслужващи помещения са със светла височина 3,00 m. В производствените зали височината е от 3,50 m до 4,80 m до окачения таван, съобразно технологичния проект.

Външните стени са от трислойни „Сандвич“ панели с минерална вата. Противопожарните стени в помещенията (брандмауерите) са по детайл на “Knauf”. (фиг. 13) Вътрешните стени са от трислойни панели тип ”Сандвич” с полиуретан. Стените са изградени по система за чисти помещения- самоносещи панели с антибактериално покритие от HPL (high pressure laminate).

Всички крайни колони са облицовани с гипсфазер и са боядисани с бяла латексова боя. Вътрешните колони също ще се облицоват с гипсфазер и ще се боядисани с латекс. Всичко е облицовано със системата за чисти помещения, фирма-вносител Parteco (Италия).

В битовите помещения и санитарният възел подовата настилка и стените са облицовани с теракотни плочки. Окачените тавани в складовите помещения са антибактериални, тип „ARMSTRONG“. Окаченият таван (с максимална височина 1,50 m) е антибактериален с възможност за ходене върху него. (фиг. 14)

а)

б)

Фигура 13. Панели

Фигура 14. Окачен таван

Шлайфаният бетон е изпълнен от „МТМ“ ООД и е с дебелина 15 cm на настилката от бетон- клас (по якост на натиск) С25/30. Под него е хидроизолацията. Върху бетона има нанесен грунд и след това покритие от смес (епоксидна смола и минерални зърна). Подовете са антистатични само в изготвителните помещения. (фиг. 15)

На вертикалните и хоризонтални тавании ъгли са монтирани холкери. Подовите холкери са изпълнени от епоксидна смола. (фиг. 16)

Външните врати са метални.

Вътрешните врати на битовата част, помещенията с клас на чистота и офиса са специално пригодени за чисти производства антибактериална дограма.

Вратите са Hörmann (секционни, противопожарни).

Прозорците на офиса и лабораториите е стъклопакет с PVC дограма. (фиг. 17)

а)

б)

Фигура 15. Подове

Фигура 16. Холкери

Фигура 17. Ролетна врата

Фигура 18. Покривни вентилационни системи

Отоплението във всички помещения е чрез централна общообменна вентилационна система, поддържаща необходимите: налягане, температура и влажност.

Машините са хигиенни камери и камери с рекуператори - по една от всеки вид за участък и една камера с рекуператор за обслужващите зони без клас на чистота във всяко производство.

Вентилацията е само принудителна. (фиг. 18)

Осветлението е естествено (в офисите) и изкуствено - чрез светодиодни лампи (за цялото производство). Противопожарното оборудване е ситуирано на подходящи места. В стените са вградени противопожарни касети, осигуряващи на всеки 25 m струйник за вода. Изградена е пожароизвестителна инсталация. Заради изграждането на брандмауери и пожарозащитни стени, осигуряващи клас III по пожароустойчивост, не се налага изграждането на спринклерна система за пожарогасене.

Цялата информация, отнасяща се до параметри на средата и работния процес, се обработва от компютърен софтуер. Осигурен е контрол на достъпа във помещенията, където това е необходимо.

Водопроводната инсталация се състои от следните подинсталации: за дестилирана вода; за пречистена вода; за технологична (производствена вода). Връзките са на клампиняма резби в производствените помещения и се осигурява непрекъсната циркулация на водата. Изградена е инсталация за парогенериране и пароподаване до машините, където това е необходимо. До всяка машина се подава сгъстен въздух от компресорното помещение. Технологичните процеси са с висока степен на механизация, като са въведени роботизирани системи. Към сградата е изградена пречиствателна станция за изходните води, както и собствен трафопост за всяка сграда - с цел ел. захранване от две места.
(фиг. 19 и фиг. 20)

На фиг. 21 са показани рампи за товаро-разтоварни дейности при корпусите.

а)

б)

Фигура 19. Пречиствателна станция

Фигура 20. Трафопост

а)

б)

Фигура 21. Рампи

3. ДИПЛОМЕН ПРОЕКТ КЪМ ВСУ „Л. КАРАВЕЛОВ“-СОФИЯ [1]

Показаните фрагменти от дипломен проект са от „Научно-производствен комплекс за лекарствени средства“. В предприятието ще се произвеждат 16 типа таблети („*Амидофен*“, „*Капсазал*“, захарин и др.); 7 типа филмтаблети (витамини, „*Аналгин хинин*“, „*Валериан*“ и др.) и 7 типа дражѐта („*Бусколизин*“, „*Белергамин*“, витамини) – общо около 90 млн. опаковки годишно. Идеята на проекта е да обедини функции от различно естество в единно решение, което да стои цялостно в средата. Обектът е предложен за разполагане в североизточен район на град София, промишлена зона „Илиянци-Запад“. (фиг. 22) Сградата е ситуирана на парцел с изход на две улици. В действителност решението е разработено на базата на решетка, но максимално стилизирана до ортогонални елементи, използвани при изграждането й.

Фасадата е решена с керамични фасадни елементи на първо ниво и еталбонд на следващите нива при производствените модули.

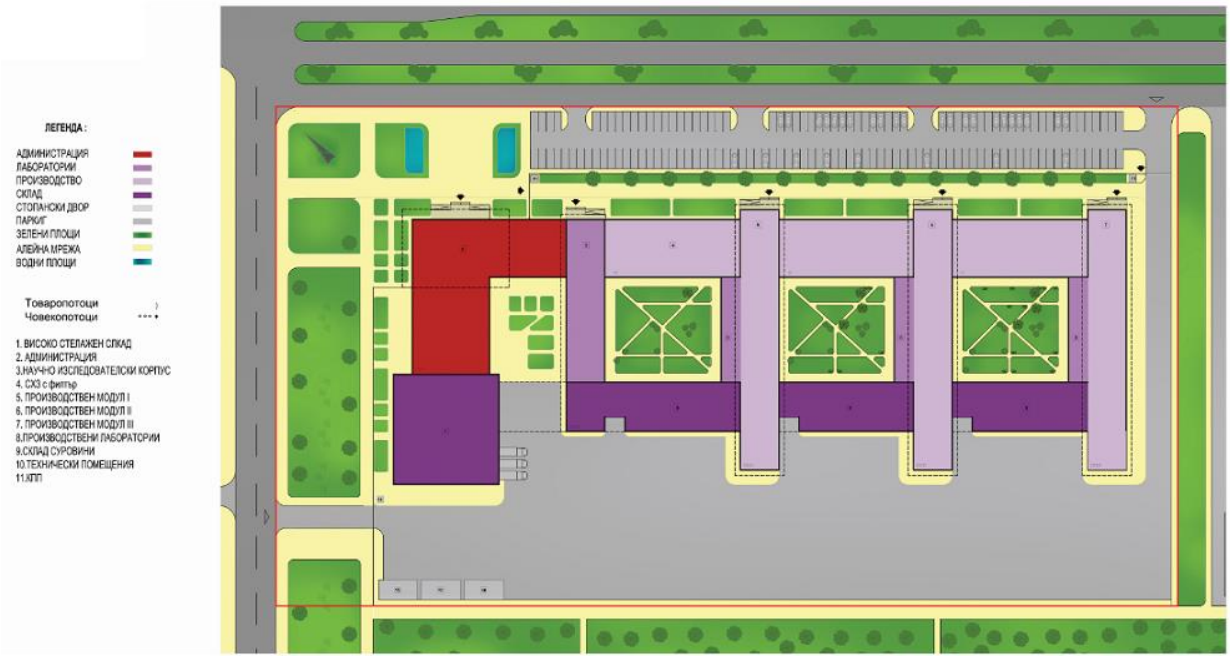
В частта на администрацията е използвана окачена фасада с К-стъкла.

За основното производство са предвидени два пешеходни подхода с достъп с електронна карта за работещите, поради спецификата на сградата (а именно дълга и тясна) и два подхода за товарно-разтоварни дейности с достъп до стопански двор. За администрацията е осигурен отделен вход. От пожаро-безопасна гледна точка около сградата е предвиден достъп от към североизточната фасада с алея от усилена настилка за преминаване и обход на пожарникарски автомобили при необходимост.

Сградата е позиционирана в парцел изключително удобен за комуникации – връзка с градски транспорт и леки автомобили. За работещите и за посетители е предвиден паркинг за 147 автомобила. Осигурени са подходящи условия за краткотраен отдих, чрез система от вътрешни дворове.

Сградата представлява структура изградена от 5 тела: три производствени модула, една администрация и един научно-изследователски корпус и завършващ елемент-високо стелажен склад. Основни функционални групи: 1. Основно производство, със съответните спомагателни и технически помещения; 2. Високостелажен склад; 3. Научно-изследователски корпус; 4. Администрация. (фиг. 23)

Фигура 22. Визуализации на комплекса



Фигура 23. Генерален план [5], [6], [7]

Сградата е решена изцяло с естествено осветление с ослънчени южни вътрешни дворове. В процеса на проектиране е търсено, както оптимално решение във функционално отношение, така и въздействащ образ.

Конструкцията на сградата е със стоманобетонен скелет изграден от стоманобетонни колони с размери на напречното сечение 40/30 cm и стоманобетонни плочи с дебелина 20 cm. Изградени са конструктивни стени (шайби) при комуникационните ядра.

Основното производство се състои от три модула с отделни входове със специален достъп (чрез персонална магнитна карта). Помещенията са съобразени с изискванията за такъв вид сгради. На първо ниво 1 (кота +/- 0,00): вход с турникети, преминаване от сив коридор в чист през санитарно-хигиенно звено с филтър. (фиг. 24)

От складовете суровините постъпват в подготвителните помещения за предварителна обработка, която включва: почистване на търговската опаковка, смилане и пресяване, претегляне (с електронни везни) и оформяне на шаржовете по съответните рецептури. Готовите шаржове постъпват за производство на таблети, филмирани таблети и дражѐта. Производството включва следните операции: гранулиране и сушене, опудряне, таблетиране и съответно филмиране или дражиране и полиране.

За да се осъществи гранулирането и филмирането е необходимо да се прибавят специални разтвори, които се подготвят предварително. Произведените таблети, филмтаблети и дражѐта минават през контрол и постъпват в залите за опаковка.

Дефектните таблети се отправят за повторна обработка.

Фигура 24. Разпределение на кота +/- 0,00

Останалите дейности, които се включват са:

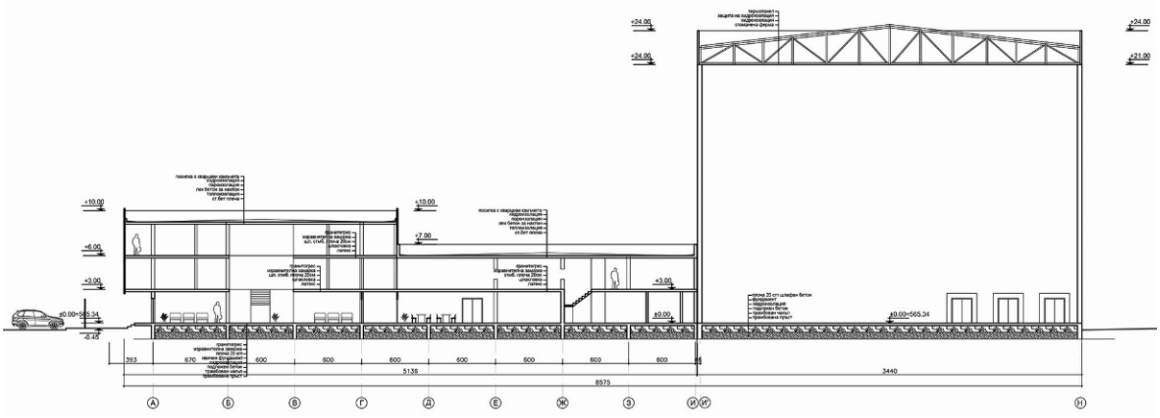
1. Администрация: фоайе с информация и изложбена площ; вертикална комуникация (открито стълбище и остъклени асансьори); кухня на две нива и зала за хранене за 300 души; санитарен възел, в т.ч. и за хора в неравностойно положение; кафене и прилежащ склад; охрана; 2. Научно-изследователски корпус (НИК): фоайе; лекарски кабинети; зъболекарски кабинет; аналитична лаборатория; лаборатория внедряване; съблекални; вертикални комуникация с изградено санитарно хигиенно звено. Основни вертикални комуникации- 8 бр.: 2 бр. във всеки производствен модул; една основна и една допълнителна към администрация, НИК.

Ниво 2 (кота +3,00 m) Администрация: конферентен блок изграден от 4 зали съответно: голяма прожекционна зала 110 човека с места за хора в неравностойно положение; две зали за 35 души; една за 19 души; зона за изчакване с възможност за поднасяне на кетъринг; бюфет на самообслужване, захранван от кухнята на ниво 1; 11 бр. офиси. НИК: лаборатории 3 бр.; кабинети 4 бр.; архив за нормативи с читалня. В производствените етажи са разположени комуникационни ядра със санитарен възел с филтър. Администрация: офиси 9 бр.; заседателни зали- 3 бр. ; Ниво 3 (кота +6,00 m) Производствен модул за филм таблети: хигиенно-комуникационно звено с филтър; началник; цех технолози; заседателна зала; вход за производство с въздушен филтър.; Ниво 4 (кота +12,00 m) Производствен модул за дражѐта: разположен на 3 нива; складови помещения на ниво 1.

При готовност на таблетите, те минават през блистер-автомат, опаковка в кутия с листовка, пачкиране (на пачки по 10 бр.), кашониране (в зависимост от партидата).

Посредством лентов транспортьор готовата продукция се придвижва до подемник, който обслужва високостелажния склад.

Складът за готова продукция се обслужва от ролков транспортьор, подаващ към система от подемници, извършващи зареждане във хоризонтална посока и придвижващи се по коридори. Прието е конструиране на ивични фундаменти, свързани с рандбалки. Високостелажният склад, изграден от колони с размери на напречното сечение 50/50 cm е покрит (отворът е с размери 30/34 m) със стоманена ферма. (фиг. 25)



Фигура 25. Вертикален разрез

Лабораториите са осигурени с отвори, съобразени с дейността им.

За вътрешните стени се използват различни системи на Knauf, според изискванията за пожаро- и влагоустойчивост, и тухлена зидария.

В производствата и лабораториите настилката е висококачествена хомогенна PVC настилка с висока степен на износоустойчивост, антибактериална, киселинноустойчива, нехлъзгаща се, с изключителна здравина и дебелина от 3 mm (рулонен материал).

Подовете са с гранитогрес в администрацията, освен в киносалоните, където се предвижда трудногорим мокет и PVC настилка в зоната за сядане.

За довършителните работи за стените е предвидено да се използва латекс.

Вратите на производствените зали са пожароустойчиви, самозатварящи се, отварящи се само навън, с брави тип „антипаник“ и осигуряват степен на негоримост до 90 min.

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Строителството на фармацевтични предприятия в България отговаря на съвременните тенденции, както в архитектурно-технологично [4], така и в конструктивно решения.

От съществена важност е в процеса на обучение студентите (от специалности „Архитектура“ и „САСС“) да бъдат запознати с нормативната база и реално изградените (и функциониращи) обекти, за да може в бъдещ план всички участници в инвестиционния процес да могат да осъществяват бърза и адекватна връзка по между си и реакция.

Предвид високите цени на машините и оборудването за подобен тип сгради, трябва да се осигури пространство за нормалната им работа и експлоатация, както и евентуални смени и/или ремонти.

Хигиената и чистотата във фармацевтичните предприятия е изключително важна за сигурността при производството, живота и здравето на хората. Затова, строителството (в т.ч. преустройство и ново строителство) трябва да отговарят на всички нови (съвременни) стандарти и закони [2], [3] за качество на материалите и продуктите, които се влагат при всички строително-монтажни дейности.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Дипломна работа на Мила Арнаудова, ВСУ „Л. Каравелов“, София
[2] Закон за устройство на територията на МРРБ, обн. ДВ.бр.1 от 2.01.2001 г., изм. и доп. ДВ. бр. 53 от 27.06.2014 г.
[3] Наредба № 13-1971 за строително-технически правила и норми за осигуряване на безопастност при пожар. МВР и МРРБ, ДВ. бр. 96 от 2009 г. и бр. 101 от 2010 г.
[4] Сиврев Л., Индустриални и транспортни сгради и комплекси Модул 1, 2012 г.
[5] Власарев Д., Териториално-устройствено проектиране за сгради и комплекси на хранително-вкусовата промишленост и земеделието (стр.88), С., 2014, ISBN: 978-954-331-056-2
[6] Власарев Д., Зелената система на малките производствени зони и микрорайони от земеделието и хранителната промишленост (стр.78), С., 2014, ISBN: 978-954-331-059-3
[7] Власарев Д., Зониране и композиция на зелената система от производствените комплекси на индустриалния микрорайон, (стр. 622-623), DCB 2016 Варна
[8] https://www.investor.bg/novini-i-analizi/339/a/akcionerite-na-sofarma-razreshiha-razpredelianeto-na-6-mesechen-divident-256454/ (20.07.2018)
[9] http://www.irconltd.com/bg/actavis-dupnica.html (20.07.2018)
http://www.pharmacy-bg.com/proizvoditeli/vetprom-ad/ (20.07.2018)

ПРОЕКТИРАНЕ НА ПЛОДОХРАНИЛИЩА

Бориславa Манчева-Велкова[1], Станислав Цветков[2]

DESIGN OF FRUIT STORAGE FACILITIES

Borislava Mancheva-Velkova[1], Stanislav Tsvetkov[2]

Abstract:
Products stored in the fruit storage are produced on open areas or in greenhouses. The storehouses consist of a reception-handling room, temporary storage and refrigeration chambers. Warehouses with boxes and soft packs are placed near the manipulation room. The advantages of these buildings are the provision of long-term storage, by providing a special microclimate. The requirement for the buildings is to provide better insulation and ventilation devices. Depending on the in-service transport used and the order of production, the fruits or vegetables can be: palletised up to 7 m height and on shelves for - 2,70 m height. The constructions used may be from precast concrete production or steel. Prior to placement in the refrigeration chambers, the products stay in a pre-cooled room at 15-20 degrees for 10-15 days. Warehouses with a special microclimate have a relative humidity of 85-95% and a temperature of 4-5 degrees. The advantage of these types of buildings is that they store the produce for a period of 20 to 40 days, and for some other products and a longer period. The report examines examples of buildings executed in Bulgaria and other countries. Administrative and communal premises (dining room, toilets and bathrooms, and more) are planned for the fruits (vegetables) storage facilities.

Keywords:
Fruit (Vegetables) Storage, Architectural, Technological and Construction Requirements, Special Microclimate.

1. УВОД

За създаване на възможност на консумация на пресни плодове и зеленчуци, целогодишно се изграждат различни сгради и съоръжения, като планировъчна структура, осигуряващи потребности на вътрешния и външния пазар [2]. В хладилните камери с изкуствен студ (с поддържана определена температура) се запазват биологичните свойства и първоначални качества на продукти, които имат бързо развалящ характер.

[1] Бориславa Манчева-Велкова, доцент, д-р арх., катедра „Градоустройство, теория и история на архитектурата“, Архитектурен факултет, ВСУ „Любен Каравелов“, гр. София, ул. „Суходолска“ №175, *e-mail*: bobimancheva@abv.bg;
Borislava Mancheva-Velkova, Assoc. Prof., PhD, Architect, Department of Urban Planning, Theory and History of Architecture, Faculty of Architecture, University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „Lyuben Karavelov“, 175, Suhodolska Str., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: bobimancheva@abv.bg.
[2] Станислав Цветков, асистент, инженер, катедра „Строителни конструкции“, Строителен факултет, Висше строително училище „Любен Каравелов“, гр. София, ул. „Суходолска“ №175, *e-mail*: st.cvetkov@vsu.bg;
Stanislav Tsvetkov, Assistant Prof., Department of Building Structures, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „L. Karavelov- Sofia, 175, Suhodolska Str., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: st.cvetkov@vsu.bg.

2. СЪЩНОСТ И ВИДОВЕ ПЛОДОХРАНИЛИЩА

Съхранението на плодовете най-често се практикува в три вида плодохранилища - обикновени, охлаждани със свеж въздух, хладилни плодохранилища и хладилни плодохранилища с контролирана влажност на въздуха и газово съдържание.

Обикновени плодохранилища (без климатизация)- този тип плодохранилища са добре изолирани постройки (действащи на принципа на свежия въздух), в които температурата се поддържа чрез вкарване на студен въздух отвън през по-хладните часове на денонощието. Недостатъкът е, че през есента температурите и през нощта са все още високи, поради което не могат да се подтиснат физиологичните процеси в плодовете. Подходящи за съхранение при такива условия са някои местни сортове, които се отличават с добра съхраняемост. Те представляват термоизолирани постройки, в които температурата и относителната влажност на въздуха се регулират с помощта на хладилни и други съоръжения. Състоят се от машинно отделение, камери за съхранение и манипулационни помещения за сортиране, опаковане и експедиране на плодовете и зеленчуците.

Хладилни плодохранилища с контролирана влажност на въздуха и газово съдържание - при този тип плодохранилища физиологичните процеси в плодовете се подтискат освен със студ и чрез понижаване съдържанието на кислород и увеличаване съдържанието на CO_2, а в по-новите типове и на азот. Оборудването за регулиране на газовия състав ги оскъпява, но качеството и продължителността на съхранение на плодовете са много по-добри.

Предимствата на хладилниците с контролирана атмосфера са следните: удължава се периодът на съхранение с около 50 на сто; възможно е поддържането на по-висока температура (3-4°C вместо 0 до 1°C), с което се избягва опасността от нискотемпературен разпад; изваденитe от камерата плодове запазват по-дълго свежестта си и вкусовите си качества. За съхранение на зеленчуци, лук и др. се използват и камери до -4°.

В зависимост от броя на видовете съхранявани продукти са разделени на: специализирани помещения - предназначени за един вид плодове (плодови плодове, грозде, цитрусови плодове) и универсални - за съхранение на различни видове плодове. Зависимостта от периода на съхранение на плодове е разделен на станция за охлаждане: 1- за бързо охлаждане на плодове, летни сортове и грозде преди изпращане; 2- за дългосрочно съхранение на зимни сортове и комбинирани (за охлаждане и съхранение на плодове).

По време на складирането се диференцират два основни периода с различен микроклимат: лечебен и период на охлаждане. Лечебният период е с продължителност 10-15 дни, при температура 15-20 °C и относителна влажност 90-95%. При периода на съхранение продължителността е 20-40 дни, температура 4-5 °C и относителна влажност 85-90%.

В табл. 1 са показани начините на съхранение на плодове и зеленчуци, а в табл. 2- параметрите при съхранение.

Съгласно изискванията на планировъчните сервитути и зони между складовите бази от хранителната промишленост и източниците, които отделят вредности в околната среда (обекти, съоръжения и инсталации), се изисква хигиенно-защитна зона. Складовете за хранителни стоки, включително хладилници, попадат в хигиенно-защитна зона [4]. Складовете за хранителни стоки, включително хладилници, попадат в хигиенно-защитна зона от 50 m спрямо жилищната територия. Защитната зона за обектите се разрешава от МЗ въз основа на становище от съответната хигиенно-епидемиологична инстанция и изготвяне на оценка на въздействието върху околната среда и водите (ОВОС).

Качеството на продукти като картофи, лук, всякакви плодове и зеленчуци се покачва или намалява в зависимост от това, как са съхранявани. Тези продукти са изключително чувствителни към колебания на температурата.

Таблица 1. Начини на съхранение на продуктите

Продукт	**Препоръчва се**	**Допуска се**	**Не се препоръчва**
КАРТОФИ	В боксове (клетки) В сандъци	В насипно състояние (на купчини) с естествена вентилация	В насипно състояние само с изсмукваща вентилация
ЦВЕКЛО	В насипно състояние На купчини С активна вентилация		
МОРКОВИ МАГДАНОЗ РЯПА и ЦЕЛИНА	В сандъци или пирамиди с пластове пясък между тях, в сандъци и правилни купчини без пясък, в складове с принудителна вентилация	На рафтове, натрупани в срок до 3 месеца	В насипно състояние в слой, по-голям от 1 метър, с естествена вентилация
ЛУК, РЯПА И ЧЕСЪН	В сандъци, табли, в складове с принудителна или активна вентилация	На рафтове в сандъци и боксове с естествена вентилация	В насипно състояние с естествена вентилация
ЗЕЛЕ	В боксове (клетки), в сандъци (клетки), в насипно състояние (на купчини) или на рафтове с активна вентилация и с всички зелени листа на кочаните	На рафтове и профилни купчини на пода в складове с естествена вентилация	В очистен вид в насипно състояние с естествена вентилация
ПЛОДОВЕ	В сандъци или щайги на подложки, в складове с принудителна вентилация	В сандъци без подложки, в складове с естествена вентилация	На рафтове и насипани на пода

Таблица 2. Параметри при съхранение

Култури	Температура, [°C]	Относителна влажност, [%]	Метод за предварително охлаждане	Съхранимост, [дни]	Чувствителност към етилен
Ябълки	от - 0,4 до 4,5	90 - 95	4, 1, 2	90 - 240	+
Круши	от - 1 до 0	90 - 95	1, 4, 2	60 - 90	+
Сливи	0	90 - 95	1, 2	14 - 28	+
Кайсия	0	90 - 95	4, 2	7 - 14	+
Череша	-1	90 - 95	2, 1	14 - 21	
Праскова	от - 0,5 до 0	90 - 95	1, 2	14 - 28	+
Нектарини	- 1	95	1, 2	14 - 18	+
Ягоди	0	90 - 95	4, 1	5 - 10	
Малини	0	90 - 95	4, 1	2 - 3	+
Къпини	от - 0,5 до 0	90 - 95	4, 1	2 - 3	
Банани	от 13 до 14	90 - 95		7 - 28	+
Киви	0	95 - 100		28 - 84	+
Грозде	0	85	1	56 - 180	
Портокали	от 0 до 9	85 - 90		21 - 50	
Грейпфрут	от 10 до 15	85 - 90		28 - 42	
Лимони	от 10 до13	85 - 90		30 - 180	
Мандарини	от 4 до 5	90 - 95		14 - 25	+
Ананас	от 7 до 13	85 - 90		14 - 36	

Фигура 1. Изолирано хале [14]

Фигура 2. Фасада на предприятието

С изолирането на покрива и/или стените на сградите (фиг.1), се повишава не само качеството на плодовете и зеленчуците, но същевременно се намалява и потреблението на енергия. Складовете и халетата трябва да са оптимално пригодени за съхранението и запазването на стоките и продуктите, особено, когато е нужно индивидуално управление на климата.

3. ПРИМЕРИ ОТ БЪЛГАРИЯ

А. Тържище „Слатина-Булгарплод“ ООД

Тържище „Слатина-Булгарплод“ ООД е организирано като пазар на едро през 1991 г. (член на Световния съюз на тържищата със седалище гр. Хага, Кралство Холандия), се намира в източната част на гр. София, в непосредствена близост до летище София и входно-изходните магистрали (водещи към Северна и Южна България). Тържището е най-голямото по рода си не само в България, но и на целия Балкански полуостров. (фиг. 2)

Тържището се специализира и развива в търговията с пресни и преработени плодове и зеленчуци, птици, месо, риба и други основни хранителни стоки (богатото разнообразие на предлаганите пресни плодове и зеленчуци включва, както родното българско производство, така и доставки от различни краища на света: Южна и Северна Америка, Европа, Африка, Азия).

Общата площ е над 300 000 m^2, от които 10 000 m^2 са хладилни площи. Годишната реализация на стоки надвишава 270 000 t. Обслужваното население е над 2 000 000 души. Тържището е основен дистрибутивен център за пресни плодове и зеленчуци за столицата и за част от Северозападна и Югозападна България. Тържище „Слатина-Булгарплод“ ООД разполага с просторни площадки за товарене и разтоварване на стоки. На неговата територия са разположени: паркинги за различни видове автомобили, автосервиз, бензиностанция и железопътна линия, която достига до сърцевината на пазара. Редица удобства на тържището предлагат няколко комплекса за хранене, обменно бюро, лекарски и стоматологичен кабинет. Продаваните стоки се контролират от Българска Агенция по Безопасност на храните, като непрекъснато се следи за съответствие със санитарните и хигиенни изисквания. От края на 2002 г. работи и модерен специализиран пазар на едро за птици, месо и риба, който е неразделна част от тържището. Новите складови помещения имат обща площ от 6604 m^2, като от тях 3500 m^2 са хладилни площи. Инфраструктурата на специализирания пазар е над 12000 m^2 . Той отговаря на всички ветеринарно-санитарни и хигиенни условия за извършване на този вид търговия, както и на изискванията и стандартите на Европейския съюз. Средната големина на складовете е 136 m^2. Всеки склад разполага с 3 бр. универсални хладилни камери с обща площ 67 m^2 и обем 190 m^3. Осигурени са офис-помещения на втория етаж на склада, офис на касиера и санитарни помещения. [15]

Б. „Булгарекоплод“ ЕООД Хаджидимово (фиг. 3)

Това е предприятие (завършено строителство през 2004 г.) за преработка и замразяване на плодове и зеленчуци със застроена площ от 7800 m^2, ситуирано на 300 m от АМ „Тракия“, 22 km от град София, до жп. гара “Вакарел” и на 40-120 km от производителите на плодове и зеленчуци. Промишлените сгради са с обща застроена площ от 10100 m^2, разположени на един парцел от 16 900 m^2. Изградените хладилните площи са около 24000 m^2, изолирани с термопанели.

Фигура 3. Вътрешна част „Булгарекоплод“ ЕООД Хаджидимово

Фигура 4. Изглед от към входа „Bulgaria Foods“ гр. Летница

Хладилният капацитет е подсигурен от винтови компресори. Производството в двете предприятия се извършва чрез: два IQF тунела, две шокови стационарни камери и спираловиден тунел, което позволява преработка и замразяване на около 10 t продукция на час и е най-голямото предприятие в България. Хладилните камери са с обем 15 000 m^3 за съхранение и преработка на замразени плодове и зеленчуци и 8 900 m^3 за съхранение и преработка на замразено и охладено месо и месни продукти. Те позволяват съхранението на около 35000-40000 t продукция. Предприятието разполага със собствена лаборатория. В парцела са разположени: четири собствени водоизточници, двойно подсигурено електрическо захранване, собствени трансформатори, дизелови електрически генератори, парно стопанство, газифициране. Машините са предвидени за подредба в мултифункционална линия за производство на различни видове замразени продукти като асортимент. Замразените зеленчуци представляват следния асортимент: грах, сладка царевица, карфиол, броколи, чушки - ивица и кубче, цяла чушка, печена белена чушка, зелен фасул, бамя, гъби, лук, домати, тиквички и зеленчукови миксове. Замразените плодове, представляват следния асортимент: ягоди, малини, боровинки, шипка, череши и вишни, праскови, кайсии, сливи без костилките. Преработват се още: замразени бланширани полуизпържени картофи, както и замразени панирани картофи с подправки; замразени зеленчукови и вегетариански бургери и крокети /панирани и полуизпържени/- чушка бюрек, вегетариански шницел, спаначени крокети, гъбени крокети, бургер хепи кук, крокети от броколи, карфиол, картофени крокети и др. Линията за производство на консерви е с два автоклава и консервно оборудване. [16]

В. „Bulgaria Foods“ гр. Летница (фиг. 4)

В рамките на Научно-изследователски проект към ВСУ „Л. Каравелов“-София, авторите на настоящия доклад посетиха горепосоченият обект и се запознаха с технологичното оборудване и архитектурно-строителната част.

Продуктите на фирмата се предлагат из цяла Европа. От 2017 година „България Фуудс“ е част от Ленокс ГмбХ & Ко. КГ (Хамбург, Германия) и преследва стратегическата мисия на Ленокс да предлага изключително качество и съвършен вкус на Европейските потребители. „България Фуудс“ разполага със собствено земеделско производство в района на Троян и замразителни мощности в Летница и Добродан. Фабриката в Летница е оборудвана с най-модерната технология в бранша, включваща

Унидекс замразителен тунел с 5 вентилатора и компресори Майекава. Фабриката в Добродан работи с технология за стационарното замразяване. Сред широката гама от продукти предлагани от „България Фуудс“, основно място заемат: замразени ягоди, вишни, кайсии, сливи, малини и къпини. Компанията произвежда още: замразен див чесън, пипер, кайсиеви топки със захар и други, със собствени и закупени от български земеделски производители продукти. „България Фуудс“ изпълнява стриктна програма за контрол на качеството и е носител на IFS Food сертификат за плодове и зеленчуци. [17]

Първата сграда е построена през 1992 г., като през годините са достроявани нови части, а в момента се изгражда допълнителна камера за темперииране на входящите продукти (за предпазване от пълна дефростация). Една от най-важните цели на фирмата е прилагането на нови и модерни технологии за преработка на суровината. Технологията съдържа хладилни камери за съхранение и шоково замразяване чрез флуидизация, оборудване за оползотворяване на некачествената (но годна за консумация) суровина в плодови пюрета. Машините се подреждат в зависимост от продуктите, които ще се консервират (т.е. налице са флексибилни технологични линии). Предприятието се състои от: основно производство, помощно производство и вътрешно-обслужваща част. Съблекалните са снабдени с 2 броя гардеробни помещения с гардеробчета за градско и работно облекло. Преходът на персонала в отделните зони се осъществява с измиване на обувките и ръцете, а всеки работник е снабден с: маска за лице, боне за главата и престилка.

Предприятието се обслужва от компресорно помещение (фиг. 5), оборудвано с 3 броя амонячни компресори, осигуряващи фреон за камерите. Конструкцията на компресорното е стоманобетонна, с покривно покритие от стоманобетонни 2Т- панели.

От своя страна хладилниците със светла височина 8 m, са облицовани и с вътрешни термопанели с дебелина 20 cm по стените и таваните. В тези камери се подреждат чрез допълнителни стоманени конструктивни форми европалетите (стандартен размер) със суровините за складиране. Хладилните камери са с плъзгащи врати. (фиг. 6)

Допълнително са монтирани таванни охладители (фиг. 7) и въздуховоди за поддържане на температури от 0 до -5°C.

Носещата конструкция е стоманена, монтирана върху висок основен пояс, облицована е с външни термопанели. Подовата настилка е от епоксидна смола. Вътре в настилката са монтирани допълнителни нагреватели в трите камери, за поддържане на постоянна температура (за предотвратяване на резки разлики).

Фигура 5. Компресорно отделение

Фигура 6. Врата на хладилна камера

Фигура 7. Таванни охладители в пакетажния цех

Така организиран, технологичният процес е предпоставка за пълна преработка на постъпваща с различно качество суровина, а именно: суровината с най-добро качество се замразява шоково и наранените и по-дребни се пюрират за конфитюри.

Оборудването и технологията са съобразени спрямо изискванията за ефективно и модерно производство с машини и съоръжения произведени по европейски стандарти. Машините са висок клас от гледна точка на изработка, надеждност и обслужване. (фиг. 8)

а)

б)

Фигура 8. Интериор

Фигура 9. Тунел: а) общ изглед; б) в процес на подаване на суровина

При производството на замразени кайсии (*например*) - продуктите се измиват с воден разтвор с аскорбинова киселина, сортират (през калибриращ барабан) и постъпват в поточния тунел, наричан още и флуидизационен фризер. (фиг. 9) Принципът на флуидизация означава, че продуктът „плува” през фризера, носен по насочено нагоре студено въздушно течение, образувано от (хиляди) високоскоростни въздушни струи. Хранителните продукти постъпват повдигнати в зоната на замразяване, като посредством употребата на каскадна система плуват през зоната на замразяване до получаване на крайния продукт, който е готов за опаковка.

Тунелът има две отделни камери. Принципът на флуидизация (с прилагане на IQF-техника) се основава на употребата на малки по размер хранителни продукти, които могат да бъдат вдигани във въздушния поток. Подходящ е за широка гама продукти: меки, лепливи, чувствителни. Диапазонът на тези продукти обхваща както традиционните основни зеленчуци като: грах, нарязани на кубчета или на резени кореноплодни зеленчуци, нарязани плодове и цели или нарязани безкостилкови плодове (ягоди, малини /изискват ниски температури за съхранение/, боровинки), така и много леки продукти (като например- билки). [17]

Г. База Волуяк, обл. София

Базата е изградена на територия от 30 дка и разполага с хладилна площ- 7000 m^2. (фиг. 10) Плодохранилището е със застроена площ 12000 m^2. Разполага с 20 бр. нулеви камери с общ капацитет 56000 m^3, както и с покрити: товаро-разтоварно хале, ж.п. галерия и паркинги.

а)

б)

в)

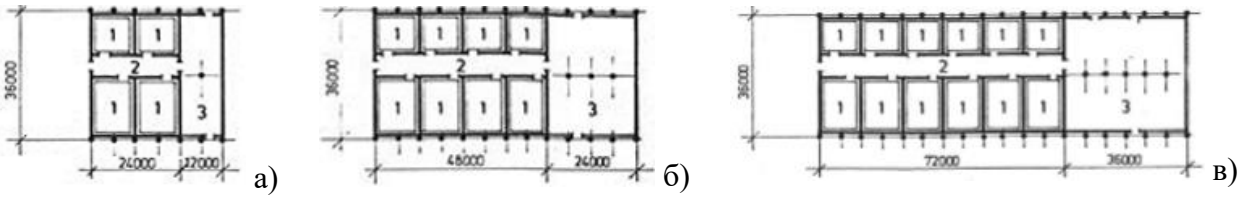
Фигура 10. Вътрешно устройство на базата

Съхраняваните продукти са: плодове (банани, портокали, мандарини, ананаси, лимони, киви, манго, ябълки, круши, череши), зеленчуци (домати, краставици, картофи, лук), животински и млечни продукти (колбаси, яйца, мляко, сирена), ядки, консерви и напитки. [18]

В България има още много бази и плодохранилища.

4. ПРОЕКТИ РАЗРАБОТВАНИ ВЪВ ВСУ „Л. КАРАВЕЛОВ-СОФИЯ“

Складирането става в хладилни камери, които могат да се унифицират, като се използва модулна мрежа от 6/6 m. (фиг. 11)



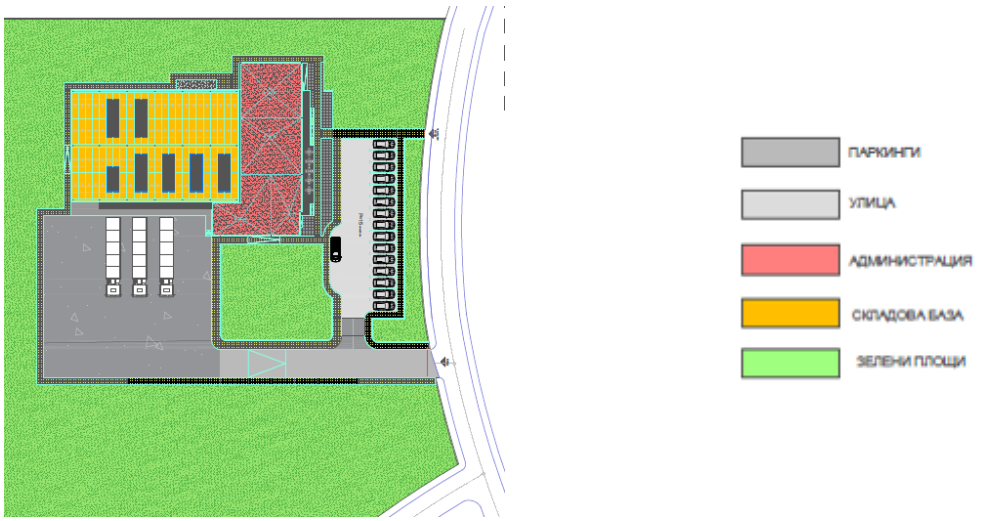
Фигура 11. Принципни схеми за съхранение на продукция от:
а)- 1000 t; б)- 2000 t; в)- 3000 t [2]

А. Складова база за плодове и зеленчуци- *Първи пример*

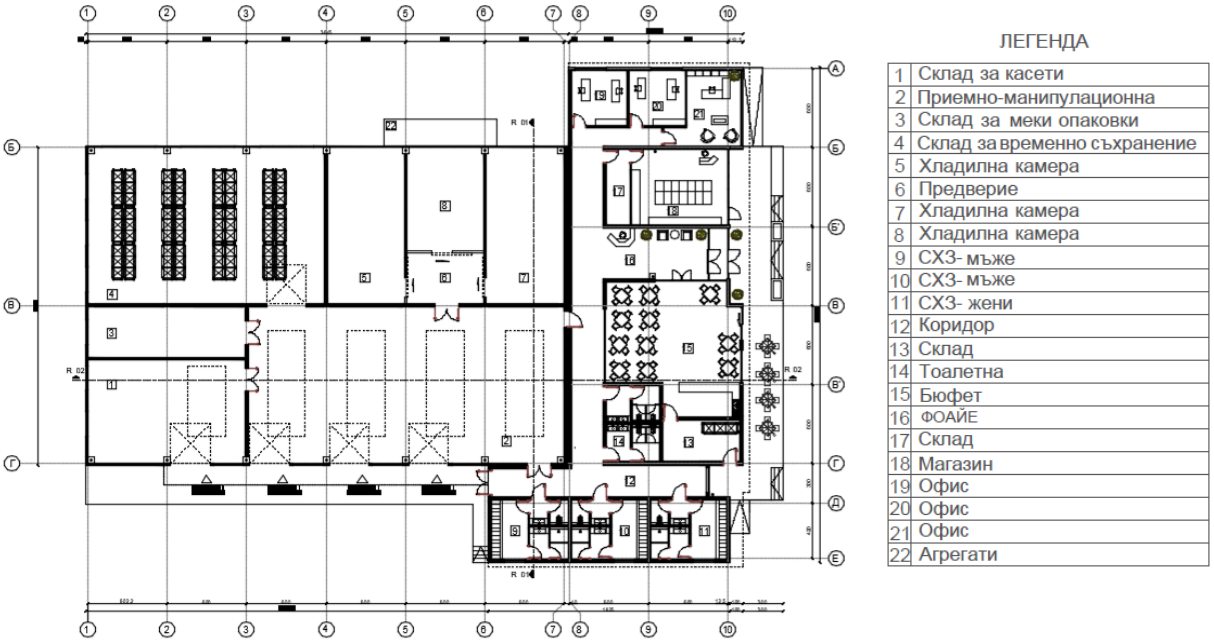
В обемно-пространствено отношение доминираща е складово-хладилната част. (фиг. 12) Фасадите на производствено-складовата сграда са изпълнени със стенни сандвич-панели с дебелина 10 cm. Пред манипулационната е предвидена товаро-разтоварна рампа и 4 бр. врати за електрокари, както и странично осветление за работещите в залата. Фирменият магазин, входът и бюфетът се изпълняват с витрини.

Фигура 12. Визуализация

Проектира се в землището на с. Пиперица. Сградата е разположена на благоприятен южен скат с лек наклон (на юг). Базата се състои от две части долепени една до друга. Единият обем с по-малка височина е обществено-обслужващата част с: офиси, битови помещения, бюфет и магазин. Другият обем е складово-производствена част, разполагаща с: манипулационна, склад за амбалаж, склад за временно съхранение и хладилни камери. Отделно от тях са разположени оранжериите- с южно изложение. (фиг. 13)

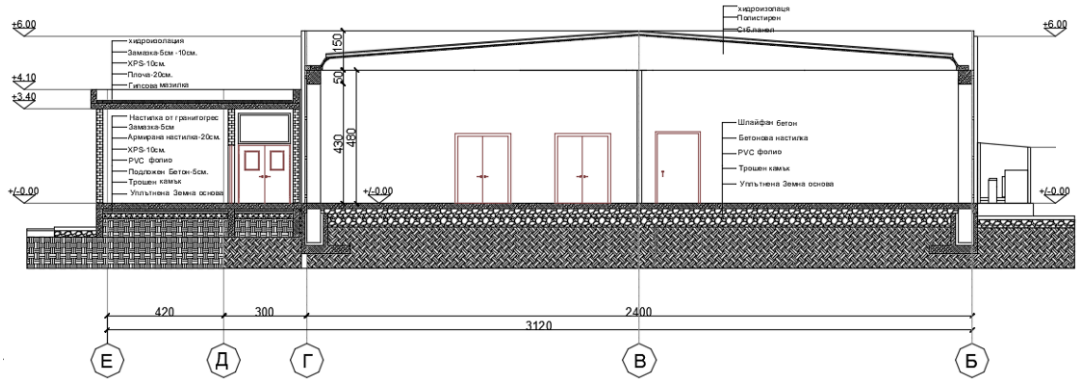


Фигура 13. Генерален план

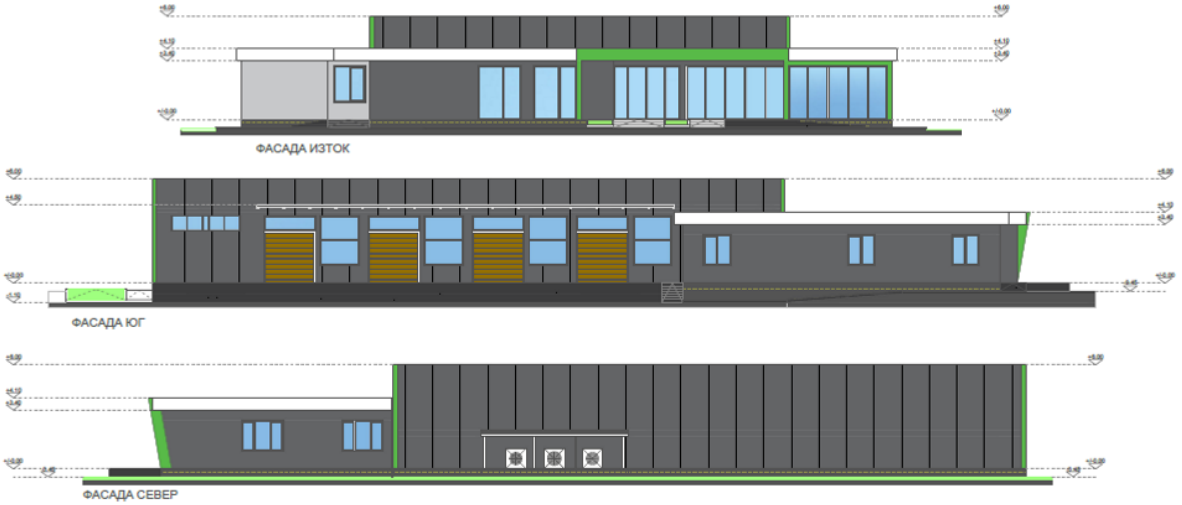


Фигура 14. Разпределение

Хладилният склад се изпълнява с 2Т- панели на фирма „Castello“ с подпорно разстояние от 24 m в напречна посока и модул от 6 m в надлъжна посока. Използват се сглобяеми колони и единични фундаменти. Предвижда се горно покривно осветление над манипулационната. Подът при хладилниците, манипулационната и складовете се изпълняват от шлайфан бетон. За осигуряването на допълнителна топлинна изолация в тези помещения се предвижда допълнително изолиране при окачените тавани и вътрешната страна на стените. Компресорите за осигуряване на постоянна температура са разположени непосредствено до хладилниците на фасадната стена. Обществено-обслужващата част е изпълнена с монолитна стоманобетонна конструкция и е отделена с дилатационна фуга от складово-хладилната част. Санитарно-хигиенните звена са разположени в близост до манипулационната зала. За работещите в предприятието, както и за административно-управленския персонал се предвижда бюфет със складово-подготвителна част. (фиг. 14, фиг. 15, фиг. 16)



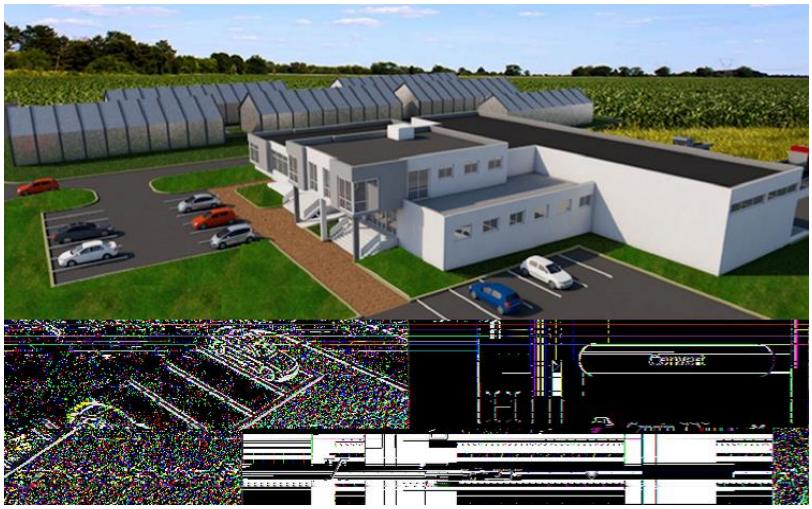
Фигура 15. Вертикален разрез



Фигура 16. Фасади

Б. Архитектурно решение на складова база за плодове и зеленчуци с обществено обслужваща и производствени части като общ композиционен елемент- *Втори пример* (фиг. 17)

Конструкцията на производствената част е решена като рамкова конструктивна система, с подпорни разстояния 6 и 12 m.



Фигура 17. Визуализация

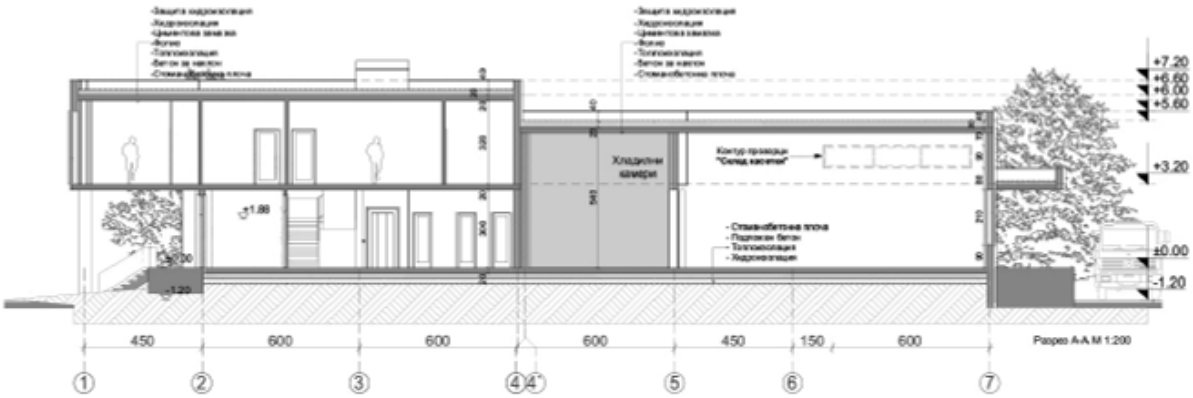
Фигура 18. Генерален план

Приемно-манипулационната, складът за временно съхранение и складът за касетки са с височина по-голяма от 6 m.

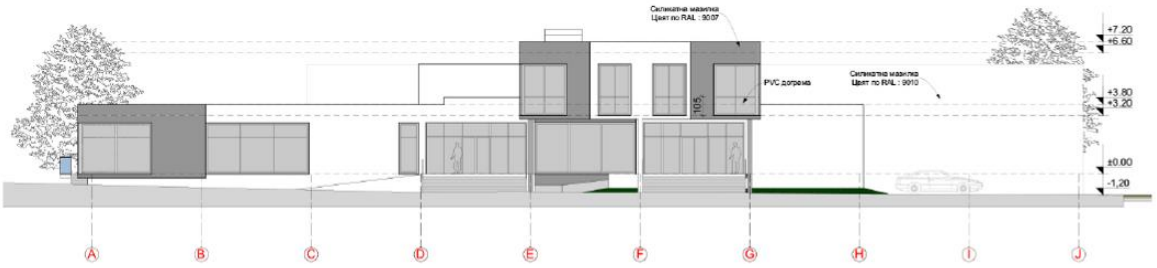
Агрегатите и инсталациите за охлаждане ще бъдат разположени на покрива.

Комплексното обществено обслужване е решено на две нива. На първо ниво са: фирменият магазин, санитарно-хигиенните звена и кухнята-разливна. На второ ниво, посредством стълба и асансьор се достига до офисите и заседателната зала. (фиг. 18, фиг. 19, фиг. 20 и фиг. 21)

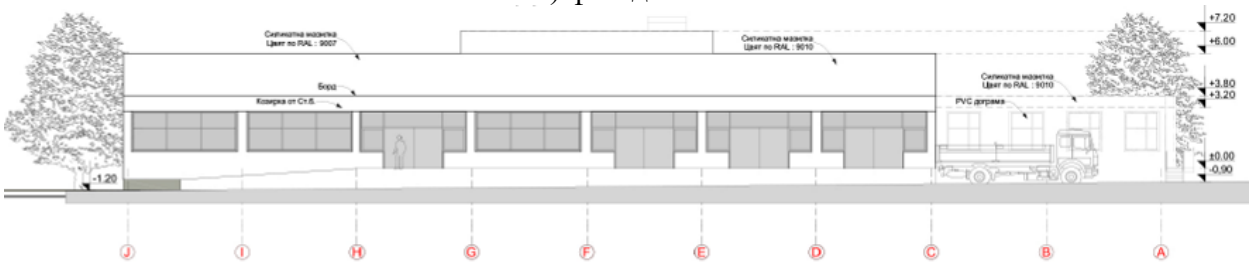
Фигура 19. Разпределение на кота +3,20m



Фигура 20. Вертикален разрез



а) фасада Юг



б) фасада Север

Фигура 21. Фасади

5. ИЗВОДИ

Около големите консумативни центрове и в близост до производителите на плодове и зеленчуци, се: строят, реконструират и модернизират нови бази и съществуващи такива за съхранение на хранителни продукти при специален микроклимат. При проектирането на подобни сгради, имайки предвид технологичното им оборудване, се изискват помещения с големи подпорни разстояния.

Изградените хладилни бази са скъпоструващи съоръжения, които изискват спазване на завишени хигиенни изисквания при проектирането и експлоатацията им.

Съвременните строителни материали и конструктивни елементи (изолации, окачени тавани, сандвич-панели, сглобяеми стоманени и стоманобетонни елементи), предлагат добри възможности за удовлетворяване на архитектурно-технологичните и конструктивни изисквания, по отношение на: температурно и пожаро-обезопасени елементи и инсталации (в т.ч. за предпазване от взрив и пожар), олекотени конструкции и сигурни съединения между конструктивните части (болтови и/или заваръчни, както и такива на скрити връзки), устойчиви на вертикални и хоризонтални въздействия конструкции на сградите и съоръженията.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Василев Д., Земеделски сгради, УАСГ, С., 2001
[2] Власарев Д., Устройствени и технологични структури за хранително-вкусовата промишленост. На примера на малките и средни предприятия, изд. ВСУ „Любен Каравелов“, С., 2014, 67 с., (ISBN: 978-954-331-053-1)
[3] Власарев Д., Устройствена конверсия на бившите селскостопански дворове за нови производства на промишлеността и селското стопанство, благоустрояване и зелена система. На примера на земеделските клъстери от малки и средни предприятия, изд. ВСУ „Любен Каравелов“, С., 2018, 111 с., e-book (ISBN: 978-954-331-084-5)
[4] Власарев Д., Териториално-устройствено проектиране за сгради и комплекси на хранително-вкусовата промишленост и земеделието, изд. ВСУ „Любен Каравелов“, С., 2014, 109 с., (ISBN:978-954-331-056-2)

[5] Власарев Д., Андреев А., Сгради за съхранение на плодове и зеленчуци, актуални решения и принципи на проектиране, консервни предприятия за плодове и зеленчуци, съвремени проблеми, XVI Международна научна конференция ВСУ „Л. Каравелов“, София 2016, том III, 215-221 с. 2016, С., (ISSN 1314-071X)
[6] Власарев Д., Клъстерни структури в земеделието, агроекология и биоземеделие, XVII Международна научна конференция ВСУ„Л. Каравелов“,2017 г., том III 339-344 с. (ISSN 1314-071X)
[7] Власарев Д., Агростопански и индустриални клъстери. Планиране на териториите им в рамките на малките производствени зони и микро райони. Международна научна конференция ВСУ-2016, 15-17 септември 2016г., Варна, стр. 591-596, (ISBN: 978-954-92866-7-0)
[8] Власарев Д., Устройствено планиране на агросопанските клъстери от малките производствени зони и аграрни микро райони. Международна научна конференция ВСУ 2016, 15-17 септември 2016г., Варна, 609-615 с., (ISBN: 978-954-92866-7-0)
[9] Власарев Д., Андреев А., Усторойствени решения на малки земеделски клъстери в планинските и полупланинските райони, XVI Международна научна конференция ВСУ„Л. Каравелов“, София 2016 г.,III 456 с., (ISSN 1314-071X)
[10] Закон за устройство на територията, МРРБ, обн. ДВ. бр.1/02.01.2001 г., изм. и доп. ДВ. бр. 53/27.06.2014 г.
[11] Манчева Б., Аграрни сгради и комплекси, ИК „Виделина“, С., 2014, 122 с. (ISBN: 978-954-8925-89-1)
[12] Москов И., Аграрни сгради, Техника, С., 1981
[13] Наредба № 13-1971 за строително-технически правила и норми за осигуряване на безопастност при пожар. МВР и МРРБ, ДВ. бр. 96 / 2009 г. и бр. 101 / 2010 г.
[14] https://pluimersbg.com/%D0%BF%D0%BB%D0%BE%D0%B4%D0%BE%D1%85%D1%80%D0%B0%D0%BD%D0%B8%D0%BB%D0%B8%D1%89%D0%B0/ (20.07.2018)
[15] http://www.slatina-bulgarplod.com (20.07.2018)
[16] https://www.bulgarianproperties.bg/imoti-promishleni-sgradi/imot-34186-promishlena-sgrada-za-prodajba-blizo-do-sofiya.html (20.07.2018)
[17] http://www.bulgariafoods.bg (20.07.2018)
[18] http://www.voluyak-bg.com (20.07.2018)

ПОКРИВНОТО ОСТЪКЛЯВАНЕ ПРИ УСТОЙЧИВОТО РАЗВИТИЕ НА ПРОМИШЛЕНИТЕ СГРАДИ

Ангел Мазников[1]

SUSTAINABLE DESIGN OF SKYLIGHTS FOR INDUSTRIAL BUILDINGS

Angel Maznikov[1]

Abstract:
The roof as well as the roof glazing are parts of the whole functionally determined architectural structure of the building. Roofs in contemporary industrial buildings have most over simple contour outlines and great dimensions of the slopes with significant distance between the facade walls. The roofs are predominantly pitched, considering the specific constructing systems.
It is recently popular the wide application of roof glazing to provide: upper natural lighting, natural ventilation, as well as elements of the ventilation for conducting smoke and heat for safety purposes in case of fire, according to the the acceptability of daylight in the production process. The realization of the roof glazing depends on the balance between the following requiements: functional, exploitational, structural, light-technical, physical, architectural aesthetic and economic. In the case of factory and storage buildings the pitched roof glazing structure types are: skylights – single, striped and grouped, and glazed roof superstructures. There is a tendency in their technical solution of combined construction rather than of separate one. They are installed as single, double or whole stripes, and without opening parts or with some mechanisms for automatic or manual opening.
The development of this architectural element is directed towards insuring both passive and active control on the working environment in the industrial buildings combined with integrity of the entire system of the technical installations. Roof windows are important for the architectural interior and the complete architectural form appearance of the building, as well as for the achieving of functional safety and sustainable development.

Keywords:
Rooflight Dome, Flat Roof Window, Skylights, Industrial Building, Building Services, Sustainable Design, Building Safety.

[1] Ангел Мазников, арх. д р, гл. асистент, катедра „Технология на архитектурата“, Архитектурен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ № 1, 1046 София; *e-mail*: arinteh@mail.bg;
Angel Maznikov, arch. PhD MSc,, Senior Assistant Professor, Department of Architecture Technology, Faculty of Architecture, UACEG, 1 Hristo Smirnenski Blvd., Sofia 1046, Bulgaria; *e-mail*: arinteh@mail.bg

1. ВЪВЕДЕНИЕ

В съвременното общество процесите и условията в промишлените сгради са важен елемент в основната сфера на човешката дейност – ″труд″, и участват в формирането на икономическата му структура. Актуалността на разглеждане на промишлените сгради, като архитектурен тип, се определя от изключително широкото им приложение при инвестиционните предложения в сегашната динамична обществена обстановка.

Архитектурно-конструктивната структура на промишлената сграда формира необходимите вътрешни пространства и работна среда и поема всички натоварвания от производствените дейности, включително и в аварийни ситуации, както и всички външни въздействия. Строителните системи и подсистеми с материалите за тях се изпълняват и поддържат с оглед осигуряване на съответствие с основните изисквания към строежите в продължение на икономически обоснован експлоатационен срок. Архитектурното въздействие на строителните системи, подсистеми и техните елементи е основа за формирането на цялостния образ на архитектурния обект.

Предвид функционалните специфики на типа сгради, големите натоварвания на техните подови конструкции от технологично оборудване и материали, и относително голямата необходима светла височина, преобладаващи са конструктивни системи на един етаж без подземен и тавански етаж, като е ограничено прилагането на други вертикални схеми. Покривът и покривното остъкляване към него са значителна част от цялостната единна функционална определеност на архитектурната форма на обектите.

Предмет на разглеждане в настоящото изложение е покривното остъкляване в промишлената сграда, като елемент на архитектурната и конструкция, характеризиращо се със своите функции, изисквания и свойства.

Целта на доклада е да анализира и обобщи основните теоретични положения за ролята на покривното остъкляване при устойчивото развитие на типа сграда – при проектиране, изграждане, функциониране и поддържане.

Чрез приетите методи на изследване – системно-структурния анализ и последващ синтез, е доказана тезата: **покривното остъкляване формира устойчиви архитектурни решения само при ясното му структуриране в системата на архитектурните конструкции на типа сграда и конкретен баланс на функции и изисквания**.

2. ФУНКЦИОНАЛНОСТ И ИЗИСКВАНИЯ ЗА ПОКРИВНОТО ОСТЪКЛЯВАНЕ

Покривното остъкляване е елемент на покрива на сградата, при който отвори в покривната структура са оформени със светлопропускащи пана, и с решетъчни или рамкови конструкции [3].

В съвременните промишлени сгради от всички подтипове покривите са преобладаващо с прости очертания на контура и големи размери на скатовете при значителни разстояния между противоположните фасадни стени. Използваните покриви са основно скатни предвид конкретните строително-конструктивни системи.

Широкото използване на покривно остъкляване в промишлената сграда е на базата на функционалността му за осигуряване на съответни:

- естествено осветление – горно с функционална и/ли естетическа роля, при целогодишна или сезонна продължителност.
- проветряване – периодично и непрекъснато.
- отвеждане на дима и топлината при пожар – като част от вентилационни системи за отвеждане на дима и топлината за безопасност при пожар.
- енергийна ефективност на ограждането.
- архитектурен образ – формиране в интериора и в екстериора.

При прилагането на покривно остъкляване се отчита допустимостта за естественото осветяване и слънчевата радиация за производствения или складовия процес, и за използваните в него материали и стоки, или товари.

Предназначението на архитектурно-конструктивния елемент обосновава и изискванията към него, които се класифицират в следните шест групи:

- функционално-експлоатационни – функционална целесъобразност, безопасна експлоатация, поддържане, почистване и ремонт, опазване на здравето и живота на хората, и опазване на околната среда.
- светлотехнически (оптични) – интензитет и равномерност, прозрачност, яркостен комфорт, изменение на осветлението в течение на деня и сезоните.
- строително-физически – енергийна ефективност, включително топлинни характеристики, влагоустойчивост, въздухопропускливост, водонепропускливост, защита от слънчево греене, изменение на слънчева радиация, проветряване, и защита от шум.
- строително-технически – интегриране в структурата на архитектурната конструкция, носимоспособност, огнеустойчивост и клас на реакция на огън, защитни характеристики (степен на съпротива, клас на сигурност), дълготрайност и надеждност.
- архитектурно-естетически – формиране на индивидуален тектоничен архитектурен образ.
- технологично-икономически – технологична съобразяване на производство и монтаж, инвестиционни и експлоатационни разходи, икономическия ефективност на цялостното архитектурно и инсталационно решение.

Постигането на съответствие с дефинираните многообразни изисквания в различните подтипове промишлени сгради определя използването на разнообразни видове покривно остъкляване.

3. ВИДОВЕ ПОКРИВНО ОСТЪКЛЯВАНЕ В ПРОМИШЛЕНАТА СГРАДА

В актуалните решения на производствените и складовите сгради се прилагат преобладаващо остъклени конструкции от две групи по **пространствена структура**: наклонени конструкции и комбинирани конструкции – наклонени и вертикални, въпреки съществуването в исторически план и на групата на вертикалните конструкции.

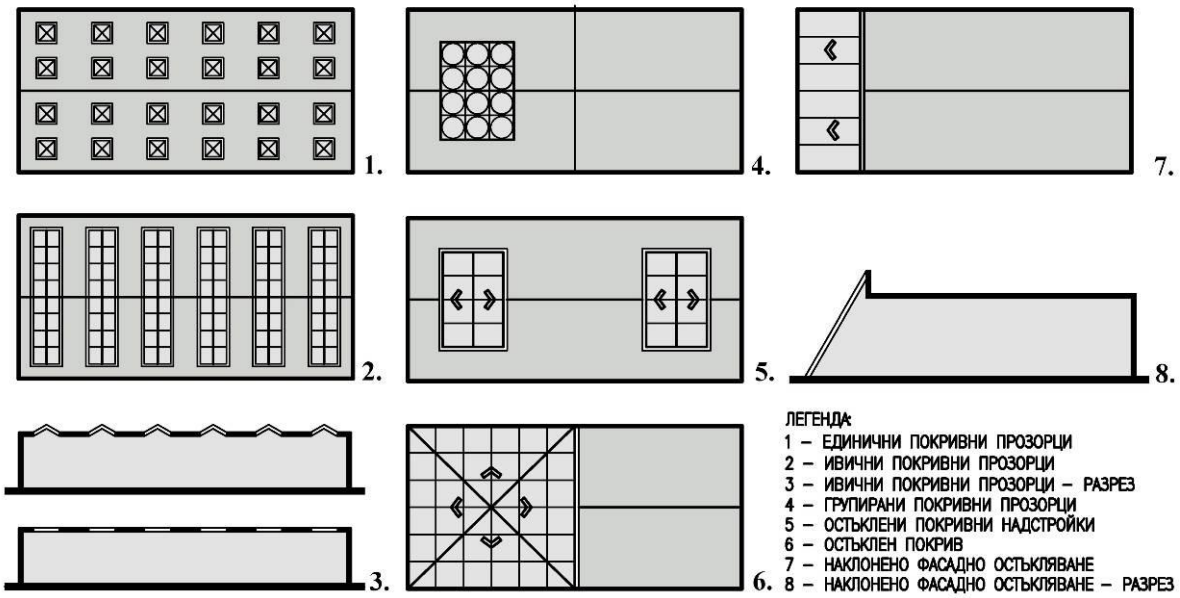
Покривните остъклявания се разделят на функционални видове в зависимост от **предназначението** си на:

- покривни прозорци – единични, ивични и групирани
- остъклени покривни надстройки.
- остъклени покриви.
- наклонени фасадни остъклявания.

Най-широко приложение в промишлените сгради намират покривните прозорци – единични и ивични, и остъклените покривни надстройки, предвид постигането на равномерност на полученото естествено осветление през тях (фиг. 1).

Според **конструктивното решение** покривните остъклявания се класифицират в два вида, като и двата имат поле на приложение в разглеждания тип сграда:

- със самостоятелна конструкция – включва два подвида остъклявания: светлопропускащи елементи с носимоспособност позволяваща да предадат въздействията директно към опорните контури на отвора, и светлопропускащи елементи оградени със система от профили предаващи въздействията към носещата конструкция на сградата.
- с комбинирана конструкция – остъклявания, при които светлопропускащите елементи са оградени със система от профили предаващи въздействията чрез столици, греди и други елементи към основната носеща конструкция (фиг. 2).



Фигура 1. Видове покривни остъклявания в зависимост от предназначението

При самостоятелна конструкция със светлопропускащи покривни елементи, с оглед реализиране на детайла в контактна зона, са с профил сходен на профила на покривната покривка, която обикновено е метална профилирана.

При комбинирана конструкция и при самостоятелна конструкция със система от профили, изпълнението на конструкцията за остъкляването е от:

- PVC-профили и елементи при околовръстен плътен борд от PVC-профили запълнени с екструдиран полистирен.
- алуминиеви или стоманени профили и елементи, или комбинирано изпълнение, при плътен борд от двустранна метална обшивка и среден слой от плочи минерална вата.

Тенденцията при конструктивното решение е прилагането на комбинирана конструкция, а по-рядко – самостоятелна, и то с директно предаване на въздействията.

Фигура 2. Видове покривни остъклявания според конструктивно решение

Актуалното остъкляването е в три варианта:

- плоскост или повърхнини от поликарбонат (PC) или полиакрил (PA) – еднослойна или многокамерна, с или без покритие за UV-филтър и защита, и прозрачна, оцветена или матова структура на полимера.
- плосък стъклопакет от защитно флоатно прозрачно стъкло–противоударно и флоатно стъкло прозрачно или оцветено, с различни повърхностни покрития.
- комбинирано от няколко остъклявания – плоскост поликарбонат или флоатно закалено стъкло отвън, и стъклопакет от вътрешната страна.

При остъкляването насоката е за прилагане на защитни стъкла за гарантиране на безопасност на архитектурно-конструктивния елемент, както и в комбиниране на няколко различни остъклявания в един елемент с оглед на енергийна ефективност и сигурност.

По **геометрични форми** на покривните остъклявания се определят като: равнинни, призматични, пирамидални, конусообразни, полуцилиндрични, куполообразни и със сложни пространствени форми. На база специфичните изисквания при промишлената сграда, в обектите преобладават в низходящ ред куполообразни, полуцилиндрични, призматични и пирамидални форми на архитектурно-конструктивния елемент.

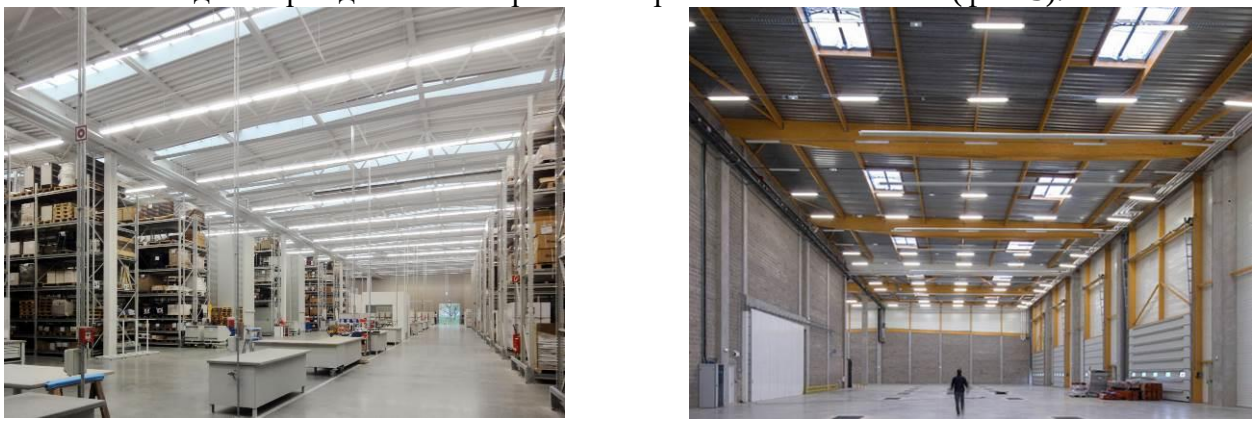
Според **отваряемостта** покривните остъклявания е възможно да се без отваряеми части, но с оглед на поставяните изисквания преобладават елементи с отваряеми части комплектувани с механизъм за автоматично и/или ръчно отваряне.

4. РОЛЯ НА ПОКРИВНОТО ОСТЪКЛЯВАНЕ ПРИ УСТОЙЧИВО РАЗВИТИЕ

Сферата на приложение на конкретната строително-конструктивна подсистема се определя от функционалното предназначение, технологичните изисквания, инсталационните особености, безопасността при пожар и безопасността на труда, наличните строителни технологии, опазване на околната среда, инвестиционните и експлоатационните разходи, и естетиката на архитектурната форма.

4.1. Покривно остъкляване за естествено осветление на работната среда

Важен физиологически фактор на работната среда в промишлената сграда е осветлението, и в частност възможностите за постигане на естествено осветление или на комбинирано осветление. В голяма част от видовете производствени и складови сгради с оглед на преобладаващото широкоплощно застрояване, естествено осветление може да се осигури само чрез покривна система за остъкляване, и ограничено чрез комбинирана система по вид на ограждането – покривно и странично остъкляване (фиг. 3).



Фигура 3. Покривно остъкляване и естествено осветление

Постигнатата осветеност в промишлената сграда зависи от следните характеристики:

- външни (на средата) – годишен цикъл, географско местоположение, ориентацията на обекта, видимата част от небесната сфера и съответно засенчване от околно застрояване и дървесна растителност, и други [6].
- вътрешни (за сградата) – размери в план и височина на сградата, наклон на покрива, отражение на вътрешните повърхнини на ограждащите повърхности, местоположение на работната зона, разположение на елементи на технологичното оборудване и съхраняване материали и стоки, и на транспортните средства.
- вътрешни (за покривното остъкляване) – разположение в план и във вертикален разрез, геометрични размери, вид по конструктивно решение, вид, размери и технически характеристики на използваните материали и елементи, и наличие на постоянни или подвижни засенчващи устройства.

Действителната естествена осветеност върху покривното остъклявате е сумарна от попадащите пряка слънчева светлина, дифузна светлина от небосвода и отразена светлина от околни обекти. Основен критерий за определяне на преминаването на видимата светлина през самите остъклени повърхнини е тяхната светлопропускливост, която зависи от вида на остъкляването. Светлинният комфорт в производствените и складовите помещение се формира от следните качества на естественото осветление: интензивност съобразена с технологичните процеси, равномерност в пространството и времето, и насоченост/дифузност на светлинния поток спрямо работното място.

Естественото осветление в типа сгради е с различни изисквания за осветеност в зависимост от функционалността, която е предвидена: общо работно осветление или дежурно охранително осветление или като ″аварийно″ работно осветление.

Общото работно осветление в промишлените сгради е съобразно вида на технологичните процеси и характеристиката на поставената зрителна задача. Нормативната граничната осветеност Em на работната повърхност е от 50 lx до 750 lx, и по изключение повече, а преобладаващата норма е в границите от 100 lx до 300 lx особено при сгради с автоматизирани технологични процеси. Изискваният показател на равномерност на осветеността е обикновено от Uo = 0.4 до Uo = 0.6.

Дежурното охранително осветление е съобразно изискванията на системите за физическа охрана на строежите, като минималната осветеност от 5 lx.

Естественото осветление е възможно да покрива светлинната характеристика на **″аварийно″ работно осветление** с цел осигуряване на по-високо ниво на безопасност на строежа и на хората в него. Най-малката осветеност на работни повърхности, изискващи обслужване при авариен режим, е 5% от осветеността на системата за общо осветление.

Постиганата осветеност на помещенията е обратнопропорционална в квадратна функция от разстоянието от покрива до конкретната работна повърхност. Според проучванията реална естествена осветеност в производствените и складовите помещения съответства на изискванията независимо от сезона в зависимост от височината:

- от 500 lx – при височина до около 6 m.
- от 300 lx – при височина до около 9 m
- от 100 lx – при височина до около 15 m
- от 50 lx – при височина до около 21 m, като резултатите са при площ на покривното остъкляване от около 20% от площта на покрива на помещението.

При увеличаване на височината на помещения с покривно остъкляване се постига по-равномерно естествена осветеност на вътрешното пространство, но се увеличава необходимото количество на остъклените площи в квадратна функция от разстоянието от покрива до конкретната работна повърхност.

В голяма част от промишлените сгради предвид големината им, нормативната обща естествена осветеност се постига само чрез покривно остъкляване и при това с оптимална равномерност. Но в сгради с голяма височинасе постига съответствие само на нормата за дежурното охранително осветление и ″аварийно″ работно осветление.

При покривно остъкляване е възможен оптимален контрол на естествената осветеност чрез използване на засенчващи и затъмняващи щори с механично задвижване и варианти за автоматизация, както и на автоматизирани специални слънцезащитни решетки и архитектурни елементи с хоризонтално или вертикално разполагане.

Тенденция за архитектурните обекти е максималното използване на естествено осветление и съответно увеличаване на относителния му дял в цялостното осветление, с цел намаляване на експлоатационните разходи, ако прилагането му е допустимо. Правилното техническо решение на покривното остъкляване осигуря естественото осветление с характеристики, отговарящи на функционалното предназначение, особено при сгради с автоматично управление на изкуственото осветление, т.е. при изграждане на **комбинирани системи за осветление**.

4.2. Покривно остъкляване за проветряване на работната среда

Помещенията, в които се надхвърля допустимата концентрация от дадена вредност, както и всички със затворени работни места, се проветряват независимо от типа и характера им – производствено, складово, техническо, спомагателно или обществено-обслужващо. С проветряването се поддържат определени качествени параметри на въздуха в средата при съответствие с характера и интензивността на работа, физиологичните потребности на работещите, технологичните изисквания и установените норми за скорост, температура и относителна влажност на въздуха (фиг. 4).

През елементите на покривното остъкляване проветряването е периодично по период и се осъществява чрез отваряне/затваряне на съответни отваряеми части в дограмата през известен интервал от време. По начин на осъществяване е естествена вентилация основаваща се на естествено образувана разлика в налягането на въздуха.

Фигура 4. Покривно остъкляване и проветряване

Актуално приложение на периодичното проветряване за постигане на допустима концентрация по вредности, включително и по температура, е през нощните периоди на лятото. Процесът е възможно да се повтори няколко пъти за една нощ. С **автоматичното свободно проветряване** се цели постигането на икономия на енергия в сградата в период на непровеждане на технологични операции на основата на използването на нощното охлаждане на външния чист въздух и наличие на определена температурна разлика вън-вътре. Осъществява се чрез прилагане на отделна автоматизирана електрическа система в сградата, както и като част от обща система за **интегрирано сградно управление** (BMS/BAS) с цел оптималната автоматизация на функционирането на всички сградни технически инсталации [2]. Техническото решение за проветряване включва покривно остъкляване с електрически задвижващи механизми за отваряне/затваряне, автоматика с датчици за външна температура, вътрешна температура и валежи, и диференциален термостат, както и други опции.

Създаването на условия за последваща експлоатационна поддръжка и ремонт гарантират икономическата ефективност на архитектурното решение на покривните архитектурно-конструктивни елементи за обоснован срок.

4.3. Покривното остъкляване като димен люк в естествена ВСОДТ

Съгласно нормите за безопасност при пожар се изграждат вентилационни системи за отвеждане на дима и топлината (ВСОДТ) от помещенията с цел ограничаване на разпространяването им при възникване на пожар. В промишлените сгради системите се прилагат при:

- производствени и складови сгради – от клас на функционална пожарна опасност Ф5, като сграда с постоянен режим на работа; подкласове Ф5.1, Ф5.2 и Ф5.4, за помещения с категория по пожарна опасност Ф5В.

- обществено-обслужващите комплекси – от клас на функционалната и пожарна опасност Ф3, като сграда за обществено обслужване, и съответно варианти по предназначение от подкласове Ф3.4, Ф3.2 и Ф3.1.
- обслужващи комплекси за спомагателни дейности и за инсталации и съоръжения на техническа инфраструктура – от клас на функционалната и пожарна опасност Ф5, като производствена сграда с постоянен режим на работа; подклас Ф5.1 и Ф5.2, за помещения с категория по пожарна опасност Ф5В.

Активната мярка за безопасност при пожар се изисква за защита на помещение съобразно определени площ и височина, височина на незадимяемата зона и плътност на топлинното натоварване, които попадат в обхвата на нормираните критерии. Въведени са и изисквания относно разполагането на помещението спрямо терена, наличието на атриуми, дължини на предвидени коридори и наличие на автоматична спринклерна пожарогасителна инсталация.

Специфично при промишлената сграда е съхранението на стоки и материали в значителни количества, при което от една страна плътността на топлинното натоварване в помещението превишава обичайната, а от друга – допълнително нараства с увеличаване на височината на съхранение. Поради функционалните изисквания е затруднено изграждането на пожарозащитни прегради и пожарни сектори и съществуват условия за бързо разпространение на огъня по вертикала при евентуален пожар.

В система за **естествена ВСОДТ** при функция на димен люк, покривното остъкляване е с местоположение, геометрични размери, обща площ, аеродинамична площ и разстояния между отделните елементи и до други стенни конструкции съобразно изискванията за безопасност при пожар при равномерно разполагане по покрива на помещението. Ограничена е максималната единична аеродинамична площ на димния люк: до 2.40 m^2 – за помещения с височина до 4 m и с наклон на покрива до 12°, и до 4.00 m^2 – за останалите помещения. Монтират се в покрива на сградата над незадимяемата зона на димния участък като единични и сдвоени, или като цели ивици при разстояние от горната им димоотвеждаща повърхност до водоотвеждащата повърхност най-малко 0.30 m (фиг. 5).

При тази функционалност покривните остъклявания са с комбинирана конструкция, а по-рядко са със самостоятелна конструкция със система от профили. Използват се само метални покривни остъклявания с класификация по огнеустойчивост минимум В300 и с минимален клас по реакция на огън клас С–d0.

Фигура 5. Покривно остъкляване в естествена ВСОДТ

Вентилационната система за отвеждане на дима и топлината се управлява от активираща централа с възможност за автономна работа в продължение на 72 h с автоматично превключване на захранването. Системата се задейства ръчно дистанционно и автоматично по сигнал на датчици за дим, газов състав или температура. Съществува и трети вариант на активен механизъм за задействане – термично устройство за активиране при достигане на температура на вътрешната среда от 68°С. След командния сигнал

системата достига за по-малко от 60 s предвиденото отворено положение на покривното остъкляване като димен люк, а едновременно управлява и приточната вентилация.

Отвеждането на дима и топлината през покрива е ефективен начин за осигуряване на условия за евакуация на хора и за условия за вътрешно пожарогасене, както и за ограничаване на щетите и за запазване на конструкцията на сградата в случай на пожар.

4.4. Покривното остъкляване за енергийна ефективност на огражданията

Изискванията за конкретен микроклимат в помещенията на промишлената сграда оказват съществено обратно въздействие върху конкретното архитектурните пространства, и съответно върху архитектурната форма [7]. Енергийната ефективност на огражданията се разглежда взаимосвързано с физико-техническите, санитарно-хигиенните и екологичните изисквания за производство на стоки или за съхранение на товари.

Определя се интегриран показател – специфичен топлинен разход на първична енергия, като енергийният баланс на сградата се съставя на основата на коефициентите на топлопреминаване на огражданията. Стойност на коефициента на топлопреминаване при дограми се отнася за сглобена строителна подсистема – покривно остъкляване, представляваща съвкупност от отделните и конструктивни елементи.

При остъкления елемент се оценява и топлинния поток от слънчево облъчване през тях, дефиниран като коефициентът на сумарна пропускливост на слънчева енергия. Топлинните печалби от слънчево греене зависят от сходни характеристики както при естественото осветление през архитектурно-конструктивния елемент, но се добавят и допълнителни: продължителност и интензитет на слънчево греене, ъглов коефициент между елемента и небосклона, коефициент на сумарна пропускливост на слънчева енергия, вид и цвят на вътрешните повърхнини в промишлената сграда.

Изборът на технически характеристики на покривното остъкляване е от съществено значение за енергийната ефективност на сградата с оглед реализиране на принципите на **пасивния соларен дизайн** за:

- зимен сезон – превес на топлинни печалби от слънчево греене през остъклените елементи на сградата над топлинните загуби от топлопреминаване през ограждащите конструкции, формиращи сградната обвивка.
- летен сезон – гарантиране на действителна защита на остъклените елементи на покрива от слънчевото греене, и предотвратяване на условията за възникване на прегряване в помещенията или на неприемливи въздействия от него, както и на пренос на топлинна енергия чрез топлопреминаване отвън-навътре през елементите.

Оптимизирането на пропорцията между остъклените дограми и плътните ограждания в контекста на цялата сграда гарантират енергийната ефективност през всички сезони на годината. Определянето на площта на покривното остъкляване е обвързано с постигнатия действителен коефициент на топлопреминаване за покривното ограждане предвид разликата във възможни стойности със същия коефициент за плътни ограждащи конструкции. Контролът на цялостното топлопреминаване и на проникващата слънчева радиация зависи от постигнатия коефициент на топлопреминаване Ug и на възможния коефициент на сумарна пропускливост на слънчева енергия Ggl,n на остъкляването [1].

Оптимално е за остъклените конструктивни елементи на покрива, с изключение на ориентираните на север или естествено защитените, да се предвидят мерки за защита от пряко слънчево греене – двойно остъкляване, засенчващи щори или слънцезащитни решетки, препоръчително с варианти за автоматично управление по денонощия и сезони.

4.5. Покривното остъкляване в архитектурния образ – интериор и екстериор

Архитектурната форма на промишлената сграда е определена от функционалната характеристика на вътрешните пространства и дефиниращата ги архитектурна конструкция. Зависимостта между изявата на архитектурно-конструктивната структура и естетическото отражение във формата определя тектониката на обекта.

Покривът на сградата и свързаното с него архитектурно-конструктивни елементи на покривното остъкляване са част от цялостната единна функционална определеност на архитектурната конструкция. Дефинират се с конкретните предназначение и функционални качества, условия за експлоатация, както и със структурните връзки към всички елементи на конструкцията. На тази основа се определят и необходимите за конкретния елемент на покривното остъкляване: геометрични размери, материална структура, физически свойства и строително-техническо изпълнение.

При едноетажната промишлена сграда обоснованият вид е преобладаващо широкоплощен с ясна геометрична форма с височина основно в диапазона от 6 m до 24 m, и със значителна дължина на фасадите, която достига над 120 m. Предвид значителната площ при типа сграда покривът е **реално "пета фасада"** на обекта, особено в територии, в които може да се възприеме отгоре от обитатели или работещи (фиг. 6).

Фигура 6. Покривът и покривното остъкляване като "пета фасада" в архитектурния образ

Елементите на покривното остъкляване формират специфичен изглед и **ритъм** в покривното ограждане. В редица случаи пластично изявените елементи са потенциален **композиционен акцент** в архитектурния образ. **Пропорциите** и **членението** на покривните елементи зависят в голяма степан от функционалността им и технологичните изисквания на производствените и складовите процеси. Възможностите за членение и растера са според функционалния вид на покривното остъкляване, конструктивното му решение, геометричните размери и форма. **Цветът** на външните им повърхности е водещ в колоритното изграждане на покрива на сградата. В голяма степен тези елементи на покрива единствени създават **връзка с човешки мащаб**. Допълнителна пластика се постига и с различни слънцезащитни устройства.

В интериора на промишлената сграда се налагат обширните помещения и използваните технологични системи при отчитане на начина на човешкото възприемане. Хармоничната естетика на покривното остъкляване се възприема във взаимодействие и обвързано със структурата на носещата конструкция на строежа и тектоничното и въздействие, когато се използват плоскостни (линейни) конструкции или определени групи пространствени конструкции.

При предвиждане на покривното остъкляване **светлината участва в изграждане** на архитектурно-естетическото въздействие през цялото денонощие. Съществена е ролята на покривните елементи в архитектурните пространства за създаване на **идентификация**, **ритъм** и цялостна **цветова композиция,** както и за постигането на обща техническа безопасност и ограничаване на рисковете при труд (фиг. 7). С високо качество на използваните материали за покривни елементи по вид, фактура и цветова гама, се постигат подчертаване или обобщаване в интериора, както и подходящи нива на утилитарност и комфорт. Дограмите в покрива се определят като преграда и връзка към околната среда само при относително ниски помещения.

Фигура 7. Покривното остъкляване в интериора на промишлената сграда

Оптимално е интегрирането на покривното остъкляване в създаването на цялостен индивидуализиран обемно-пространствен образ с четимо и **запомнящо се екстериорно третиране** и функционално определени интериорни композиции, който да се превърне в част от **рекламната стратегия** на ползвателя на промишлената сграда [4].

5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

С прилагането на представените актуални архитектурни и конструктивни характеристики, покривното остъкляване се формира като устойчив елемент от цялостната устойчива структура на промишлената сграда в съответствие с актуалните стандарти във:

- функционална и архитектурно-конструктивна гъвкавост на сградата и пространствата през целия период на изграждане и експлоатация, енергийна ефективност, удължени гаранционни срокове, намаляване на периода за изграждане на строежа, редуциране на инвестиционни и експлоатационни разходи за единица продукция;
- ограничаване на въглеродните емисии, запазване на чистота на атмосферния въздух, намаляване на въздействията върху околната среда;
- защита от рискове за човешкото здраве, техническа безопасност при труд, безопасност при пожар, пасивен и активен контрол на работната среда, оптимални параметри на микроклимата, обезпечаване на физическата и социалната сигурност, организиране на свободни и безопасни зони за придвижване;
- естетическо възприятие и художествено въздействие на архитектурния образ в интериор и екстериор.

Реализирането на покривно остъкляване в съответна структура на покрив е оптимално при детайлен анализ и избор на вида на елемента по представените класификации, интегрирането му в цялостната взаимосвързана система на сградните технически инсталации, и конкретен баланс на съответствие на дефинираните изисквания.

Тенденция към устойчиво промишлено производство се развива около дефинираните три стълба на устойчивото развитие, като икономическите показатели и запазват определящата си роля, но екологичните аспекти и социалните постижения увеличават непрекъснато своето значение за обществото при оценяване на архитектурната форма на съвременните промишлени сгради.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Иванова Ст., Чобанов Пл., Изследване на обобщения зимен баланс между соларни топлинни печалби и топлинни загуби от топлопреминаване при енергийно ефективните сгради, В: Годишник на УАСГ, Том 49, Свитък 2, 41-52 стр., УАСГ-София, С., 2016
[2] Мазников А., Технически инсталации и системи, лекционен курс/учебна единица, проект BG051PO001-4.3.04-0022 ЕФОСАГ, УАСГ–София, С., 2014
[3] Мирянов Мл., Покривни остъклявания, ТЕХНИКА–София, С., 1988, 133 стр.
[4] Писарски А., Съвременни явления в промишлената архитектура, УАСГ, С., 2015, 117 стр.
[5] Baird, George, Architectural_Expression_of_Environmental_Control_Systems, C., 2004, bu Spon Press, Taylor & Francis Group, USA/Canada, 264 p.
[6] Lechner, Norbert, Heating, Cooling, Lighting: Design Methods for Architects, 4th Edition, C., 2014, by John Wiley & Sons, Inc., USA, 912 p.
[7] Pete Silver, Will McLean, Introduction to Architectural Technology, Second Edition, C., 2013, by Laurence King Publishing Ltd, UK, 208 p.
[8] Watis A., Modern Construction Envelopes, C., 2011 by Springer-Verlag, Austria, 521 p.

ВИЗУАЛЕН КОНТАКТ С МОРСКИЯ ПЕИЗАЖ. ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА (НА ПРИМЕРА НА РЕАЛИЗАЦИИ ОТ ЧУЖДЕСТРАННИЯ ОПИТ)

Марин Митев[1]

VISUAL CONTACT WITH THE MARINE LANDSCAPE. THEORY AND PRACTICE (ON THE EXAMPLE OF FOREIGN EXPERIENCE)

Marin Mitev[1]

Abstract:
The most important part of the coastal areas for the inhabitants are the coastal alleys. These are places for recreation, entertainment, walking, different cultural events, tournaments and more. The analysis is based on several criteria: location, dominant activities and visual contact with the marine landscape that determine the urban framework of these areas.
The selected examples are well-established tourist destinations from different continents (Europe, Africa, America) and their common line is the inclusion of coastal areas in the central city areas.
The findings of the survey point to several global trends:

- *Beaches are used both day and night. This fact helps to separate the activities at different time intervals and to maintain a good ecological environment.*
- *Functional division of the day makes it possible to distinguish transport flows (pedestrians and cars). This ensures a safe and cost-effective use of coastal zones for both transport groups.*
- *The variety of public service functions acts as an attraction for large investment companies, whose activities contribute to the overall development of cities. The social effect will be multiplied because it reflects not only on current time but also on future generations.*

The development of the coastal zones, dependant to the basic requirements for sustainability - ecological, social and economic, guarantees the comfort of living in them to all target groups.

Keywords:
Visual Contact, Marine landscape, Costal Areas, Urban Planning, Sustainability.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Най-важната част от бреговите зони за обитателите са крайбрежните алеи. Това са местата за отдих, развлечения, различни културни събития, турнири и др.

[1] Марин Митев, арх., докторант, катедра „Архитектура и урбанистика“, Архитектурен факултет, ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна, к.к. „Чайка”, ул. „Янко Славчев” 84;
Marin Mitev, architect, PhD Student, Department of Architecture and Urban Studies, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, 84 Yanko Slavchev Str., 9007 Varna, Bulgaria.

Анализът е направен по няколко критерия: разположение, доминиращи дейности и визуален контакт с морския пейзаж, които определят градоустройствената рамка на тези зони.

Избраните примери са утвърдени туристически дестинации от различни континенти (Европа, Африка, Америка), а общото между тях е включването на крайбрежните зони в централните градски територии.

В повечето туристически градове крайбрежните алеи имат емблематично значение и представителни функции. Те са наситени с множество обществено-обслужващи функции, което налага съвместяването на пешеходно и автомобилно движение без пресичания на потоците. Друга важна особеност на тези алеи е контакта им с плажните ивици, поради което са и най-привлекателните зони за различни инвестиции – хотели, клубове, магазини, офиси и др.

2. ИЗЛОЖЕНИЕ

Избраните примери на крайбрежни алеи са от цял свят и включват три континента – Европа, Азия и Америка.

2.1. Английската алея, Ница, Франция

- Разположение

Ница се намира в Югоизточна Франция, регион Прованс-Алпи-Лазурен бряг и е важен туристически център на Средиземно море. Разположен по брегове на Залива на ангелите, той е заобиколен от приморските Алпи, които го защитават от хладните северни ветрове. „Столицата на Лазурния бряг“, както е известен градът, е пети по големина град във Франция (след Париж, Марсилия, Лион и Тулуза) и най-голям на френската Ривиера (фиг. 1).

Фигура 1. Изглед към яхтеното пристанище на гр. Ница, Франция [1]

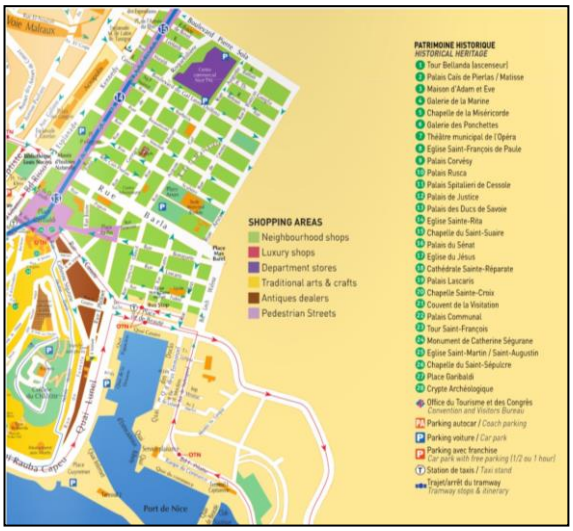
„Английската алея“ или „Булевардът на англичаните" е крайбрежната алея на град Ница в „Залива на ангелите“, Средиземно море. Преди силната урбанизация на града, бреговата линия в Ница е била безлюден участък от плажа, покрит с големи камъни. Първите къщи, които са построени през 18 век, са разположени на високо място и далеч от морето. Те са на заможни туристи, посещавали Ница не заради плажа, а заради меките зимни условия. Зоните в близост до водата са били дом на пристанищните работници и

рибарите на Ница. През втората половина на 18 век богати англичани започват да прекарват зимата в Ница, наслаждавайки се на морската панорама. По тяхно предложение е изградена пешеходната крайбрежна алея (chemin de promenade). Заинтригувани от перспективата за развитие на рекреационните дейности по тази приятна за разходки алея, гражданите на Ница значително увеличават нейната територия.

В непосредствена близост до „Английската алея“ се намира друга пешеходна алея, която започва от площад „Масена“ („Place Masséna“) в посока от центъра на Ница към летището. Тази зона е наречена „Zone Pietonne“, което в превод означава пешеходна зона. В нея достъпът на автомобили е забранен освен на тези за доставки. Точно този факт прави пешеходната зона толкова популярна и атрактивна за туристите.

- Доминиращи дейности

В пешеходната част на крайбрежната зона туристите могат да открият отлична селекция от ресторанти, специализирани в различни видове кухня. Има и голям избор от кафенета, където човек може да се наслади на красивата морска панорама, както и няколко пекарни с открити тераси. Търговските обекти представляват множество малки магазини за продажба на различни стоки и сувенири. В близката старинна част на града („Old city”) не липсват и културно-развлекателни обекти като операта на Ница, която е построена в края на 19-ти век по проект на François Aune, за да замени стария театър „King Charles Félix's Maccarani Theater“. Днес тя е отворена за обществеността и осигурява редовна програма на представления. От картите на забележителностите на гр. Ница **(**фиг.2 и 3) се вижда, че преобладават предимно обществено-обслужващите дейности, които хармонично се свързват с историческата среда на стария град и ново урбанизираните територии. Особено внимание е отделено на велосипедните алеи и зоните за отдих и спорт по продължение на цялата крайбрежна алея.



Фигура 2 и 3. – Карти на забележителностите на гр. Ница, Франция [2]

- Визуален контакт

„Английската алея“ е предпочитано място за отдих за местните жители. Освен многобройните събития, като годишния карнавал, битката за цветя и др., които се провеждат по крайбрежната алея, на нея има разположени т.нар. „сини столове“ (Chaises bleues) и шатри, идеални за отдих и съзерцаване на синята вода на залива („Залива на ангелите“) на брега на Средиземно море**.** Тя се е превърнала в любимо място и за скейтбордисти от целия свят (фиг. 4). [3] Причината за големия интерес към тази алея се

дължи на прекия визуален контакт с морския пейзаж, който е достъпен за всички обитатели по две основни причини:

- Терасовидно застрояване на града по склоновете на Алпите;
- Пряка визуална връзка между плажната ивица и крайбрежната алея.

Фигура. 4. Изглед от крайбрежната алея на гр. Ница, Франция [3]

2.2. Крайбрежният панорамен път, Александрия, Египет

Александрия е най-големият пристанищен и втори по големина град в Египет, административен център на област Александрия. Разположен е на Средиземно море между езерото Мареотис и остров Фарос като се свързва с него посредством широка дига, наречена Хептастадион. Градът е проектиран от Дейнократ, който придружавал Александър Велики навсякъде. След като Александър Велики завладява Египет, той избира естествено защитеното пристанище близо до остров Фарос и се разпорежда там да се построи град (фиг. 5). [3, 4]

Фигура 5. Крайбрежният панорамен път, Александрия, Египет [3]

- Разположение

Крайбрежният панорамен път на Александрия (El-Gaish) е разположен сред буйна дървесна и цветна растителност, градини и паркове, които дават простор и свобода на пространствата. Той преминава успоредно на плажната ивица като достига до Източното и западното пристанище на града (фиг. 6).

Фигура 6. Зелени площи, граничещи с пясъчната ивица, гр. Александрия, Египет [5]

От другата страна на улицата са изградени високи сгради, които вероятно са били величествени за своето време. Но днес имат лош и отблъскващ естетически вид. Това се дължи на сезонния характер на обитаване, от което следва лошата поддръжка на сградите. Тенденцията, която се забелязва и в България - закупуване на второ жилище само за почивка – често води до безотговорно отношение към поддръжката на собствеността. Друг фактор, който оказва влияние върху разрухата на сградите е културата и обичаите на египтяните. Прането на килими и пътеки, които да висят впоследствие по балконите, се възприема за нормално в битието на египетския народ. Напоените с вода от изпраните тъкани сградни елементи, както и влажният морски климат спомагат за бързото рушене на тези сгради. По този начин народопсихологията става по косвен начин причина за влошаване на естетическите характеристики на средата. При някои от тези сгради разрушенията са толкова големи, че се наблюдава нарушаване на конструктивната цялост на сградните елементи. Въпреки че тези сгради са поставени в една идилична обстановка, с перфектен панорамен изглед, на брега на Средиземно море, техният външен вид започва да отблъсква туристическите потоци и ги насочва към други дестинации.

- Доминиращи дейности

Крайбрежният панорамен път е не само място за разходка, но и важна пътна артерия, която свързва Александрия и Порт Саид. Той върви успоредно на морския бряг като обикаля около големите заливи с модерни хотели и скъпи яхти, а крайбрежната ивица предлага хубави плажове и места за отдих. В тази рекреационна зона е разположена Александрийската библиотека, която е била построена през Птолемейската епоха и е била известна с богатството си и огромния брой книги, които е съхранявала. По не потвърдени данни се смята, че броят им е бил около 700 000 тома. Причините за нейното разрушение все още не са напълно изяснени и са причина за ожесточени спорове. Чрез съвместен проект между ЮНЕСКО и Египет, днес върху мястото, където се е намирала старата библиотека, е построена съвременната Библиотека Александрина. [4]

Друга забележителност от огромен туристически интерес е прочутият Александрийски фар на остров Фарос. Той се смята за едно от Седемте чудеса на света (фиг.7).

Фигура 7. Възстановка на Александрийския фар в Египет [6]

Основните дейности, които са се развивали през годините в крайбрежната зона на Александрия са свързани основно с туристическите услуги, търговията, спортните и развлекателните активности, пристанищните и транспортните функции. Наред с развитието на тези икономически сектори обаче Александрия не е добър съвременен пример за поддържане на крайбрежната градска среда, с което се доказва важната роля на сградния фонд в тези знакови за нацията територии.

- Визуален контакт

Планираното бъдещо развитие на гр. Александрия е коренно различно от това до сега. Гражданите и местната власт са планирали множество мерки за възстановяване и естетизация на градската среда с цел задържане и увеличаване на туристическия интерес към тази дестинация (фиг. 8).

Фигура 8. Панорамен изглед от залива към гр. Александрия, Египет [7]

Един от проектите за съживяване на туризма е изграждането на подводен музей, в който посетителите ще имат възможност да наблюдават откритите антики и всичко, което се случва под водата.

"Тази област е една от най-важните области в света за около 1000 години", казва Мохамед Абд Ел Магид, ръководител на департамента по подводна дейност в Министерството на културното наследство. "Пет метра под водата, ние имаме тези останки от дворци и храмове, но за сега хората не могат да видят нищо от тях със собствените си очи. Изграждането на този музей ще привлече множество туристи, което ще помогне на икономиката да се задвижи отново напред."

Френският архитект Жак Руже (Jacques Rougerie), чиято работа е вдъхновена от научната фантастика на писателя Жул Верн, е предложил концепция за изграждането на такъв музей. (фиг.9).

Този проект поставя един актуален за България въпрос относно възможностите за развитие на подводния туризъм.

Фигура 9. Концепция за подводен музей в гр. Александрия, Египет [8]

2.3. Булевард Оушън Драйв (Ocean Drive) Саут Бийч, Маями, САЩ

Булевард „Оушън Драйв“ е основна пътна артерия в Саут Бийч, квартал на град Маями в САЩ. Саут Бийч (често наричан Маями Бийч) е сред най-популярните плажове в САЩ. Той дължи своята известност най-вече на филмовата индустрия. Многобройните филми, снимани там постепенно са го превърнали в нарицателно за американския тип плаж. Години наред са полагали усилия да превърнат Саут Бийч в един от най-красивите плажове в света и топтуристическа дестинация в САЩ (фиг.10).

Фигура 10. Крайбрежие на Саут Бийч (Miami Beach), Маями, САЩ [3]

- Разположение

Саут Бийч (South Beach) е квартал в град Маями Бийч, Флорида, САЩ, разположен на изток от града, между залива Бискейн и Атлантическия океан. Районът обхваща бариерните острови на Маями Бийч, южно от Индиън Крийк (Indian Creek Drive). Разработването на първата част на Маями Бийч е започнало през 1910 г. благодарение на усилията на Карл Фишер, Лумус Брадърс и Джон Колинс (Carl G. Fisher, Lummus Brothers, John S. Collins). В последствие Колинс спомага за изграждането на моста, който осигурява жизнено важната връзка между континенталната част на Маями и плажовете като е наименуван Колинс Бридж (Collins Bridge) в чест на своя създател**.** [9]

Саут Бийч в Маями обхваща плажна ивица в южната част на Маями във Флорида, разположена около 23-та улица. Тази зона се намира в най-ниската част на цялата брегова ивица и е застроена в началото на миналия век в красивия архитектурен стил „Ар деко“. Малко на брой са сградите, останали от този период, а тези, които се виждат са в развалини, но въпреки това тук е мястото, където броят на сградите в този стил е най-голям.

- Доминиращи дейности

На крайбрежния булевард са разположени множество кафенета, барове и хотели, което прави плажната ивица „Саут Бийч“ една предпочитана туристическа дестинация. Този развит курортен комплекс е едновременно шумен и пълен с атракции от една страна, а от друга - предлага тихи и романтични места за разходка из улиците с красиви сгради и кокетни хотели. Наричат го още Соби, което е съкращение от пълното наименование на квартала и е популярна дестинация за пролетните ваканции в САЩ. Забавленията по плажната ивица са съчетани с перманентен музикален фон. Множеството ресторанти, магазини и нощни клубове придават специфичен образ на мястото. Със своите над 150 клубове и барове Саут Бийч се нарежда на първо място като най-предпочитаното място за нощен живот в цялата страна. Тук могат да се срещнат доста често някой от най-големите холивудски звезди, което издига курорта в световните туроператорски класации. [10] Една от основните дейности, която продължава да се развива вече десетки години е филмовата индустрия. Това място се ползва като снимачна площадка за много холивудски филми. Плажната ивица на Саут Бийч е постоянен домакин на волейболните състезания (фиг.11).

Фигура 11. Изглед към плажната ивица на Саут Бийч, Маями, САЩ [11]

- Визуален контакт

Маями е световен център и лидер в областта на финансите, търговията, културата, медиите, изкуството и международната търговия. Градът е дом на множество театри, музеи и паркове. Една от причините за този огромен интерес се дължи именно на връзката на града с магнетичния бряг на Атлантическия океан. Панорамните гледки от крайбрежните булеварди оказват силна притегателна сила както за туристите, така и за крупните инвеститори. Булевард „Оушън драй“ е пример за добре планирана и структурирана пътна артерия, която предлага разнообразни обществено-обслужващи дейности в една озеленена среда, като осигурява безпрепятствен транспортен достъп до всяка точка от крайбрежната ивица (фиг.12).

Фигура 12. Изглед от северния край на булевард „Оушън Драйв“, Маями, САЩ [12]

3. ИЗВОДИ

Изводите от проучването сочат няколко световни тенденции:

- Плажовете се използват както през деня, така и през нощта. Това спомага за разделяне на отделните дейности в различни часови интервали от денонощието и за поддържане на добра екологична среда.
- Функционалното делене на денонощието дава възможност за разграничаване и на транспортните потоци (пешеходци и автомобили). По този начин се осигурява безопасно и икономически целесъобразно използване на бреговите зони от двете групи посетители.
- Многообразието от обществено-обслужващи функции и обекти на социалните контакти действа като притегателна сила на големите инвестиционни компании, чиято дейност спомага за цялостното развитие на градовете. Социалният ефект е многократно мултиплициран, защото дава отражение не само за настоящите, но и за бъдещите поколения.

- Развитието на бреговите зони, подчинено на основните изисквания за устойчивост-екологични, социални и икономически, гарантира комфорта на обитаване в тях.

Основни насоки за изготвянето на настоящата статия са извлечени от следните издания: Ковачев, А., К. Калинков (2013), “Теории и модели за пространствено и икономическо развитие на градовете” и Ковачев, А., (2013) Устойчивият град. Устойчиво развитие в териториалното устройство, градоустройството и архитектурата. [13,14].

ЛИТЕРАТУРА

[1] Уикипедия, https://bg.wikipedia.org/wiki/Ница#/media/File:Dscn0062-nice-port-castle-hill_crop_1200x600.jpg, 30.04.2018
[2] Ница, http://en.nicetourisme.com/maps-and-brochures, 30.04.2018
[3] Атанасова Н., „Морето – врата към света: Топ 5 на най-красивите градски плажове в света http://www.chernomore.bg/jivot/2016-01 -07/moreto-vrata-kam-sveta, 19.06.2016
[4] Уикипедия, https://bg.wikipedia.org/wiki/Александрия, 30.04.2018
[5] Hilton Alexandria Corniche, <http://r-ec.bstatic.com/images/hotel/840x460/434/43401062.jpg>, 16.06.2015
[6] Matcalfe J., The Crumbling Grandeur of Egypt's Summer Homes., <http://www.citylab.com/housing/2015/07/the-crumbling-grandeur-of-egypts-summer-homes/400004/>, 30.04.2018
[7] Уикипедия, https://en.wikipedia.org/wiki/Alexandria, 30.0.4.2018
[8] Guelda Voien, Egypt Revives Plans for Underwater Museum in Alexandria, http://observer.com/2015/12/egypt-revives-plans-for-underwater-museum-in-alexandria/, 30.04.2018
[9] Уикипедия, https://en.wikipedia.org/wiki/South_Beach, 30.04.2018
[10] Почивка, http://pochivka.com/kurorti/n28-5329-%D0%A1%D0%B0%D1%83%D1%82_%D0%91%D0%B8%D0%B9%D1%87,_%D0%9C%D0%B0%D1%8F%D0%BC%D0%B8_(South_Beach_Miami), 17.06.2016
[11] Уикипедия, https://en.wikipedia.org/wiki/Miami_Beach,_Florida, 30.04.2018
[12] Уикипедия, https://en.wikipedia.org/wiki/Ocean_Drive_(South_Beach), 30.04.2018
[13] Ковачев, А., К. Калинков (2013) Теории и модели за пространствено и икономическо развитие на градовете. В: Ковачев, А., В. Троева, И. Дандолова, К. Калинков, М. Шишманова, П. Михайлов, П.Близнаков, Р. Чобанова, С. Ракджийска, Ц. Даковски. Градът. Варна-София. ИК „Геа-принт“- Варна, ISBN 978-619-184-001-4
[14] Ковачев, А., (2013) Устойчивият град. Устойчиво развитие в териториалното устройство, градоустройството и архитектурата. В: Ковачев, А., В. Троева, И. Дандолова, К. Калинков, М. Шишманова, П. Михайлов, П. Близнаков, Р. Чобанова, С. Ракаджийска, Ц. Даковски. Градът. Варна-София. ИК „Геа-принт“- Варна. ISBN 978-619-184-001-4.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА ТРИЕТАЖНА СТОМАНОБЕТОННА СГРАДА С ПЪЛНЕЖНА ЗИДАРИЯ ОТ КУХИ И ПЛЪТНИ ГЛИНЕНИ БЛОКОВЕ

Голубка Нечевска-Цветановска[1], Роберта Апостолска[2], Йордан Бояджиев[3]

EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF THREE-STOREY RC BUILDING WITH HOLLOW AND SOLID MASONRY INFILL

Golubka Necevska-Cvetanovska[1], Roberta Apostolska[2], Jordan Bojadjiev[3]

Abstract:
The design and construction of RC buildings with different types of masonry infill walls is one of the most common practices in structural engineering. In order to deepen the understanding of the behaviour of this kind of structures, a research project "Frame – Masonry Composites for Modelling and Standardizations (FRAmed-MAsonry)" was started at the Faculty of Civil Engineering in Osijek, Croatia (2014-2017). The principal investigator on this part was Prof. Dr. Vladimir Sigmund. The main objective was to investigate the safety and behavior of buildings with masonry-infilled RC frames through near full-scale dynamic earthquake-simulation tests accompanied by supporting pseudo-dynamic tests of structural assemblies and components and by calibrated analytical solutions. The Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM-IZIIS from Skopje was partner in the realization of the experimental investigations, which were carried out at the IZIIS Dynamic Testing Laboratory in the period June 2015-August 2015. The principal investigator on the part of UKIM-IZIIS was Prof. Dr. Golubka Necevska-Cvetanovska.
This paper presents the observations from a series of shaking-table tests done on a 1:2.5 scaled three story RC building with masonry infill walls. Two building models (MODEL 1 with hollow-clay infill walls and MODEL 2 with solid-clay infill walls) were designed and subjected to a tailor-made testing protocol to experience performance states between minor damage and near collapse.

Keywords:
Masonry Infills; Shaking Table Tests; RC Buildings; Damage.

1. INTRODUCTION

The Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, UKIM-IZIIS from Skopje following previous investigation in the area given in [2], [3], [7] and [9], was partner in

[1] Golubka Necevska-Cvetanovska, PhD/Professor, Institute of Earthquake Engineering and Ingeneering Seismology (IZIIS)/ University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail*: golubka@pluto.iziis.ukim.edu.mk.
[2] Roberta Aposotlska, PhD/Professor, Institute of Earthquake Engineering and Ingeneering Seismology (IZIIS)/ University "Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail*: beti@pluto.iziis.ukim.edu.mk.
[3] Jordan Bojadjiev, MSc/Teaching Assistant, International Balkan University (IBU), Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail*: bojadziev@gmail.com.

the realization of the experimental investigations, which were carried out at the IZIIS Dynamic Testing Laboratory in the period June 2015-August 2015. The principal investigator from IZIIS side was Prof. Dr. Golubka Necevska-Cvetanovska.

The complete experimental programme consisted of:

- Laboratory tests of concrete, steel, masonry unit (bricks) and mortar specimens for definition of their strength characteristics;
- Quasi-static tests of 2 series (each consisting of 6 elements) of masonry wall samples in cement-lime mortar; the first one of hollow-clay masonry and the second one of solid-clay masonry bricks, for definition of their mechanical characteristics and failure mechanism *and*
- Shaking-table tests of the three models of three story RC building with hollow-clay masonry infill (MODEL 1), solid-clay masonry infill (MODEL 2) and innovative method for construction of infill walls (MODEL 3) to a scale 1:2.5.

This paper presents the observations from these series of shaking-table tests on a three story RC building with masonry infill walls carried out in the Dynamic Testing Laboratory of IZIIS in Skopje in the frames of the above mentioned research project FRAMA. The tests were expected to contribute to overcoming the contradictions within the research community regarding the influence of masonry infill on the seismic performance of such mixed structures. The three building models (MODEL 1, MODEL 2 and MODEL 3) were designed and subjected to tailor-made testing protocol to experience performance states between minor damage and near collapse.

2.1. Test Units

Definition of the test structures was governed by the aim to determine the failure mechanism of the column in shear. Studies of existing laboratory and field evidence highlighted five important constraints in development of proper experimental structure. It is essential: 1) to test the specimens in a dynamic (earthquake simulation) environment, 2) to have multiple stories in order to approach the fluctuations of axial force that a structural system which involves interactions of an RC frame with masonry infill walls would experience, 3) to use near full-scale materials and dimensions (masonry units, concrete aggregates, reinforcement, and mortar joints), 4) to include an intermediate column (a column between two walls) in the test structure, 5) to limit the building footprint to approximately 5 by 5 m and its weight to 45 tons because of the limits of the IZIIS shaking table.

The constraints have resulted in the choice of a three-story test structure with two bays in the assumed N-S direction and one bay in the E-W direction (Fig. 1). The height of the model was 3.9m. MODEL 1 structure had hollow-clay infill walls. MODEL 2 structure had solid-clay infill walls and for MODEL 3, an innovative method was applied in construction of the infill walls.

This paper shows the results from the experimental investigations carried out only for MODEL 1 and MODEL 2. The design of the two models was performed at the Faculty of Civil Engineering in Osijek, while building of the models and testing on the seismic shaking table were carried out in the Dynamic Testing Laboratory of IZIIS in Skopje. The artificial mass simulation law was applied to account for the scaling. Presented in the paper are selected observations only from the design, construction and shaking-table tests of the two models. Detailed information regarding the complete experimental programme is given in Necevska-Cvetanovska et al., (2015) [1].

The experimental programme for MODEL 3 is in the phase of realization and the obtained results will be published in the near future.

Figure 1. 3D view of MODEL 1, MODEL 2 and MODEL 3

The same bare RC frame structure was used for construction of MODEL 2. First, the damaged infill from the first and second story was demolished and removed from the structure. The next step was insertion of solid-clay masonry infill and vertical RC ties around the openings, (Fig. 2).

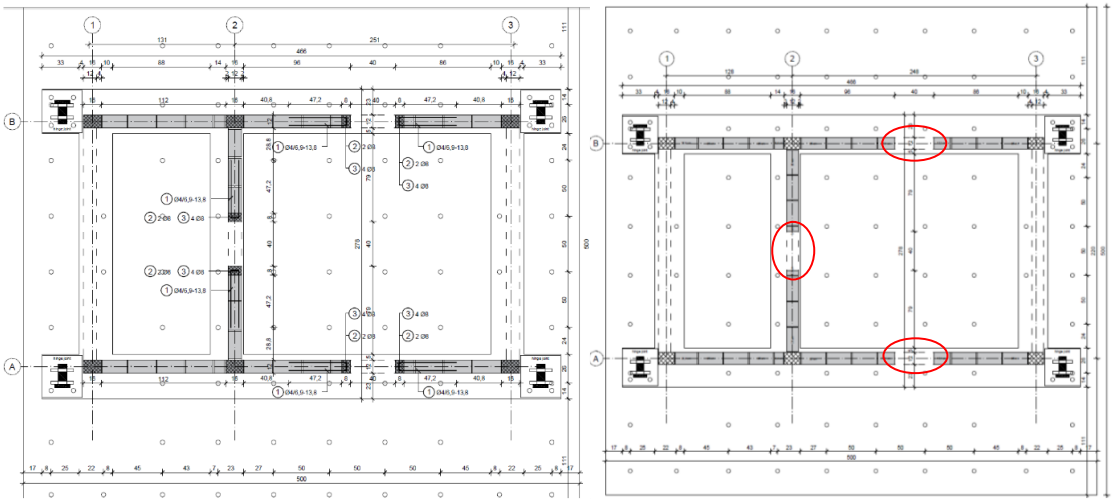


Figure 2. Layout of the models over the shaking table - MODEL 1 (left) & MODEL 2 (right)

3. SHAKING TABLE TESTS ON 1:2.5 SCALED MODELS

The shaking-table test were designed to address broader open issues within the FRAMA project as: 1) the relationship between the drift capacity and the properties of the frame-masonry system controlling the drift capacity, 2) the stability of the masonry infill walls subjected to out-of-plane inertia forces, 3) the effect of the openings in the masonry walls on the response of the frame-wall system, 4) the development and calibration of a new sensor to detect crack development and enable remote sensing of the safety state of a building after an earthquake.

The models were subjected to several runs of increasing intensity, covering performance levels between minor damage and near collapse. The damage propagation with an increasing shaking intensity is discussed and selected test results - acceleration time histories, relative displacement time histories and shift in measured frequencies due to damage propagation are presented.

4.1. Test observation regarding Model 1

Definition of the dynamic properties of MODEL 1 was the first step of the experimental testing, which enabled acquiring of important information about the achieved stiffness (natural frequencies) of the model. The natural frequency was defined in the Y direction of the model, by applying resonant frequency search tests. The frequencies obtained before the start of the seismic response tests (tests 01 and 02) and during the testing sequences after reaching PGA = 0.4 g (test 08) are presented in Figure 3. The first frequency of the undamaged model was 8.785Hz, while after performing a series of five seismic response tests, the frequency was 3.047Hz. This emphasizes the reduction of the initial stiffness of the model due to the occurrence of damages, especially in the masonry infill.

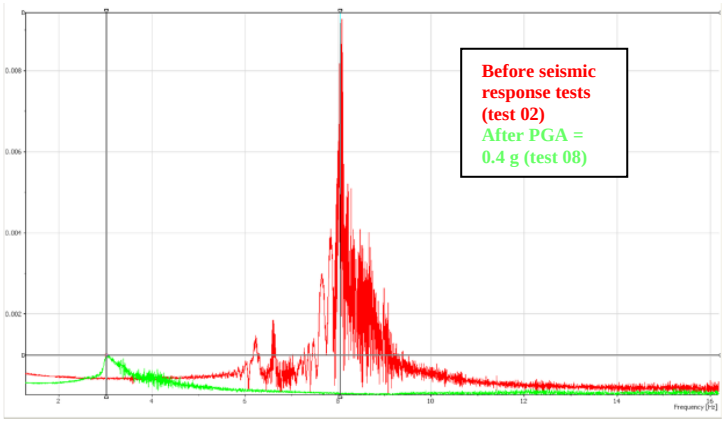


Figure 3. Obtained frequencies for MODEL 1

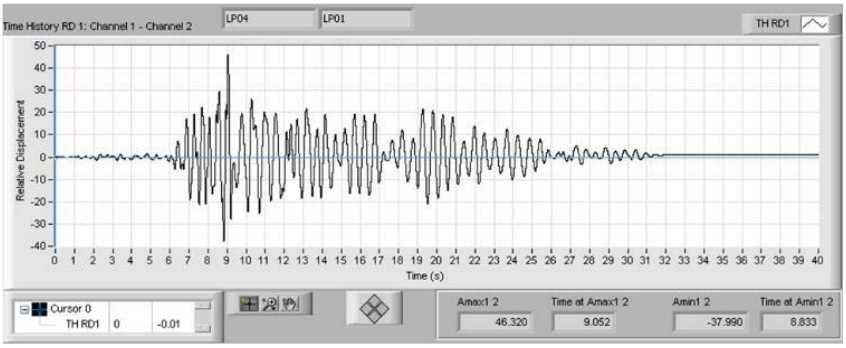


Figure 4. Relative displacement at the top of MODEL 1

The relative displacement of MODEL 1 defined as a difference between the recorded displacement at the top (linear potentiometer LP4) and at the bottom (LP1), at PGA = 1.2 g, is given in Figure 4. Selected photos showing the damage distribution on the model at PGA=1.2 g is presented in Figure 5.

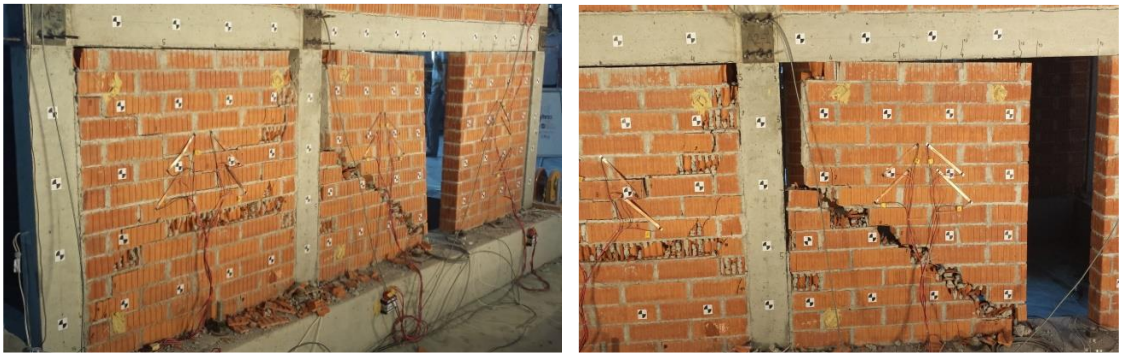


Figure 5. Damage to the infill of MODEL 1

4.2. Test Observation Regarding MODEL 2

Definition of dynamic properties of MODEL 2 was the first step of the experimental testing, which enabled acquiring of important information about the achieved stiffness (natural frequencies) of the model. The natural frequency was defined in the Y direction of the model by applying resonant frequency search tests. The frequencies obtained before the start of the seismic response tests (tests 01) and at the end of the testing (test 13) are presented in Figure 6. The other selected results obtained from the experimental testing will be presented further. The first frequency of the undamaged model was 7.51Hz, while at the end of the testing, the frequency was 3.11Hz. This emphasizes the reduction of the initial stiffness of the model due to the occurrence of damages, especially in the masonry infill.

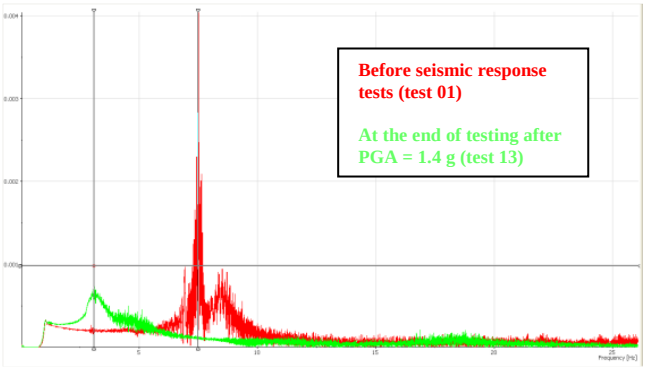


Figure 6. Obtained frequencies for MODEL 2

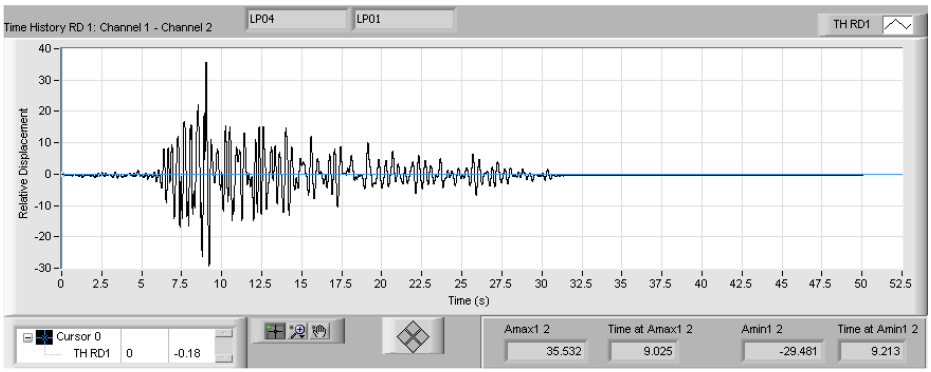


Figure 7. Relative displacement at the top of MODEL 2

The relative displacement of the MODEL 1 defined as a difference between the recorded displacement at the top (linear potentiometer LP4) and at the bottom (LP1), at PGA = 1.4g is given in Figure 7. Selected photos showing the damage distribution on the model at PGA=1.4g are presented in the Figure 8.

Figure 8. Damage to the infill of MODEL 2

5. CONCLUSIONS

The aim of the FRAMA project was to investigate, through dynamic earthquake-simulation tests, the safety and behaviour of the RC frame system containing different types of infill masonry walls since these systems serve both architectural and structural demands efficiently.

It should be pointed out that both models were subjected to the same experimental programme. However due to the higher resistance of the second model, the tests continued under higher intensities of input excitation. As a general observation from the performed tests, it can be said that MODEL 2 with solid-clay bricks and vertical RC ties around the openings has shown better performance compared to MODEL 1. The damage that appeared in the infill of MODEL 2 was considerably smaller than that of MODEL 1, even under a higher input acceleration.

6. ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to express their deepest appreciation to the exceptional academician Prof. Dr. Vladimir Sigmund for his leading role in the FRAMA project. Sadly, he was not able to complete this study because he passed away suddenly during the realization of the project. This paper is dedicated to his cherished memory.
The authors would also like to thank all participants who contributed to the realization of the experimental tests and to the staff of the Dynamic Testing Laboratory at IZIIS, Skopje.

REFERENCES

[1] Necevska-Cvetanovska G., Apostolska R., Shendova V., Stojanoski B., Zurovski A. (2015). Frame-Masonry Composites for Modelling and Standardizations (FRAmed-Masonry). *Report IZIIS* 2015-31.
[2] Apostolska R., Necevska-Cvetanovska G., Cvetanovska J., Gjorgjievska E. (2010). Influence of Masonry Infill on Seismic Performance of RC Frame Buildings. *Proc. of 14 European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, 2010.
[3] Apostolska R., Golubka Necevska-Cvetanovska, Julijana Cvetanovska. (2010). Analytical Investigations of Seismic Behaviour of RC Frame Buildings with Masonry Infill. Structural Engineer, *Journal of MASE*, ISBN 9989-9785-3-0 (No.9/2010).
[4] Dolšek M, Fajfar P (2008). The Effect of Masonry Infills on the Seismic Response of a Four-Storey Reinforced Concrete Frame—a Deterministic Assessment. Eng Struct 30(7):1991–2001.
[5] EN 1998: (2004). Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, 2004.
[6] Fardis M. (2006). Seismic Design Issues for Masonry – infilled RC Frames, *Proc. of the 13ECEE*, Geneva.
[7] Necevska-Cvetanovska, R. Apostolska. (2012). Methodology for Seismic Assessment and Retrofitting of RC Building Structures. *Proc. of 15 World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, September 24-28, 2012, (Paper ID 2149).
[8] Shahram Taghavi, Eduardo Miranda (2003). Response Assessment of Nonstructural Building Elements, *PEER Report 2003/05*.
[9] Sendova et al. (2013). Experimental Verification of Innovative Technique for Seismic Retrofitting of Traditional Masonry Buildings, *Report IZIIS* 2013-44.

РАЗВИТИЕ В ТИПОЛОГИЧНАТА СТРУКТУРА НА МУЗЕЙНИТЕ СГРАДИ

Радост Райновска[1]

DEVELOPMENT IN THE TYPOLOGICAL STRUCTURE THE MUSEUM BUILDINGS

Radost Raynovska[1]

Abstract:
Public buildings are architectural works serving the social, household and spiritual needs of human society. Their spaces are an environment for diverse public relations and activities. That is why all significant changes in society reflect the spatial structure of the respective public buildings. Often architectural creativity overtakes changes in society and thus becomes a catalyst for new social relationships.
A priority in the typological development of public buildings is the art and cultural buildings. Namely, they most define the architectural, artistic, spatial and structural-functional character of the subsequent types of public buildings. The structural analysis of symbolic museum buildings of the last two centuries will identify the directions of past structural transformations and will identify possible directions for future development in spatial and typological metamorphoses.

Keywords:
Public Buildings, Museum, Typology, Special Structure.

[1] Радост Райновска, д-р арх., катедра „Архитектура и урбанистика“, Архитектурен факултет,
ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна, ул.“Илинден“ 33, *e-mail*: atika.arch@gmail.com,
Radost Raynovska, MArch PhD, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, Varna, Bulgaria;
e-mail: atika.arch@gmail.com.

СЕИЗМОУСТОЙЧИВА СГЛОБЯЕМА СИСТЕМА ОТ ИНДУСТРИАЛНИ ЗАЛИ, РАЗРАБОТЕНА ВЪЗ ОСНОВА НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ТЕСТОВЕ

Йелена Ристик[1], Данило Ристич[2], Ненад Голубович[3], Лела Митич[4], Денис Миленович[5]

SEISMO-RESISTANT PREFABRICATED SYSTEM OF INDUSTRIAL HALLS DEVELOPED BASED ON EXPERIMENTAL TESTS

Jelena Ristik[1], Danilo Ristic[2], Nenad Golubovic[3], Lela Mitic[4], Denis Milenovic[5]

Abstract:
Heavy damages and total collapses of prefabricated industrial halls was observed in past earthquakes widely in the world. Regarding the present need, conducted was specific large-scale research project leaded by the second author, "Development of optimal prefabricated system of industrial halls applicable in seismic zones with higher intensity, including seismic intensity IX", supported by well known Serbian PUT INZENEERING construction company. Based on conducted intensive testing in Skopje RESIN laboratory of constructed large-scale prototype models of critical connections, the advanced novel seismically resistant (NSR) prefabricated system of industrial halls have been successfully developed. Improved seismic safety of the system was achieved by combined application of new concepts of critical connections along with added new integrating segments of the global structural units.

Keywords:
Industrial Hall, Prefabricated Structure, Nonlinear Response, Seismic Safety.

1. INTRODUCTION

Industrial facilities representing large industrial halls are, in recent years, rapidly constructed in the region of South East Europe (SEE) and wider, applying various precast RC systems. High seismic risk of precast industrial halls, including heavy damages and total collapses, was commonly observed in past earthquakes widely in the world. It clearly points out the urgent need to seriously treat this problem in regard of providing essential structural safety, sustainable economic and social development and general seismic security in seismically active regions. The created specific seismic risk of this type has not been well quantified to this date

[1] Jelena Ristik Assoc. Prof. Dr., FON University, Faculty of Architecture, Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail*: jelena.ristik@live.com.
[2] Danilo Ristic, Prof. Dr., Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), University "Ss Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, *e-mail*: danilo.ristic@gmail.com.
[3] Nenad Golubovic, MSc., PUT Inzeneering, Knjazevacka, Nish, Serbia, *e-mail*: golubovicn@putinzenjering.com (Corresponding author)
[4] Lela Mitic, MSc., PUT Inzeneering, Knjazevacka, Nish, Serbia, *e-mail*: miticl@putinzenjering.com.
[5] Denis Milenovic, MSc., PUT Inzeneering, Knjazevacka, Nish, Serbia, *e-m.ail*: milenovicd@putinzenjering.com.

and sound seismic risk mitigation concepts are not available. Considering the above stated, led by the second author, conducted was extensive experimental and theoretical research in the frame of initiated large-scale research project “Development of optimal prefabricated system of industrial halls applicable in seismic zones with higher intensity, including seismic intensity IX“, supported by well known Serbian PUT INZENJERING construction company. The advanced novel seismically resistant (NSR) prefabricated system of industrial halls has been successfully developed based on combined intensive testing of constructed large-scale prototype models of critical connections in Skopje RESIN laboratory and conducted specific nonlinear seismic behavior studies of integral structures. The proposed seismically resistant prefabricated system of industrial halls was developed through application of advanced concepts for detailing of critical connections and incorporated steel truss segments as integrating systems of the global structural units. Beside obtained original experimental results from conducted experimental tests, in the paper are also presented some fundamental innovative end-products which are highly important for the creation of the presently proposed novel seismically resistant (NSR) prefabricated system of industrial halls, including: (D1) Basic design concept of structurally sound connection of precast RC column with precast RC footing and representative experimentaly proved nonlinear behaviour model; (D2) Experimentally proved design concept of solid prefabricated joint between RC column and RC corbel (short cantilever) and corbel’s safety margins; (D3) Experimentally proved design concept and nonlinear behavior modeling approach of both, original and improved original connection between precast longitudinal RC beam and RC column; (D4) Experimentally proved design concept and nonlinear behavior modeling approach of both, original and improved original connection between precast roof RC beam and RC column; (D5) Advanced experimentally proved nonlinear analysis procedure providing its wide application for design of novel seismically resistant prefabricated system (NSR-prefabricated system) of industrial halls in seismic zones characterized with expected significant and/ orvery high seismic intensity.

2. PROTOTYPE COLUMN-FOOTING CONNECTION TEST: MODELM1

Providing safety and controlled behaviour of connection between precast RC column and precast RC footing is very important condition for assuring seismic stability of the integral precast structural system. To get full evidence in real nonlinear behaviour characteristics of this critical connection type, performed was detailed test model design, common production and laboratory testing up-to failure of representative prototype model–M1 in the scale M=1:2. Experimental test was realized on existing laboratory testing frame under simulated constant vertical load and horizontal cyclic displacement with increasing amplitude up-to deep nonlinearity. Model test set-up is shown in Fig. 1. Experimental model–M1 is composed of precast RC footing and precast RC column with cross-section dimensions 30x30cm and its total length of L=165.0 cm. Column length l_1=50 cm was installed in footing box and the remaining column`s length of l_2=115 cm was used for application of simultaneous vertical and horizontal cyclic load. Longitudinal reinforcement consisted of 12ϕ10 mm steel bars and special confining ties of ϕ= 6mm spaced at distance of e=10cm. Footing RC base plate dimensions are d=25 cm and a/b=120×100 cm, reinforced with steel bars ± 9ϕ12 mm and ± 7ϕ12 mm in both sides directions, was fixed to the frame base with 6 bolts with diameter of ϕ32 mm.

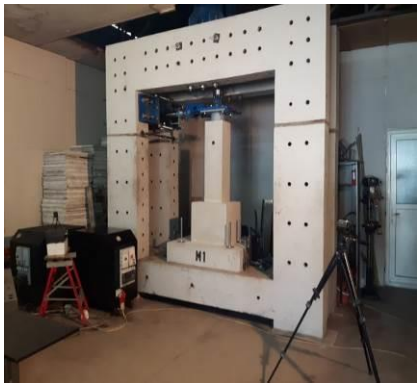


Figure 1. Set-up of 1/2 scaled model M1 in laboratory testing frame

Figure 2. Initiated damage at PC column

Figure 3. Heavy damage at PC column (footing safe)

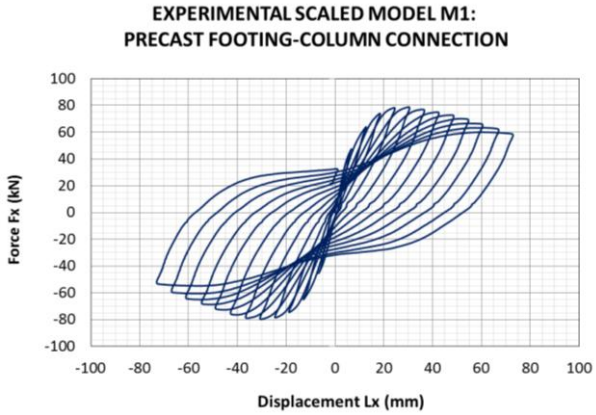


Figure 1a. Force-displacement hysteretic response recorded from the test of prototype model M1

The RC footing box is with outer dimensions of 60×60 cm and bottom inner dimensions of 35×35 cm were used to fix RC column applying standard putinzenjering technology. The four side-walls of RC box were reinforced at both faces using 16+16=32ϕ8 steel bars as vertical reinforcement and the horizontal reinforcement existed of 6ϕ8 and 6ϕ8 steel bars at outer and inner wall faces, respectively. The recorded hysteretic curve from the performed experimental test, Fig. 1a, showed very stable nonlinear behaviour resulting from induced plastic hinge only in column's critical section. RC footing box was fully safe and damage was observed only in critical section zone of RC column, Fig. 2 and Fig. 3. Maximum horizontal restoring force of F_{max}=±80.0 kN was recorded for displacement of d=±25 mm. However, for induced maximum displacement of D_{max}=±74.0 mm, the recorded horizontal force amounted to F=±55.0 kN. So, obtained is small reduction of only 25.7% along with the recorded very stable hysteretic relation without any visible cracks in the foundation box. The test results have clearly shown perfect and controlled nonlinear behaviour of the assembled precast column-footing connection, confirming full validity of the developed production technology.

3. TESTING OF PROTOTYPE BEAM SUPPORT ON RC CORBEL: MODELM2

In the cases of construction of two story structures, longitudinal precast RC beams are supported on RC corbel (short cantilever) constructed during production of precast RC column.

Figure 4. Set-up of 1/2 scaled prototype model M2 in laboratory testing frame

Figure 5. Reinforcement of column with corbel

Figure 6. Loading of RC corbel using rubber pad

Safety state of short cantilever under maximum design load was, in the frame of the present project, experimentally tested using specifically designed experimental model–M2. In Fig. 4 shown is test set-up of experimental model-M2 in the laboratory testing frame along with the applied vertical loading system composed of hydraulic actuator. Model base fixation support was constructed in the form of RC footing with dimensions 60×71cm and thickness of t=30 cm. The footing was reinforced in both directions and equal in bottom and top zone with ±6ϕ12 mm and ±8ϕ12 mm steel bars, respectively. For fixing the model footing to the frame base, fours steel bolts of ϕ32 mm were used. Above the footing constructed was segment of precast column with corbel. Considered cross section of the column was 30×30 cm and its total length above footing was L=135 cm, being 30 cm below corbel, then corbel height 30 cm and 75 cm above the corbel. Longitudinal reinforcement of the column consisted of 12ϕ10 mm longitudinal steel bars and steel tiesϕ6mm installed at distance of 10 cm, Fig. 5. Corbel contact face with column was 30×30 cm, its span was L=20 cm and free face was reduced to 30×20 cm adapting linear variation of corbel height. Reinforcement of corbel consisted of4ϕ10mm bars in upper and 4ϕ10mm bars in lower zone, respectively. Confinement was assured using specially formed tiesϕ6mm installed in two directions. To increase safety of corbel added are inclined three steel anchors ϕ6mm in the shape of letter U. Corbel loading was provided with steel plate being above neoprene layer with d=10 mm and by vertical steel component with hollow section 180×260×10 mm, directed vertically by two steel belts with cross section 100×20 mm, Fig. 6. During experimental test, even under maximum vertical load of N=300.0 kN, the precast model corbel showed perfect stability, pure linear behaviour without any visible cracks. Based on conducted experimental test, it was concluded that the developed precast corbel construction method provides reliable and safe supporting system of precast RC longitudinal beams under respective design loads.

4. PC L-BEAM WITH COLUMN CONNECTION TEST: MODELSM3-A& M3-B

Controlled safety level of the adopted connection between precast RC column and RC longitudinal beam, which is supported by RC corbel produced during construction of prefabricated RC column, is highly important connection property providing conditions to efficiently prevent severe damages during seismic loading of related structural segments. Beside provided seismic safety of prefabricated RC column and prefabricated longitudinal RC beam, as individual structural members, their connection should also sustain required safety level for induced real seismic action under strong future earthquakes. To experimentally confirm actual nonlinear behaviour characteristics of this important connection and to provide valid design parameters assuring required and controlled seismic safety, two developed longitudinal beam-column connection options have been experimentally tested using constructed scaled (1:2)

experimental models. The first tested model M3-A represent commonly used original connection (item 4.1), while the second model M3-B is recently developed and proposed, representing improved original connection option (item 4.2).

4.1. Testing of original connection of PC longitudinal beam & column: Model M3-A

Standard or original experimental model M3-A of connection between longitudinal precast beam and column was designed to include segment of precast column with corbel, segment of precast longitudinal beam and constructed connection segment applying original connection system. The column segment with corbel positioned horizontally, was used for model fixing to the base of laboratory test frame with eight bolts d=32 mm, installed in constructed column supporting RC footing placed under the column segment. Footing was constructed with dimensions a/b=140×60 cm and thickness t=20 cm. Reinforcement of column with section 30×30 cm consisted of 12ϕ10 mm longitudinal bars and ties of ϕ6mm spaced at 10cm distance. Column supporting RC footing was reinforced in both faces with longitudinal reinforcement of 6ϕ12mm, respectively and ties of ϕ6mm spaced at distance of e=10cm. Corbel dimensions and reinforcement arrangement were adapted based on standardized method described before (item 3).Longitudinal PC beam segment with cross section in the form of inverted T was reinforced with standard longitudinal reinforcement and ties. Dimensions of base wider cross-section part were b_1/h_1=30×20 cm, for vertical part b_2/h_2=15×20 cm, resulting in total section height $h=h_1+h_2$=40 cm. Standard connection system existed of two pin anchors ϕ12 mm and l=350 mm installed in the existing holes ϕ24 mm made along the total precast beam height of 40 cm. Two pin anchors were additionally fixed by inserted standard connecting emulsion. The head of precast longitudinal beam was strengthened with U shaped horizontal anchoring ties. Three anchoring ties ϕ8mm were applied in vertical section part having b_2=15 cm and three anchoring ties ϕ8mm were applied in lower wider section segment having b_1=30 cm. The test model M3-A set-up in laboratory testing frame is shown in Fig. 7, along with vertical loading system with hydraulic actuator.

Figure 7. Set-up of 1/2 scaled prototype model M3-A

Figure 8. Original connection PC column and L-beam

Figure 9. Final failure state of original connection M3-A

Table 1. Experimentally defined parameters representing nonlinear behavior of the tested original connection of prefabricated RC longitudinal beam with RC column: Model M3-A

Original M3-A connection type: L beam-column					
No.	Scaled-model/full-scale	DY(m)	FY(kN)	DU(m)	FU(kN)
1	Tested scaled modelM3-A	0.0155	62.00	0.0540	100.00
2	Full-scale connection M3-A	0.0310	248.00	0.1080	400.00

Applying tension force on the vertical model segment representing longitudinal precast beam, nonlinear behaviour characteristics of original connection of precast L-beam with column have been defined and presented in Tab.1, for the tested scaled model and for full-scale connections converted values. The obtained experimentally proved bilinear model parameters represent highly valuable representative nonlinear modelling data of the original connection. The presented data can be used in the process of detailed seismic behaviour modelling and seismic response study of the integral precast structural system. The performed experimental test of prototype model connection M3-A has clearly shown all its specific behaviour phases including initial linear behaviour, crack and damage propagation and finally total failure, Fig. 8 and Fig. 9.

4.2. Test of improved original connection of PC L-beam with column: Model M3-B

To investigate possibility of upgrading of standard or original connection system M3-A, constructed was and experimentally tested experimental model M3-B, representing improved original connection system of PC longitudinal beam with column. The model components, including RC fixation footing, RC column with corbel and vertical segment representing PC longitudinal beam were constructed with the same dimensions and the same reinforcement.

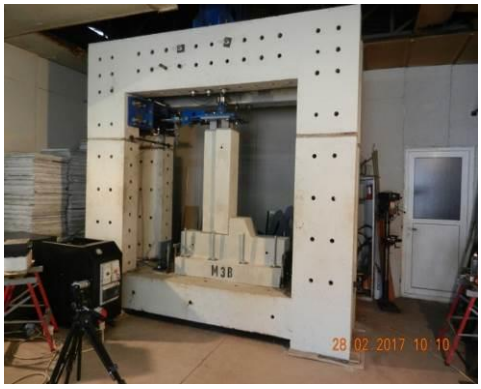


Figure 10. Set-up of 1/2 scaled model M3-B in referent testing frame

Figure 11. Improved M3-B connection: C & L-beam

Fig, 12. Damage of M3-B improved connection

Table 2. Experimentally defined nonlinear behavior parameters of the tested improved original connection of prefabricated RC longitudinal beam with RC column: Model M3-B

Improved original M3-B connection type: L beam-column					
No.	Scaled-model/full-scale	DY(m)	FY(kN)	DU(m)	FU(kN)
1	Tested scaled model M3-B	0.0030	44.00	0.0480	120.00
2	Full-scale connection M3-B	0.0060	176.00	0.0960	480.00

The improved original connection system–2 represents structural modification of the original connection system-1 in the following two parts: (1) The basic pin anchors were produced applying 2ϕ16 mm steel bars (instead of 2ϕ12 mm steel bars) and (2) The three U shaped horizontal anchors in the vertical section part and three U shaped horizontal anchors in the lower wider section part were applied with larger diameter of ϕ16 mm, instead of ϕ12 mm used in the case of model M3-A. Experimental model set-up as well as loading system of experimental model M3-B are considered the same, Fig. 10. From conducted experimental test defined were actual nonlinear behaviour characteristics of the proposed improved original connection system M3-B, including linear stage, damage propagation stage and total failure, Fig. 11 and Fig. 12. Nonlinear behaviour characteristics of the tested improved original connection M3-B of PC beam-PC column, respectively for scaled model and full scale connection are presented in Table 2.The presented parameters of bilinear models for M3-A & M3-B show some differences. For M3-B recorded is enlargement of failure force for 20% because FU=100N and FU=120kN, respectively for original and improved connection, Table 1&Table 2.

5. PC ROOF-BEAM AND COLUMN CONNECTION TEST: MODELSM4-A&M4-B

Without any exception, connection between precast RC roof beam and precast RC concrete column exists in every PUTINZENGERING industrial hall structure. It is located in the highest structural zone and commonly is exposed to not very well defined forces under strong earthquake excitations. The safety of the implemented connection system between precast heavy roof beam and column is one the basic requirements to assure seismic resistance of the integral structural system. To obtain full evidence in real nonlinear behaviour characteristics of this important connection system performed was extensive experimental laboratory study including experimental tests of constructed related large-scale testing models with two options. Experimental test model M4-A, representing the developed original connection system and experimental test model M4-B, representing improved original connection system between precast roof beam and precast column. The experimental test models have been originally assembled using specific parts of structural components that will provide its successful testing on existing laboratory test frame. Significant structural part of the column, with cross-section 30x30cm, was considered as horizontal and its top part (left in Fig. 13) with height of h_c=44 cm was constructed in the form of twin RC walls. Both end column walls with thickness of t_1=t_2=9 cm were constructed with free distance of d=12 cm between them to provide resting of end vertical part of T-type roof beam. Bellow the precast column, constructed was RC footing part with thickness t=20 cm and with dimensions in plane 150×60 cm, providing model fixation to the base of the testing frame with eight bolts with diameter of 32 mm. The end part of the typical T-type roof beam was considered vertical. Its lower part, resting on the PC column, was used to apply related connection system, while the upper part of the roof beam was appropriately equipped with connecting steel device used for application of prescribed tension loading. Two types of roof beam-column connection systems have been tested. The first, representing original connection system was tested using model M4-A (item 5.1), while experimental model M4-B was constructed and used to test connection system-2, representing improved original connection system between precast roof beam and column (item 5.2).

5.1. Testing of original connection of PC roof beam with column: Model M4-A

Experimental test model M4-A was constructed considering reinforcement of the footing part and the column part the same as in the case of tested models M3-A and M3-B. Similarly, the implemented T-type roof beam is constructed with common reinforcement in its regular part out of the zone of connection. The applied connection in experimental model M4-A, representing original connection system-1 was developed based on application of the following four specific structural detailing measures as follows: (1) At both side walls of RC column installed were special pin anchors with diameter ϕ12 mm entering in the hole at both sides of precast roof T-beam. Both anchors were properly fixed by injection of connecting emulsion; (2) To provide safe transmit of load from both applied pin anchors, adopted were regular (original) arrangements of additional reinforcement at both upper sides of roof beam and at both RC walls of column; (3) To increase connection safety, adopted was central bolt of ϕ15 mm through column side walls and vertical part of roof T-beam and (4) All connection contacts are finalized with commonly applied standard filling emulsion. The test set-up of experimental model M4-A is shown in Fig. 13. The experimental test was completed with gradual application of increased upward vertical force up-to connection failure. Actual nonlinear characteristics of the original roof beam-column connection M4-A have been very successfully defined along with damage propagation for different displacement stages, Fig. 14 and 15.The representative bilinear model properties of the tested scaled model M4-A and for full-scale connection are presented in Table 3. The presented experimentally confirmed nonlinear model properties of original connection M4-A between precast roof beam and column can be successfully applied in the process of analytical model formulation of the integral precast structural system.

Figure 13. Set-up of 1/2 scaled prototype model M4-A

Figure 14. Original connection: PC column-roof beam-M4-A

Figure 15. Final failure state of original connection M4-A

Table 3. Experimentally defined parameters representing nonlinear behavior of the tested original connection of prefabricated RCroof beam with RC column: Model M4-A

Original M4-A connection type: roof beam-column					
No.	Scaled-model/full-scale	DY(m)	FY(kN)	DU(m)	FU(kN)
1	Tested scaled model M4-A	0.0020	60.00	0.0380	108.00
2	Full-scale connection M4-A	0.0040	240.00	0.0760	432.00

5.2. Testing of improved connection of PC roof beam & column: Model M4-B

The experimental test model M4-B, representing the improved original connection of precast roof beam and column was constructed applying the same model components as in the case of experimental model M4-A. However, to investigate possible upgrading level of connection system-1, applied is modified, i.e. improved connection system-2 which is characterized with the following structural measures: (1) Increased is the diameter of special pin anchors, in this case to d=16mm. They were located in the same positions at both RC side walls of the column. The anchors were fixed to the roof T-beam applying the same connecting concept; (2) In this case, to provide safer load transition from both stronger pin anchors, adopted was improved original arrangement of additional confining and anchoring reinforcement at both upper sides of roof beam and at both side RC walls of the column; (3) In this case adopted was central bolt with d=18mm passing through the same elements and spaced on the same location; and (4) The connection contact faces were finalized applying the same method as in the case of experimental model M4-A.

Figure 16. Set-up of 1/2 scaled model M4-B in testing frame

Figure 17. Improved column & roof beam connection

Figure 18. Failure of improved original connection M4-B

Experimental model set-up of the tested connection model M4-B is presented in Fig. 16. Details of crack propagation during the model testing are shown in Fig. 17 and Fig. 18. From experimental test of improved original connection model M4-B, representing connection between roof beam and column, defined were related nonlinear characteristics of analytical bilinear model for both, scaled connection model and full scale connection, Table 4.

Table 4. Experimentally defined parameters representing nonlinear behavior of the tested improved original connection of prefabricated RCroof beam with RC column: Model M4-B

Improved original M4-B connection type: roof beam-column					
No.	Scaled-model/full-scale	DY(m)	FY(kN)	DU(m)	FU(kN)
1	Tested scaled model M4-B	0.0030	70.00	0.0600	190.00
2	Full-scale connection M4-B	0.0060	280.00	0.1200	760.00

Comparing ultimate force obtained from the tested original connection model M4-A ranging to FU=108 kN,with ultimate force recorded for improved original model connection M4-B ranging to FU=190 kN, significant increase of ultimate strength of 75.9% has been achieved. The obtained original experimental data represents highly important experimental evidence providing proved conditions for detailed modelling and seismic safety analysis of the integral systems of precast structures having various geometrical and global shape properties.

6. MODELING OF NSR SYSTEM WITH TESTED CONNECTIONS

Using experimentally proved nonlinear behaviour characteristics of the implemented structural connections, in SAP2000 formulated was nonlinear analytical model of integral full-scale prototype precast industrial hall structure and used to study its seismic response performances under the effect of strong earthquakes, Fig. 21. The structure represents precast frame system, formed by installed seven frames parallel to x axis, integrating in total 27 columns supported by 27 individual precast foundations with variable dimensions 400×400 cm, 300×300 cm and 250×250 cm, depending on actual vertical load and column cross-sections. In x and y direction, the structure dimensions in plan are L_x=44.0 m and L_y=63.75 m. The columns are designed with three different cross-sections, first 80×80 cm (cast with concrete C40), second 70×70 cm (C50) and last 60x60 cm (C50), reinforced respectively with longitudinal bars 20ϕ28 mm, 16ϕ25 mm and 8ϕ25 mm and with ties ϕ6/15 cm. The height of central and side columns are H_c=14.2 m and H_s=11.94 m, respectively.

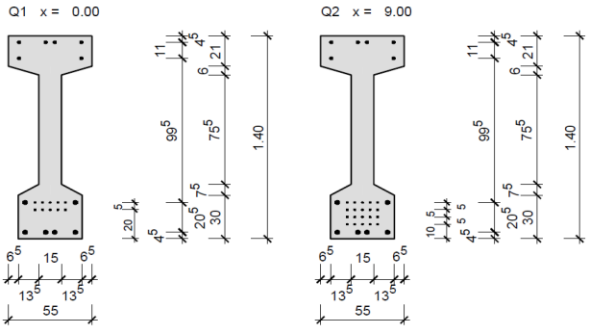


Figure 19. Main prestressed beam I140 used in prefabricated NSR structure

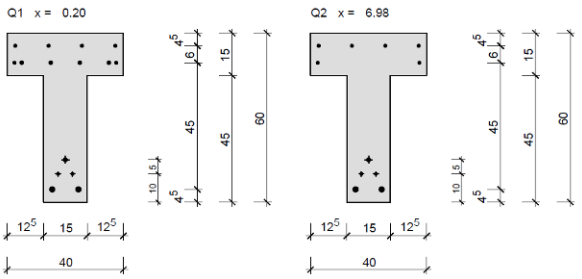


Figure 20. Longitudinal prestressed beam T60 used in prefabricated NSR structure

The roof structure is formed with precast roof I-beams with h=140 cm and span L=22 m, Fig. 19, precast T-beams with h=90 cm and L=11.0 m; longitudinal precast T-beams with h=60 cm and L=15.0 m, Fig. 19 and longitudinal precast T-beams with h=45.0 cm and L=8.75 m. Steel trusses integrating the structure consist of hollow rectangular braces 160×160×4 mm, 100×100×4 mm and 80×80×4 mm and brace filling rebar d=25 mm. Nonlinear behaviour of

columns above foundations were simulated by hysteretic Takeda model based on previously performed detailed analysis of moment-curvature relations for all respective sections of columns. Nonlinear behaviour of the existing connections of precast roof-beams with precast columns and longitudinal precast beams with precast columns were realistically modelled based on experimentally proved nonlinear model parameters from conducted experimental laboratory tests, Fig. 22 and Fig. 23.

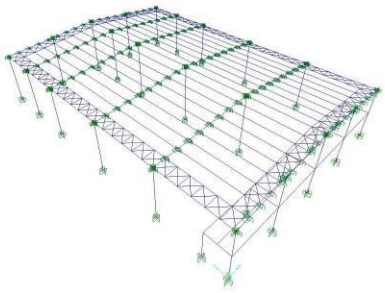


Figure 21. Nonlinear 3D model of full scale prefabricated NSR structure

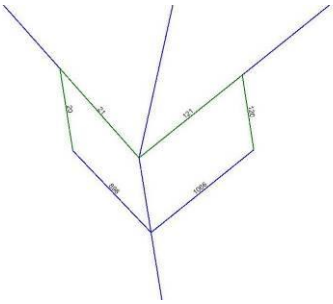


Figure 22. Connection model above corner column

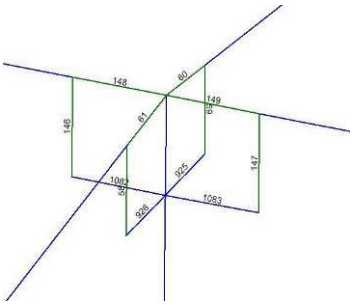


Figure 23. Connect. model above central column

From the analysis of the dynamic characteristics for the initial state of the structure defined were the following vibration periods of the first three modes: T_1=1.526s, T_2=1.445s and T_3=1.305 s, dominantly exposed in x-direction, y-direction and in torsion mode, respectively. Seismic response of the integral structure has been analysed for earthquake action simultaneously in both x and y direction, considering seismic ground motion to act under the angle of 45° in respect to the global x-axis. In this paper included are results obtained for simulated Ulcinj-Albatros earthquake record scaled to very high intensity represented by peak ground acceleration PGA=0.60g.

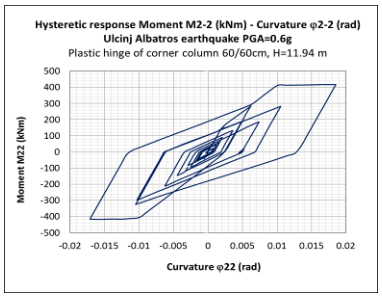


Figure 24. Hysteretic response M22-ϕ of corner column under strong seismic load: PGA=0.6g

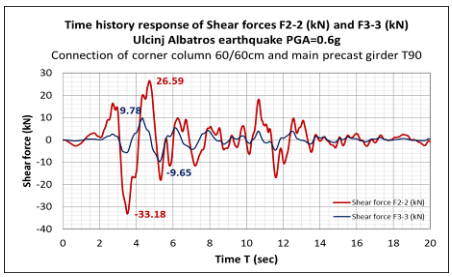


Figure 25. Time-history response of connection forces above corner column under strong seismic load

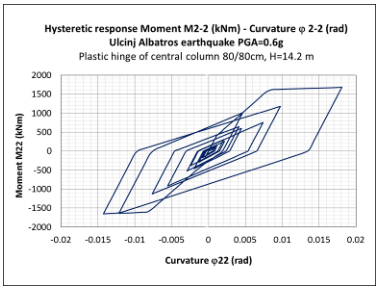


Figure 26. Hysteretic response M22-ϕ of central column under strong seismic load: PGA=0.6g

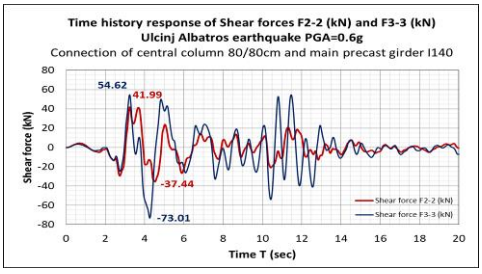


Figure 27. Time-history response of connection forces above central column under strong seismic load

Structural response of the integral structure was generally characterized by the following important observations: (1) During the lower intensity level, specifically during the first 2-3 sec, structural response was completely linear and all critical column sections and all modelled connections were not cracked; (2) During the increased earthquake intensity, time segment t=3-6sec, critical sections of the columns in both directions were exposed to intensive nonlinear response represented by opened hysteretic curves, Fig. 24, Fig. 26, Fig. 28 and Fig. 29.

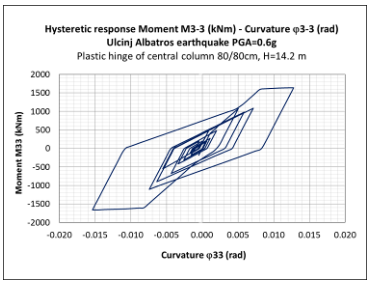


Figure 28. Hysteretic response M33-ϕ of central column under strong seismic load: PGA=0.6g

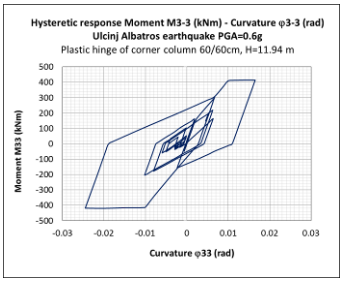


Figure 29. Hysteretic response M33-ϕ of corner column under strong seismic load: PGA=0.6g

During this time segment, in all horizontal connections recorded was increased level of induced forces, Fig. 25 and Fig. 27; (3) The increased level of forces in these connections are not higher than yield forces and the connections are remaining safe and undisturbed and (4) If input earthquake intensity will be further increased, the failure of the structure is expected to be produced due to failure of the columns; (5) Column`s controlled failure is in this case advanced strategy and can be avoided during the advanced design process and (6) During the third time segment, t=6-20s, the structure was vibrating around new very little changed deformed state, but the system remained integrally safe.The observed global seismic response of NSR prefabricated structure, characterized by controlled and favorable behavior, actually represents advanced strategy to minimize seismic risk and to assure full seismic stability of this specific and other important structural types.

7. CONCLUSIONS

From the conducted extensive experimental testing of various developed and implemented connection types of the novel seismically resistant NSR PUTINZENJERING prefabricated system the following conclusions are summarized: (1) Prefabricated standard footing showed full safety for seismic loads in the case of installation of columns with standard respective cross sections and reinforcement; (2) Prefabricated RC columns showed stable nonlinear hysteretic behavior under cyclic loads along with expressed ductility for the case of implemented ties spaced in prescribed small distances; (3) The implemented RC corbels supporting L-beams possess high safety for the prescribed design loads; (4) From experimental tests confirmed was that nonlinear behavior characteristics of the developed L beam-column connection types and roof beam–column connection types possess stable and favorable behavior properties with opened possibility for their application in seismic regions and (5) The proposed nonlinear analytical model parameters of connections represent highly valuable modeling data which can be successfully considered during the final seismic design process of NSR PUTINZENJERING prefabricated structures in seismic regions. In addition, from conducted nonlinear seismic response analysis of the integral NSR prototype structure, the following main conclusions are summarized: (1) Novel siesmo-resistant NSR PUTINZENJERING prefabricated system can be successfully applied in seismic zones with high seismic intensity based on application of the developed design principles; (2) Nonlinear response of the integral structure should be generally

controlled by hysteretic ductile behavior of prefabricated columns; (3) For the case of design earthquake, the behavior of structural connections should be basically linear while for the case of maximum expected earthquake intensity, the behavior of structural connections may be in controlled nonlinear range. To efficiently define and satisfy both design stages, potential use of advanced structural analysis procedures during the design process is recommended.

ACKNOWLEDGMENTS

RESIN Laboratory, Skopje, is an open testing laboratory of Regional Seismic Innovation Network involving young scientists focused on advanced research, PhD studies, development of innovative technologies & seismic protection systems. RESIN Laboratory, leaded by Prof. D. Ristic, is long-term benefit from NATO SfP innovative project: *Seismic Upgrading of Bridges in South-East Europe by Innovative Technologies (SFP: 983828),* realized at UKIM-IZIIS, Skopje, as *European large-scale research activity with participation of five countries: Macedonia: D. Ristic, PPD-Director; Germany, U. Dorka, NPD-Director; Albania; Bosnia & Herzegovina & Serbia.* The acceptance of idea for establishing of ReSIN Lab is highly appreciated.

REFERENCES

[1] Ristic D.: Nonlinear Behavior and Stress-Strain Based Modeling of Reinforced Concrete Structures Under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Loads, (Doctoral Dissertation), School of Civil Engineering, Kyoto University, Kyoto, Japan, 1988.
[2] EERI, Northridge Earthquake January 17, 1994, EERI Preliminary Reconnaissance Report, Earthquake Engineering Research Institute, 104pp, 1994.
[3] Muguruma H., Nishiyama M., Watanabe F.: Lessons learned from Kobe earthquake, A Japanese perspective, PCI Journal, V40, N4, July/August, pp.28-42, 1995.
[4] EERI, Kocaeli, Turkey, Earthquake of August 17, 1999, EERI Reconnaissance Report, Earthquake Spectra, Supplement to Vol. 16. 2000.
[5] Wilson L. Edward: Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures: A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Eng., Berkeley, California: Third Ed., 2002.
[6] Posada M., Wood S.L., (2002) Seismic performance of precast industrial buildings in Turkey. Proc. of the 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, July 21-25, 2002, Boston, MA, USA, EERI publications.
[7] Doneux C., Hausoul N., Plumier A., (2006): Deliverable 55 “Analysis of 3 precast RC structures with dissipative connections”, LESSLOSS Sub-Project 7 – Techniques and methods for vulnerability reduction.
[8] Myiamoto, (2009): 2009 M6.3 L’Aquila, Italy, Earthquake Investigation Report, Global Risk Myiamoto, 2009.
[9] Zhaoa B., Taucera F., Rossetto T.: Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China, Engineering Structures, 31 (2009) 1707–1723, 2009.
[10] Senel S.M., and Kayhan A.H.: Fragility based damage assessment in existing precast industrial buildings: A case study for Turkey Structural Engineering and Mechanics, Vol. 34, No. 1 (2010) 39-60, 2010.
[11] Decanini L. D., Liberatore L., Sorrentino L.:Preliminary Report on the 2012, May 20 Emilia Earthquake, May 2012, v.1, Univ. “La Sapienza” of Rome, Department of Structural Engineering and Geotechnics, Italy, 2012.
[12] Ristik J.: Modern technology for seismic protection of bridges with application of new seismic response modification system, Doctoral dissertation, Institute of earthquake

engineering and engineering seismology (IZIIS), University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Macedonia, 2016.

[13] Ristik J., Pavlov S., Pavlov P., Ristic D.: Laboratory Testing of Constructed Prototype Models of Typical Connections Used in Prefabricated RC Construction System of Industrial Halls Implemented by PUT Inzenering, Serbia: Experimental Laboratory Testing of Prototype Model-M1 Representing Connection Between Prefabricated Column and Prefabricated Footing, RESIN Lab. of Industrial Sciences and Technology, Report: RESIN-011-2017.

[14] Ristik J., Pavlov S., Pavlov P., Ristic D., (2017): Laboratory Testing of Constructed Prototype Models of Typical Connections Used in Prefabricated RC Construction System of Industrial Halls Implemented by PUT Inzenering, Serbia: Experimental Laboratory Testing of Prototype Model-M2 Representing Beam Support Fromed as RC Column-Short Cantilever (Corbel), RESIN Laboratory of Industrial Sciences and Technology, Report: RESIN-012-2017.

[15] Ristik J., Pavlov S., Pavlov P., Ristic D., (2017): Laboratory Testing of Constructed Prototype Models of Typical Connections Used in Prefabricated RC Construction System of Industrial Halls Implemented by PUT Inzenering, Serbia: Experimental Laboratory Testing of Prototype Model-M3a Representing Original Connection of Prefabricated Longitudinal Beam With Column, RESIN Lab. of Industrial Sciences and Technology, Report: RESIN-013-2017.

[16] Ristik J., Pavlov S., Pavlov P., Ristic D., (2017): Laboratory Testing of Constructed Prototype Models of Typical Connections Used in Prefabricated RC Construction System of Industrial Halls Implemented by PUT Inzenering, Serbia: Experimental Laboratory Testing of Prototype Model-M3b Representing Improved Original Connection of Prefabricated Longitudinal Beam With Column, RESIN Laboratory of Industrial Sciences and Technology, Report: RESIN-014-2017.

[17] Ristik J., Pavlov S., Pavlov P., Ristic D., (2017): Laboratory Testing of Constructed Prototype Models of Typical Connections Used in Prefabricated RC Construction System of Industrial Halls Implemented by PUT Inzenering, Serbia: Experimental Laboratory Testing of Prototype Model-M4a Representing Original Connection of Prefabricated Roof Beam With Column, RESIN Lab. of Industrial Sciences and Technology, Report: RESIN-015-2017.

[18] Ristik J., Pavlov S., Pavlov P., Ristic D., (2017): Laboratory Testing of Constructed Prototype Models of Typical Connections Used in Prefabricated RC Construction System of Industrial Halls Implemented by PUT Inzenering, Serbia: Experimental Laboratory Testing of Prototype Model-M4b Representing Improved Original Connection of Prefabricated Roof Beam With Column, RESIN Lab. of Industrial Sciences and Technology, Report: RESIN-016-2017.

РАЗВИТИЕ НА ФУНКЦИОНАЛНО - ПЛАНОВАТА СТРУКТУРА НА УЛИЧНАТА МРЕЖА ВЪВ ВИСОКОПЛАНИНСКИТЕ РАЙОНИ НА РОДОПИТЕ

Милен Сариев[1]

DEVELOPMENT OF THE FUNCTIONAL STRUCTURE OF THE STREET NETWORK IN THE HIGH - MOUNTAIN AREAS OF THE RHODOPE MOUNTAINS

Milen Sariev[1]

Abstract:
The survey is executed concerning the established structural differences of the street network and its development over time as a result of different relief features and configuration of the properties in the high mountain villages of the Rhodope Mountains. Despite the network incremental development and its complex nature, it is extremely functional and fully adapted to the topography of the settlements. The research is done on site and according to cartographic materials taking into account its natural non-planned development in the past and its planned construction in the present by modern technologies. The results show a change in the functional-plan structure of the street network and the reorganization of its geometry to the periphery of the settlements due to their growth, which in turn is related to changes in the natural landscape.

Keywords:
Street Network, Mountain Settlements, Landscape.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Изследването е направено за високопланинските райони на Родопите в „малки села” според общоприетата градоустройствена класификация за населените места [7] във връзка с установяване на различия в уличната мрежа следствие от развитието й във времето. Изграждането на уличната мрежа е свързано с решаване на множество проблеми от различен характер. Основен проблем в тези райони е сложността на релефа.

Важен въпрос е собствеността на терените и съобразяването на улиците с частни имоти към днешна дата за разлика от времето на плановата икономика, когато колективната собственост на земята не е възпрепятствала изграждането на уличната мрежа по подходящ начин и преценка на проектанта.

[1] Милен Сариев, ланд. арх., Лесотехнически университет, бул. Св. Климент Охридски №10, Студентски град, зала 402, 1756 София, *e-mail*: milen_sariev@abv.bg;
Milen Sariev, Landscape Architect, University of Forestry, 10 Kliment Ohridski Str., hall 402, 1756 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: milen_sariev@abv.bg.

Обект на изследване е развитието на функционално-плановата структура на уличната мрежа във високопланинските райони на Родопите. Разгледани са селища от общините Ардино, Девин, Доспат, Баните, Сатовча и др.

Цел на изследването е анализиране и изясняване на обстоятелството, че въпреки невъзможността уличната мрежа да отговори на изискванията на действащите днес Закони и Наредби, тя е впечатляващо функционална за нуждите на селищните дейности. Въпреки, че на пръв поглед изглежда случайна, тя е изцяло съобразена с особеностите на терена и разположението на сградите.

2. ОБЩА ХАРАКТЕРИСТИКА И ФИЗИКОГЕОГРАФСКИ УСЛОВИЯ

Планинските селища представляват „територии с неблагоприятни условия по отношение на транспортното обслужване” [8, стр 130]. Основно влияние върху характера на уличната мрежа в планинските райони оказват основните елементите на ландшафта и най-вече **релефът**. Топографията на терена е изиграла определяща роля още при историческото формиране на селищата и техните транспортни комуникации – връзките между отделните части на населеното място, както и достъпа до извънселищния ландшафт.

Организирането на уличната мрежа е вървяло ръка за ръка с формирането на селищната структура под влияние на естествената им градоустройствена еволюция – стихийно и безпланово. В тази връзка изложението на терена има значение не само за разполагането на селището, но и за прокарване на уличната мрежа. Преминаването на трасетата по подходящ начин не ограничава възможностите за достъп до всички територии на населеното място.

Дървесната **растителност** има значение при прокарването на нови пътища или уширяване и реконструкция на съществуващи, когато дървостоите са в непосредсвена близост до работните площадки. Формирането на стръмни откоси при земните работи силно нарушава целостта на ландшафта. Наличната растителност в непосредствена близост до такива откоси с времето се унищожава, а при ветровали и снеговали повлича и големи земни маси, които понякога затрудняват движението и ограничават пътните връзки до селищата.

Това и към момента е актуален проблем особено на местата, където са проведени изкуствени залесявания с дървесни видове различни от естествената растителна покривка.

Голямото количество подпочвени **води** в планинските райони създават допълнителни затруднения при изграждането на уличната мрежа.

Прокарването на пътища често е свързано с изграждането на допълнителни съоръжения свързани с отвеждането на повърхностните и появилите се в резултат на изкопни дейности подпочвени водни отоци. Обикновено се налага укрепване на откосирани терени, изграждане на подпорни стени и др. което е свързано в повечето случай и с намеса в растителната покривка и най-вече създаване на условия за нарушаване структурата на ландшафта.

Поради „стихийното” планово развитие на селищата и пътната мрежа, в планинските райони мероприята по нея са тежки и с много компромиси. Следствие на това и с цел запазване главно на допълващото застрояване, исторически ценни елементи на средата и отчасти вековни дървета, тя приема твърде сложен характер.

Липсата на Подробни устройствени планове в техния обхват и съдържание [8] и в случая Планове за улична регулация, е довела до свободно „стихийно” формиране на уличната мрежа в планинските райони. Транспортното обслужване във високопланинските участъци на разглежданите територии като цяло е затруднено [6].

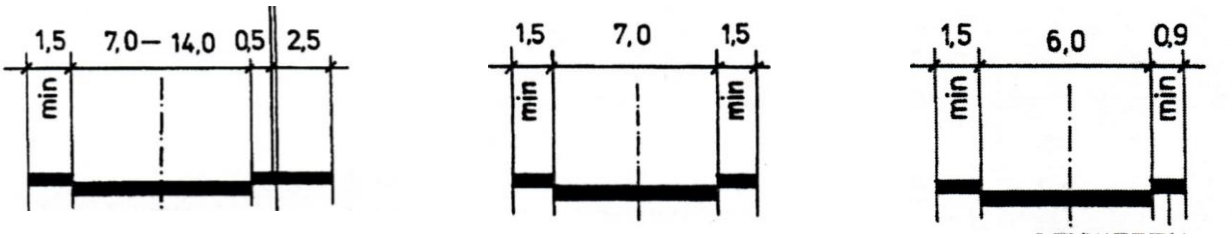
С развитие на градоустройствените мероприятия в новите Подробни устройствени планове уличната мрежа е с по-правилни геометрични форми и основно движеща се по хоризонталите. Това се отнася най-вече за основната - главна улица, а второстепенната улична мрежа е в границите на допустимите законови норми, доколкото е възможно това. Отговаряща на съвременните норми за габарити и наклон е възможно при реконструкция предимно на главната улица, преминаваща по-често покрай река и при която са разположени в повечето случаи земеделските терени даващи възможност за корекция на ширината й.

В разгледания район на Родопите от първостепенната улична мрежа са налични основно главни улици от IV клас (според общоприетата класификация на уличната мрежа [7]) - обикновено главната улица е една и формира „гръбнака” на селището.

Улиците от IV клас представляват и „най-високия клас улици в населените места от” [7, стр. 136] четвърти до осми функционален тип към които спадат и тези в разглежданият район.

От второстепенната улична мрежа – съобразно функционалното си предназначение в териториите на планинските селища попадат събирателни улици V клас и обслужващи улици VI клас (или тук попадат улици от IV, V и VI клас). (фиг. 1.)

Често срещащи в планинските селища са и задънените – тупикови улици които обикновенно са доста къси предвид големината на селищата.



а) напречен профил на главна улица - IV клас

б) напречен профил на събирателна улица - V клас

в) напречен профил на обслужваща улица - VI клас

Фигура 1. Източник: [7, стр. 136].

Максимално допустимите надлъжни наклони за същите улици е от 6,0 % за улици IV клас до 9.0 % за улици от VI Б клас, като е допустимо при тежки теренни условия на малки разстояния наклонът да се увеличи с до 2,0 % за съответния клас улица [7].

Развитието или западането на селището неминуемо води със себе си и отражения върху пътната мрежа, която също се развива или деградира. В повечето случаи габаритите на улиците са по-малки от допустимите според съвременните изисквания. Уличната мрежа, резултат от безплановото застрояване при първоначалното формиране на селищата, е силно неправилна като геометрия, но извънредно функционална относно широчината предвидена за придвижването по нея на обекти с различен габарит (по често на товарни животни). Характеризиращи се в много от случайте с по-малко от минимално позволените габарити и големи наклони тя трудно би могла да се адаптира към настоящите законови норми.

3. КРАТКА ИСТОРИЧЕСКА СПРАВКА

Въпреки, че след Освобождението (1978) в множество села в България като цяло започва прилагане на благоустройствени планове и улиците се разширяват и изправят, при уличната мрежа в планинските райони и до ден днешен тези мероприятия липсват или изпълнението им е трудоемко и икономически неизгодно. [6]

В “Законът за благоустройството както от 1897 г., така и от 1941…..” не са предвидени норми определящи границите на „необходимата строителната територия на селата“. [5, стр.17]. В тези документи препоръчаните указания относно пътната мрежа са доста общи. В тази връзка улиците в регулационните планове са се проектирали „без разбиране” [5, стр.18] за функциите които ще изпълняват, което е довело до липса на класификация, норми на надлъжните и напречните наклони и габарити [5]. Основните цели били да бъде лесно приложима и икономична. Като следствие от това както и свободата, която била дадена на проектантите се създава богато разнообразие от типове улични мрежи, като в планинските условия релефът действа твърде ограничаващо за изработване на улично регулационни планове.

Тази свобода дадена на проектантите е свързана със сериозни намеси в ландшафта в резултат на което в повечето случаи проектирането на улични мрежи се свеждало до изправяне на уличната мрежа и премахване на тупиците. Това водело до раздробяване на териториите и „увеличаване на уличната площ” спрямо общата площ на селището [5]. Пешеходни пространства обособени като такива в планинските райони няма, а улично озеленяване почти липсва или то е дело на самоинициативи от страна на населението.

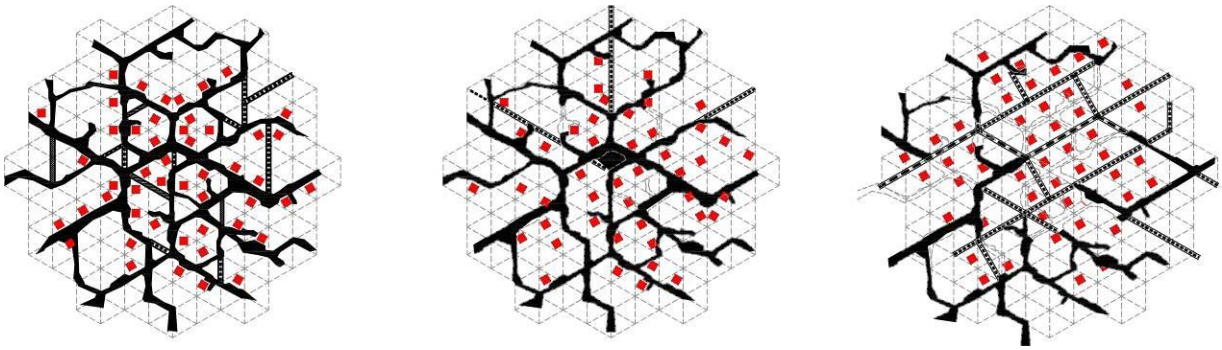
4. ХАРАКТЕРИСТИКА НА ПРЕДЛОЖЕНИТЕ МОДЕЛИ

„Свободната улична мрежа” е характерна за територии със сложен релеф и макар, че осигурява сравнително добри пешеходни връзки между частите на селището, които понякога представляват и отделни функционални зони, в множество участъци тя трудно би могла да се приспособи за съвременния транспорт. Въпреки, че плътноста на уличната мрежа е сравнително висока трудно може да се каже, че осигурява добри транспортни връзки поради сложния терен. Функцията на уличната мрежа в селата е основно да обслужва пешеходното движение [1].

Направеното проучване и анализ на уличната мрежа показва, че в общия случай тя е изградена условно на основата на **триъгълна мрежа** (фиг. 2).

Възприети са три разновидности показващи развитието и усъвършенстването на уличната мрежа в планинските селища във времето.

Предложените разновидности (подтипове) на **„свободна улична мрежа”** в планински райони са: **свободна улична мрежа с „елементи на триъгълна”; б) свободна улична мрежа с „елементи на радиална”; в) свободна улична мрежа с „елементи на правоъгълно-диагонална”;**

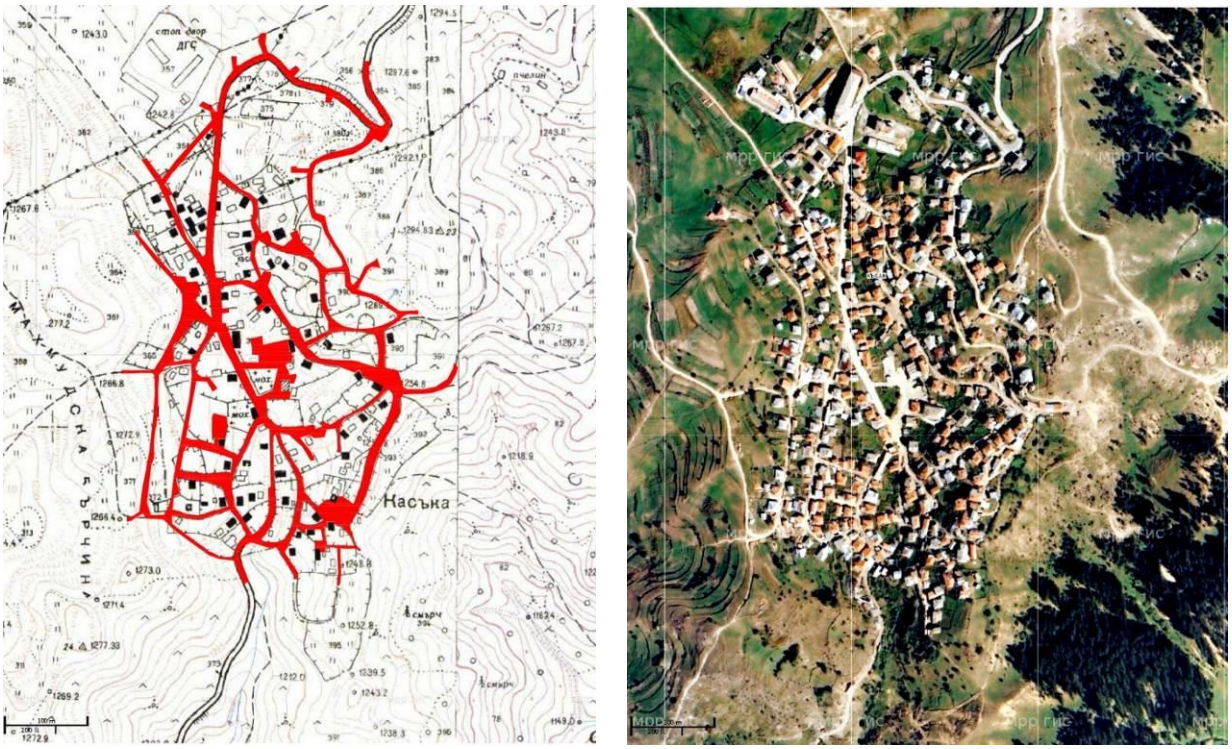


а) б) в)

Фигура 2. Модел на разновидности на **„свободна улична мрежа”** в планинските райони: а) свободна улична мрежа с елементи на триъгълна; б) свободна улична мрежа с елементи на радиална; в) свободна улична мрежа с елементи на правоъгълно-диагонална; (схеми М. Сариев)

4.1. Свободна улична мрежа с „елементи на триъгълна”.

Първият подтип улична мрежа е един от най-характерните и срещащи се в планинските селища в съвременни условия. В повечето случай този подтип е резултат от непосредствена трансформация на свободната улична мрежа. В следствие на провеждане на градостройствени и регулационни мероприятия в случая основно промените са свързани с изправяне на геометрията на улиците с променлива широчина на пътното платно (с цел да отговорят на съвременните норми), (фиг. 3).



а) топография на територията б) ортофото снимка

Фигура 3. Свободна улична мрежа с „елементи на триъгълна”, с. Касък, общ. Доспат[13]

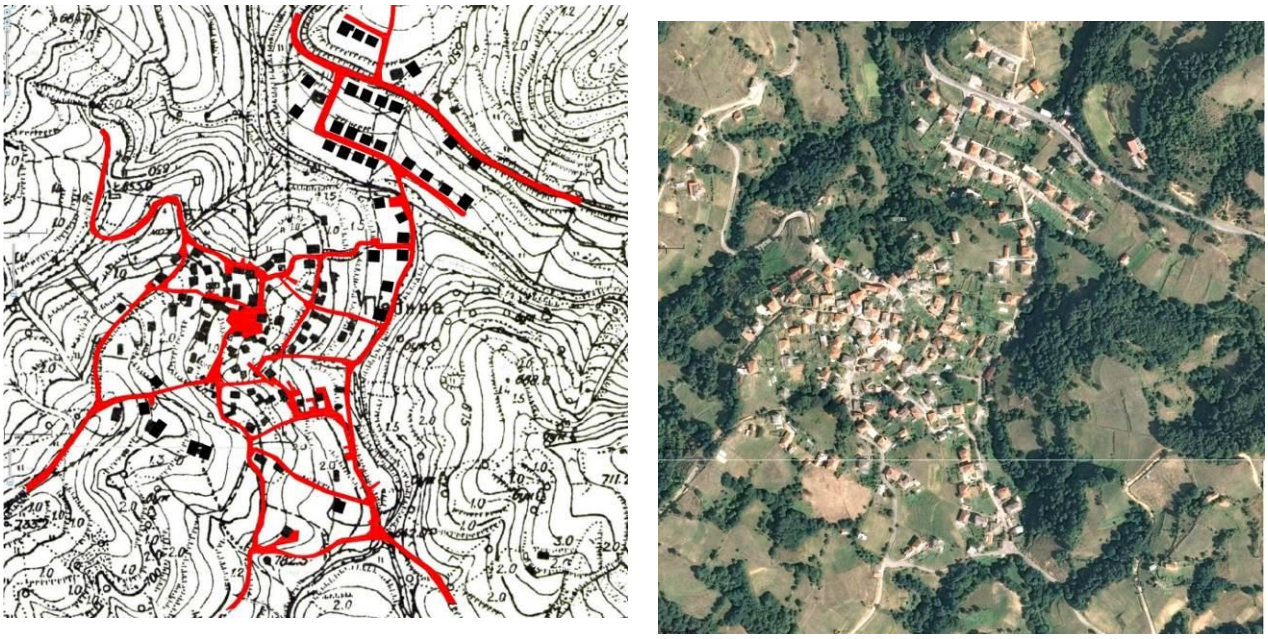
Въпреки, че често уличната мрежа изглежда свободна - стихийно изградена като цяло в по-голямата си част селищата (категоризирани като такива по брой население) в обследваната територия са на не повече от 5 века. Като се има предвид контрола по изграждането им по време на плановото стопанство не може да се твърди, че са с крайно сбободна улична мрежа в сравнение със други селища в Родопите извън територията на България.

Триъгълната улична мрежа най-вече е резултат от разполагане на трасетата на улиците по хоризонталите и осъществяване на връзки между тях с наклон подходящ за движение в миналото предимно на товарни животни. Наклоните в тези случай не отговарят на съвременните норми за проектиране при което след реконструкция те остават като алеи за пешеходно преминаване и реално не подлежат на корекции и ремонт.

В много от случайте в тези населени места поради близкото разположение на сградите и конфигурацията на съществуващите улици не е възможно да се приложат общите правила за устройство на уличните мрежи. Освен топографията на територията, този подтип улична мрежа е продиктувана и от неправилната форма на имотите и осъществяване на преки връзки за достъп до сградите разположени в тях.

4.2. Свободна улична мрежа с „елементи на радиална”.

Този подтип улична мрежа се наблюдава в селища с ясно изразено централно ядро с обособени обществени пространства за културно масови дейности – търговски, социални и др. Териториите с подобна структура на уличната мрежа са характерни най-вече за части от населеното място представляващи първоначалните ядра около които са възникнали селищата. Обикновено това е и частта от селището с най-равен терен, където е обособено и площадното пространство (фиг. 4).



а) топография на територията б) ортофото снимка

Фигура 4. Свободна улична мрежа с „елементи на радиална”
и „правоъгълно-диагонална”, с. Падина, общ. Ардино [13]

Тази разновидност на свободната улична мрежа е забелязана основно в селищни структури с компактна форма, където първоначалното селищно ядро е запазило мястото си в условно геометричният център на селото. В повечето случаи основните направления на „радиусите” са улици от по висок клас и с по-значима функция в сравнение с останалите в границите на селището и представляват основни връзки с други селища или земеделски територии в извън селищният ландшафт.

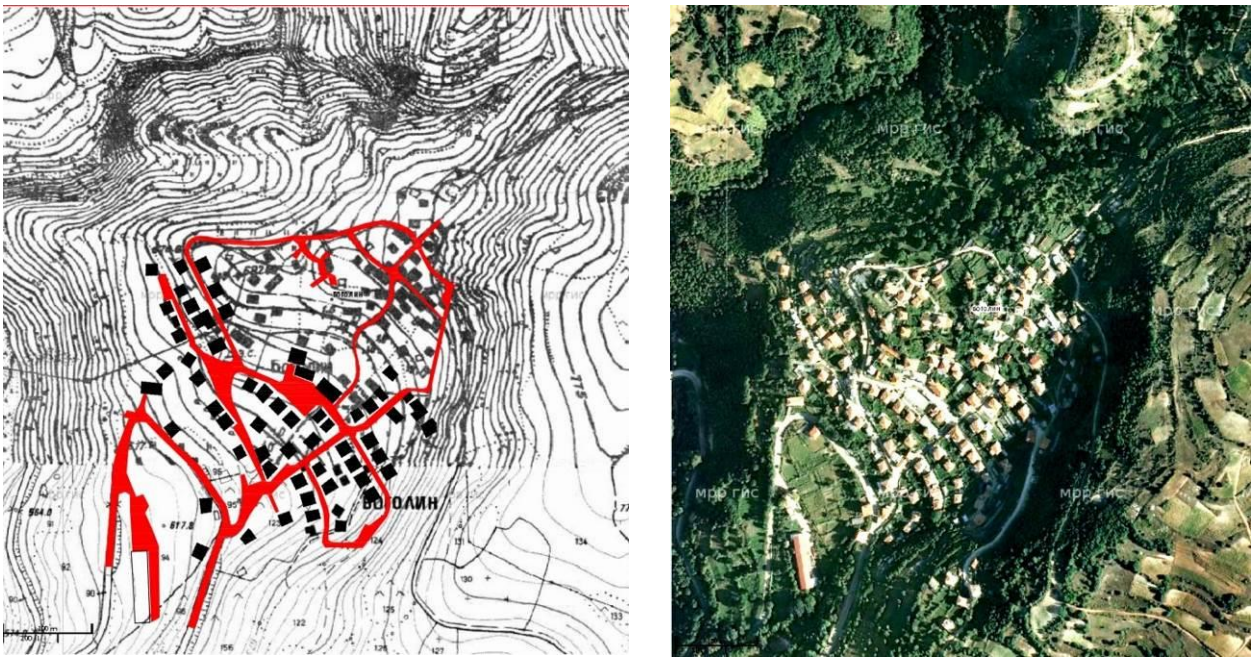
Във втория случай поради често срещащата се в планинските селища некомпактна структура (разчленена), тези „лъчи” представляват и основните връзки с отделните части на селището.

Формиралата се по този начин улична мрежа нерядко е в резултат на застрояване на териториите в непосредствена близост до пътните връзки на характерните за планинските райони селища с разчленена структура. Пресечната точка на тези улици е обикновено мястото на „спирка” на междуселищния транспорт или обръщало (последна спирка) ако селището е крайно – ”тупиково“ в структурата на селищната мрежа.

Поради сложния терен, късите разстояния между уличните кръстовища и „начупените” връзки между тях често радиалната мрежа не може да се възприеме като такава.

4.3. Свободна улична мрежа с „елементи на правоъгълно-диагонална”.

Улична мрежа с изцяло правоъгълно-диагонална конфигурация в съществуващи селища в планинските райони не се среща. Този подтип улична мрежа в планинските райони е характерен основно за развиващите се села. Уличната мрежа от този тип е в конфликт с особеностите на релефа [5]. Чрез възможностите за избор на територия (с равнинен релеф) за застрояване към момента се създават и по-добри условия за провеждане на такава уличната мрежа. (фиг.5)



а) топография на територията б) ортофото снимка

Фигура 5. Свободна улична мрежа с „елементи на правоъгълно-диагонална”
с. Боголин, общ. Сатовча [13]

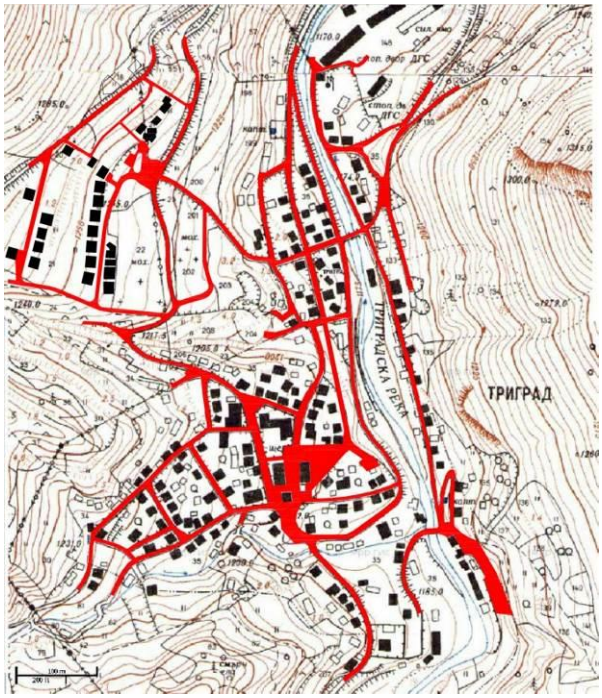
Свободното застрояване макар и често в маломерни имоти е позволило и развитието на пътната мрежа в някои случаи да бъде със сравнително правилна геометрия, като това са предимно местата с малък наклон на терена.

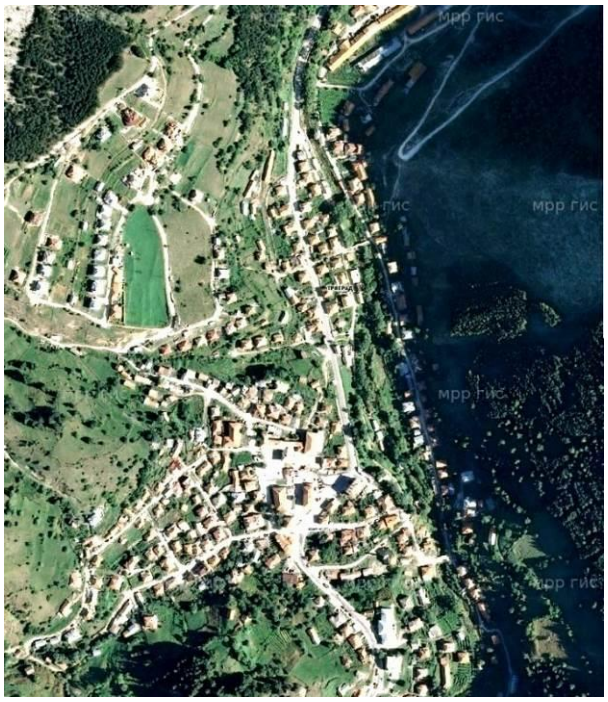
Улици с подобен тип конфигурация е възможен най-вече при селищата разположени в широки долинни територии, където се намират и по-голяма част от земеделските терени в границите на селото или на техните землища. Територии, запазвани като плодородни и удобни за обработване в миналото, понастоящем са ресурс за строителни дейности. Настоящите и бившите терени за земеделие разположени в равните части на селищата създават условия за застрояване и трасиране на улици с правоъгълно-диагонална структура. Елементи на правоъгълно-диагонална мрежа се наблюдава и при селищна с разположена пътна мрежа по хоризонталите. Разполагането на застрояването по хоризонталите създава предпоставки за формиране на правоъгълно-диагонална мрежа, когато денивелацията между условно успоредните улици позволява това.

В резултат на ситуиране на уличната мрежа по хоризонталите на терена се формира мрежа тип правоъгълно-диагонална, но в повечето случаи връзките между хоризонталите са с наклони не отговарящи на съвременните норми за проектиране, но подходящи за движение на пешеходци и товарни животни.

В планинските терени трасетата на улиците често се „движат” по хоризонталите като са свързани с диагонални връзки между тях. Перпендикулярни връзки са налични в териториите с „полегат” терен, като при стръмни терени се наблюдават по-рядко.

Налични са развиващи се селища с улични мрежи при които ясно се вижда „старата” и новата част на селището (фиг.6). Новоусвоените територии представляват бивши земеделски земи, които са вкарани в регулационните граници на селището и към момента се застрояват или подлежат на застрояване. Това са сравнително равни терени и при тях възможноста да се реализира правоъгълна мрежа е сравнително подходящо.





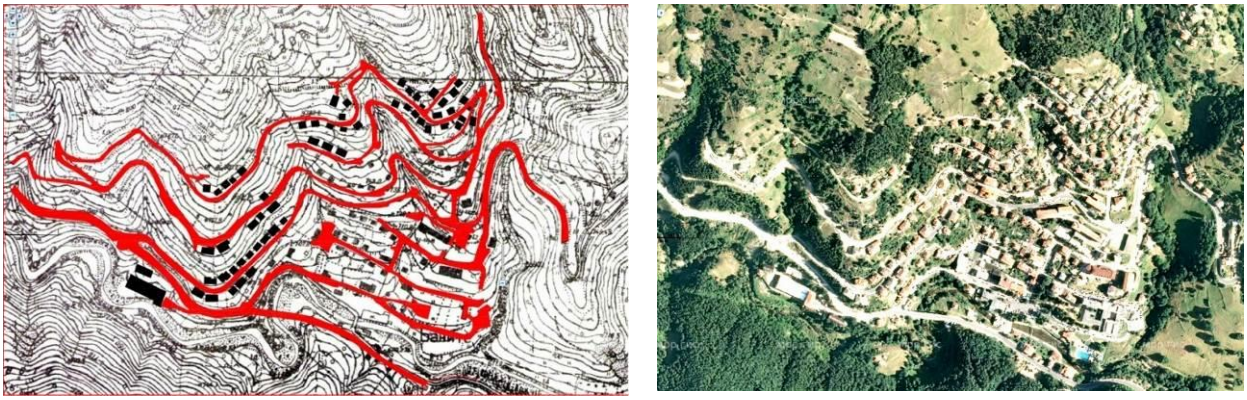
а) топография на територията б) ортофото снимка

Фигура 6. Свободна улична мрежа комбинация от други типове мрежи
с. Триград, общ. Девин [13]

Изследването показва, че в много от случаите възможността за прокарване на улица през определен терен когато релефът позволява това, създава условия за подобряване и разрастване на тази част от селището чрез реализиране на определени строителни дейности.

Линеарната структура на селищата формирала се предимно по протежението на главна транспортна артерия или река, създава предпоставки за развитие на „подредени” селищни структури и правилна улична мрежа.

Проектирането на пътните трасета по хоризонталите (фиг.7) създава предпоставки за формиране на много равни улици и много стръмни връзки между тях, което създава проблеми с водоотичането при интензивен валеж. Безспорен е факта, че изграждането на пътната мрежа в селата и извън селищната територия е част от естествената антропогенна динамика на ландшафта. Въпреки това задължение на всички участници в процесите на изграждане е да се търсят възможности за запазване колкото е възможно структурата на релефа когато геоложката основа позволява това [1] и като цяло на ландшафта за да бъде постигната всестранна устойчивост на териториите.



а) топография на територията б) ортофото снимка

Фигура 7. Улична мрежа разположена основно по хоризонтала
с. Баните, общ. Баните[13]

ИЗВОДИ

1. Уличната мрежа в обследваните територии е изключително разнообразна и със сложни характеристики. Не е забелязано село с улична мрежа която изцяло може да се отнесе към някои от възприетите основни схеми на уличните мрежи.
2. В планинските райони на разглежданата територия уличните мрежи са от смесен тип с преобладаване на някоя от основните схеми. Към периферията на селищата уличната мрежа приема правилна геометрия поради разрастването им и усвояване на територии предназначени по-рано за земеделски нужди.
3. В миналото поради трудоемкото прокарване на улици до известна степен са се съхранили визуалните характеристики на ландшафта. Изграждането на улична мрежа отговяряща на съвременните изисквания в планинските райони налага сериозна намеса в терена – изкопи, насипи, подпорни стени и др.. По настоящем във връзка с изпълнение на условията за изграждане на комуникационно-транспортните системи според съвременните изисквания от една страна и от друга - възможностите на строителния прогрес нарушенията от прокарването на нови улици са значителни, а понякога и необратими.
4. През последните години при провеждане на дейности за подобряване на уличната мрежа в планинските селища бяха унищожени множество калдъръмени улици, въпреки естетическата и най-вече функционалната им характеристика и факта, че те предоставят по-големи възможности за движение в стръмните участъци в сравнение с много улици изградени със съвременни материали.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Горанов, Т. и колектив, Планиране и архитектура на населените места, С., ДИ „Техника”, 1958.
[2] Данева-Савова, М. (превела от руски) Опазване на ландшафтите – тълковен речник, С., Изд. „Наука и изкуство”, 1986.
[3] Джифарова, Л. Техническа инфраструктура в териториалното и селищното устройство, С., ДИ „Техника”, 1987.
[4] Илиева, М. и колектив. География на България. Физикогеографско и социално-икономическо райониране. – В: Западен Горнотракийско-Родопски район. Т.3, С.,Изд. на БАН, 1989.
[5] Йончев, В. Планиране и благоустройство на селата, С., ДИ „Техника”, 1971.

[6] Кираджиев, С. „Българските села”, С., Изд. ИК „Гутенберг”, 2009.
[7] Ковачев, А. Градоустройство. Част 1. Второ основно преработено и допълнено издание, С., Изд. „Авангард Прима”, 2013.
[8] Ковачев, А. Градоустройство. Част 2. Второ основно преработено и допълнено издание, С., Изд. „Авангард Прима”, 2013.
[9] Ковачев. А. Териториално устройство, София-Москва, Изд. „Пенсофт”, 2009.
[10] Ковачев. А.,К. Калинков. Тезаурус, Варна, ИК „Геа-принт”, 2011.
[11] Наредба № РД-02-20-2 от 20 декември 2017 г. за планиране и проектиране на комуникационно-транспортната система на урбанизираните територии
[12] https:// bg.wikipedia.org
[13] http://gis.mrrb.government.bg/
[14] www. google.com.co/maps

МЕТОДИКА ЗА ОЦЕНКА НА СЕИЗМИЧНИЯ РИСК ЗА СГРАДИ

Димитър Стефанов[1], Елена Васева[2]

METHODOLOGY FOR SEISMIC RISK EVALUATION FOR BUILDINGS

Dimitar Stefanov[1], Elena Vaseva[2]

Abstract:
The presented report emphasizes the practical steps in the implementation of a methodology for assessment of seismic risk for buildings. The methodology is based on an empirical approach to assess the vulnerability of the building stock and the European Macro Seismic Scale (EMS'98). For greater clarity, the methodology is developed in several steps. Step 1 - allocate each building to the relevant typology depending on the existing information about the type of construction, the year of construction, number of floors, etc. Step 2 - determine the vulnerability of buildings. Based on the algorithms described in the methodology for each building a vulnerability class is calculated. Step 3 – calculate the seismic risk in the form of losses. Calculate the number of buildings that will receive a certain level of damage - light, medium, heavy, very heavy and destruction. Step 4 - calculate the floor area of the buildings that will receive a certain level of damage. Step 5 - calculate the human losses that are: slightly injured, needing hospital treatment, severely injured, dead. Step 6 - calculate the economic losses as a result of direct physical damages and destruction.

Keywords:
Seismic Risk, Vulnerability of Building Stock, Damages, European Macro Seismic Scale.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Методиката за оценка на сеизмичния риск за сгради се явява част от обща методика за оценка и картографиране на сеизмичния риск [1].

Настоящият доклад се явява продължение на предишна работа на авторите [2]. Разработена е методика за оценка на сеизмичния риск за сгради, базирана на емпиричен метод. Сеизмичното въздействие се дефинира във вид на интензивност. Теоретичната постановка на процедурата за оценка на уязвимостта на сградния фонд е описана в [2].

[1] Димитър Стефанов, доцент, д-р, инж., Национален институт по геофизика, геодезия и география – БАН, ул. “Акад. Георги Бончев” бл. 3, София, *e-mail*: dstefanov@geophys.bas.bg;
Dimitar Stefanov, Assoc. Prof., PhD, Eng., National Institute of Geophysics, Geodesy and Geography – BAS, Acad. Georgi Bonchev St., bl. 3, Sofia, Bulgaria, *e-mail*: dstefanov@geophys.bas.bg.
[2] Елена Васева, доцент, д-р, инж., Национален институт по геофизика, геодезия и география – БАН, ул. “Акад. Георги Бончев” бл. 3, София, *e-mail*: evasseva@yahoo.com;
Elena Vaseva, Assoc. Prof., PhD, Eng., National Institute of Geophysics, Geodesy and Geography – BAS, Acad. Georgi Bonchev St., bl. 3, Sofia, Bulgaria, *e-mail*: evasseva@yahoo.com.

2. ВХОДНИ ДАННИ, НИВА НА ПОВРЕДИ И КЛАСОВЕ НА УЯЗВИМОСТ

2.1. Входни данни за сгради

Данните, необходими за оценка на сеизмичната уязвимост на сградите, дават информация за:

- вид строителен материал;
- тип конструктивна система на сградата, поемаща сеизмичното натоварване;
- година на проектиране и/или построяване;
- използвани нормативни документи за сеизмично осигуряване, ниво на сеизмично осигуряване (7, 8, 9 степен по скалата за интензивности)
- брой на етажите;
- форма на сградата в план - информация за регулярност или нерегулярност, качество на сградата по отношение на материал, проект, строителство;
- брой обитатели в сградата (денем/ нощем).

Колкото по-подробна е информацията за сградата, толкова по-прецизни методи за оценка на уязвимостта й могат да бъдат приложени.

2.2. Източници за събиране на данни за сградния фонд:

- местни и регионални власти – общини и кметства:
- кадастър;
- преброяване - Национален статистически институт (НСИ);
- събиране на информация чрез дистанционни методи за наблюдение и създаване на бази данни;
- техническите паспорти на сградите.

За сгради, за които няма информация, е възможно допълнително **обследване на място** със събиране на данни в определен за целите на сеизмичния риск формат, от предварително обучени лица, запознати с особеностите на всяка една строителна конструктивна система.

2.3. Нива на повреди

Повредите се представят в дискретна форма чрез нива на повреди НП (k), (k=0, 1, 2, 3, 4, 5), които могат да се наблюдават при земетресение. В методиката се използва Европейската макросеизмична скала ЕМС-98, която доста подробно дефинира пет нива на повреди, представени в табл. 1.

Таблица 1. Приети нива на повреди

Ниво на повреди	Описание
НП 0	няма
НП 1	леки
НП 2	средни
НП 3	тежки
НП 4	много тежки
НП 5	разрушение

2.4. Класове на уязвимост съгласно EMS-98

В класовете на уязвимост са групирани доста различни типове сгради, които се характеризират с подобно сеизмично поведение.

В ЕМС-98 [3] са дефинирани 6 класа на уязвимост, означени от **A** до **F** и подредени в намаляващ уязвимостта ред. Всеки тип сграда се характеризира с преобладаващ, най-вероятен клас на уязвимост, за който съществува зависимост между сеизмичната интензивност и претърпяната повреда.

3. ОЦЕНКА НА СЕИЗМИЧНИЯ РИСК

3.1. Оценка на повредите

Оценката на повредите се извършва на базата на вероятностната матрица на повреди, която изразява вероятността сграда от даден клас на уязвимост, да понесе определено ниво на повреди, като резултат от конкретна сеизмична интензивност. Детайли и подробности са дадени в [2].

3.2. Оценка на жертвите и ранените

За определяне броя на жертвите вследствие на конструктивни повреди (K_{sb}) се прилага следната зависимост:

$$K_{sb} = TC_b \times [M_1 \times M_2 \times M_3 \times (M_4 + M_5(1-M_4))],$$

където:

- TC_b – общ брой на разрушените сгради от тип b;
- M_1 – коефициент, отчитащ регионалните изменения на броя на живущите в сграда;
- M_2 – коефициент, отчитащ промените в броя на обитателите в зависимост от времето през денонощието;
- M_3 – коефициент, отчитащ процента на затрупаните обитатели под развалините на разрушените сгради;
- M_4 – коефициент, отчитащ различните степени на ранимост (увреждане) на затрупаните хора;
- M_5 – коефициент, отчитащ промяната на степените на ранимост на затрупаните хора, с течение на времето.

3.3. Оценка на икономическите загуби вследствие на директните физически повреди и разрушения

Икономическите загуби, вследствие на директните физически повреди и разрушения, могат да бъдат оценявани чрез вероятностните матрици на повреди. В действителност данните, събрани чрез оценка на повредите в спешни случаи (след някои земетресения), могат да бъдат съотнесени към загубите. Резултатът е обобщен в табл. 2.

Таблица 2. Корелация между разпределението на повредите и ефектите върху сградите и хората

Сгради	неизползваеми	40% от сградите с ниво на повреда **3** + 100 % от сградите с ниво на повреда **4 и 5**
	разрушени	Сгради с ниво на повреда **5**
Хора	без дом	100% от живущите в неизползваемите сгради - жертви и тежко ранени
	жертви и тежко ранени	30% от обитаващите разрушените сгради

За да се определи икономическият индекс на повреди $\mathbf{D_I}$ за група от сгради, който представлява отношението между общите разходи за възстановяване и стойността на всички сгради в групата, може да се използва корелация със средното ниво на повреда $\boldsymbol{\mu_D}$.

При използване на дискретно „бета“ разпределение (с t=8) се получават представителни стойности:

$$D_I(\mu_D) = \sum_{k=0}^{5} p_k(\mu_D) D_{Ik}$$

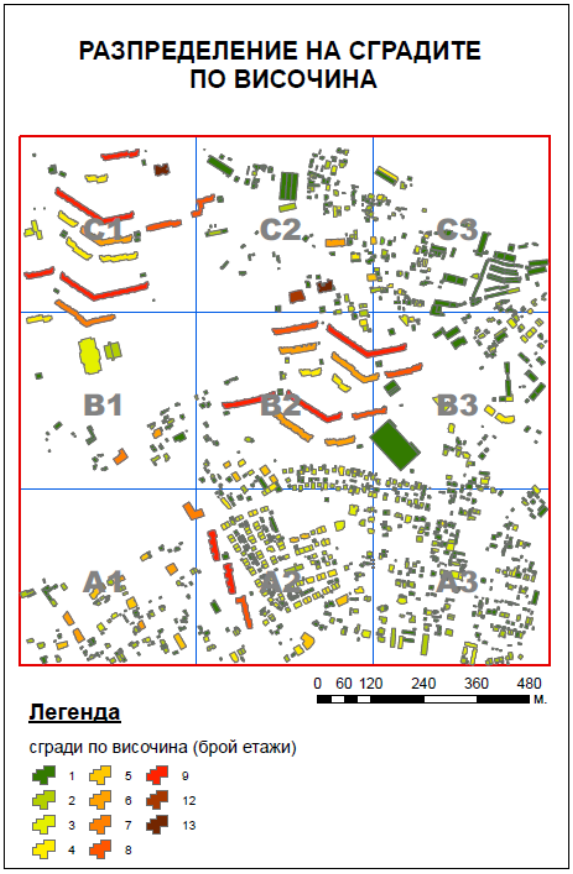
които са систематизирани в табл. 3.

Таблица 3. Представителни стойности за DI за различните нива на повреди

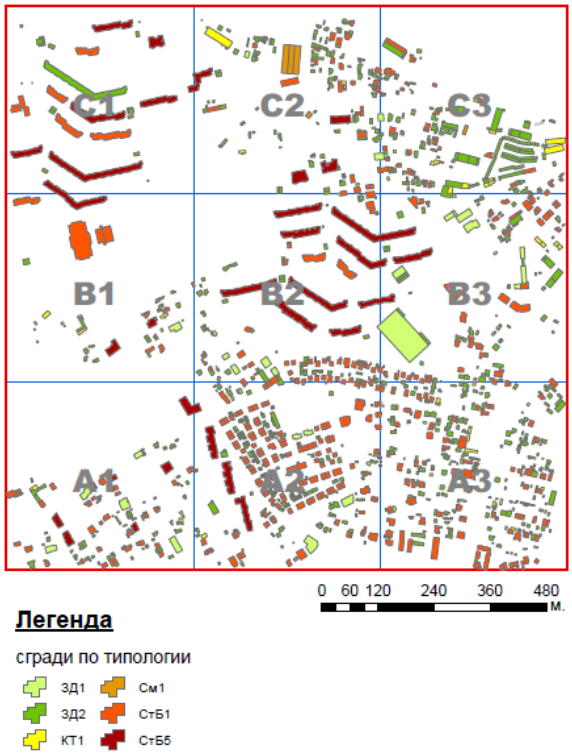
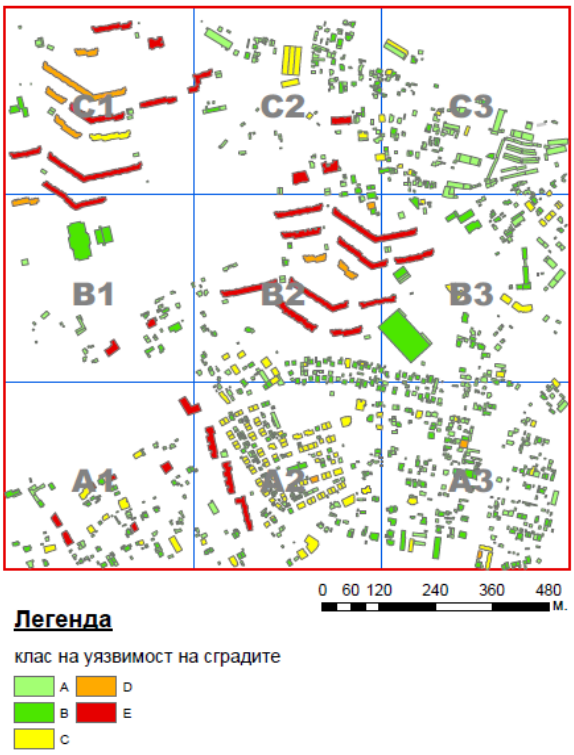
Ниво на повреда	0	1	2	3	4	5
D_I	0	0.01	0.1	0.4	0.8	1

4. ПРАКТИЧЕСКО ПРИЛАГАНЕ НА МЕТОДИКАТА

За илюстрация на методиката за оценка на сеизмичния риск за сградния фонд е разработен следния пример. Разгледана е част от урбанизиран район (град, село) с размери 1200/1200 м. В разглежданата територия се намират 1639 сгради с обща разгъната площ 255885 м^2. Избрана е мрежа с размер на клетката (грида) 400 м. На фиг. 1 е показан план на изследвания район и избраната мрежа. Всяка сграда е показана в отделен цвят, с което се илюстрира разпределението на сградите по височина.



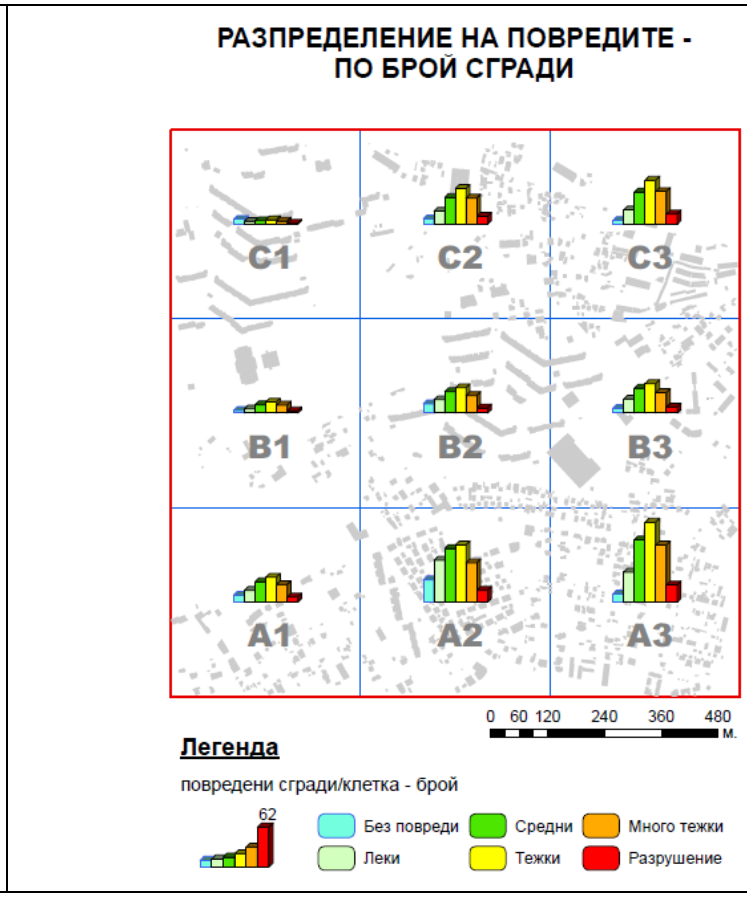
Фигура 1. План на изследвания район и избраната мрежа.
Разпределението на сградите по височина

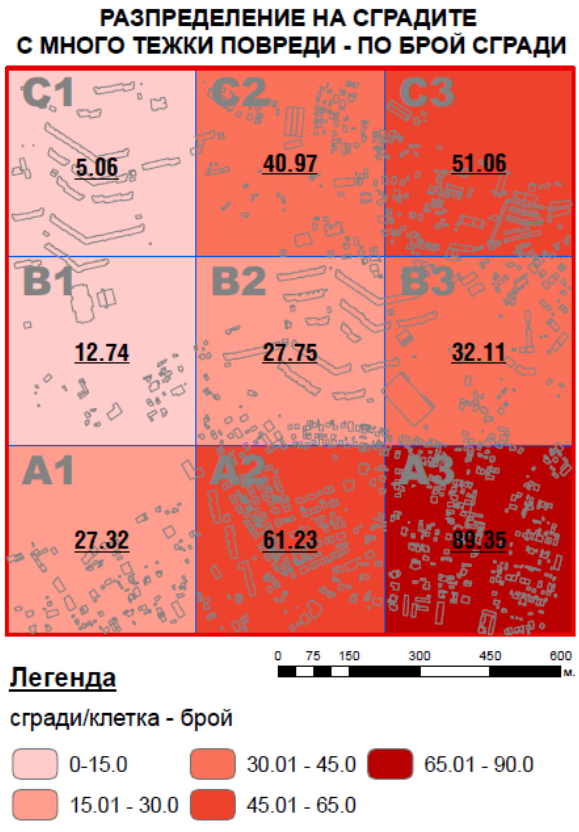
Стъпка 1 Разпределяне на всяка сграда към съответната типология в зависимост от съществуващата информация за вида на конструкцията, годината на построяване, етажността и др.	**РАЗПРЕДЕЛЕНИЕ НА СГРАДИТЕ ПО ТИПОЛОГИИ** 
Стъпка 2 Определяне на уязвимостта на сградите. Въз основа на описаните в методиката алгоритми за всяка сграда се изчислява клас на уязвимост.	**РАЗПРЕДЕЛЕНИЕ НА СГРАДИТЕ ПО КЛАС НА УЯЗВИМОСТ** 

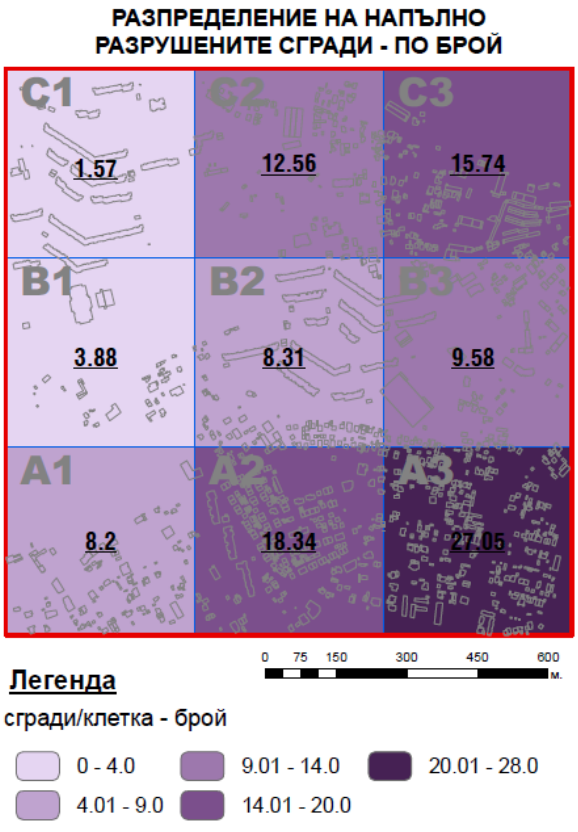
Стъпка 3

Изчисляване на сеизмичния риск във вид на загуби. Сеизмично въздействие е с интензивност 8 степен.

Изчислява се броя на сградите, които ще получат определено ниво на повреди – леки, средни, тежки, много тежки и разрушение.

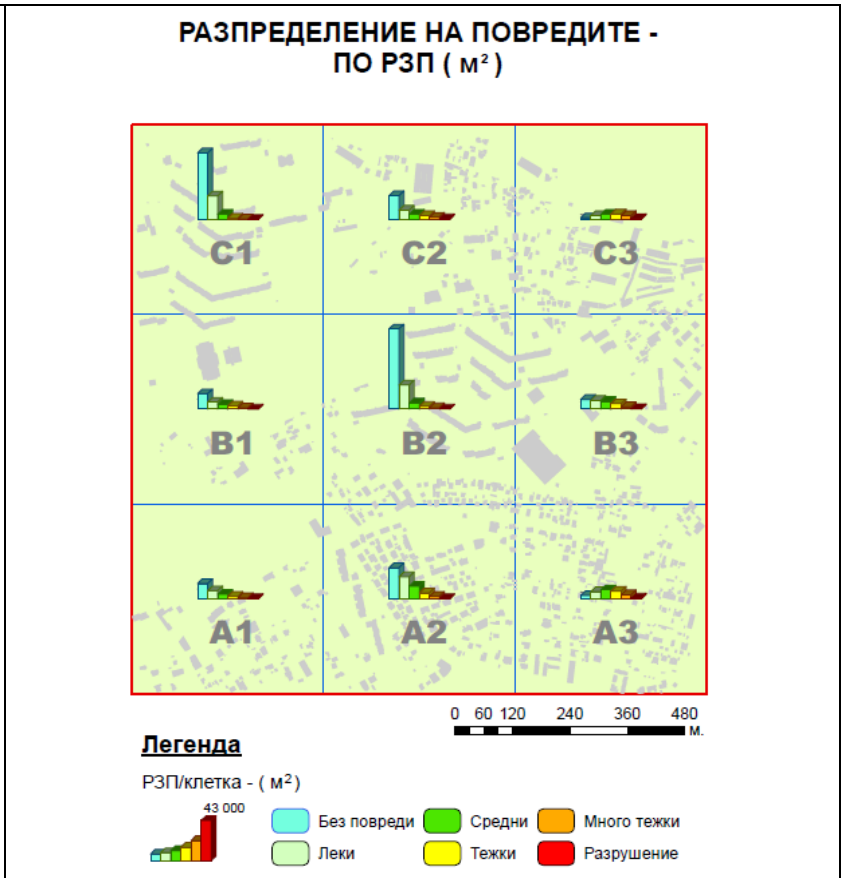


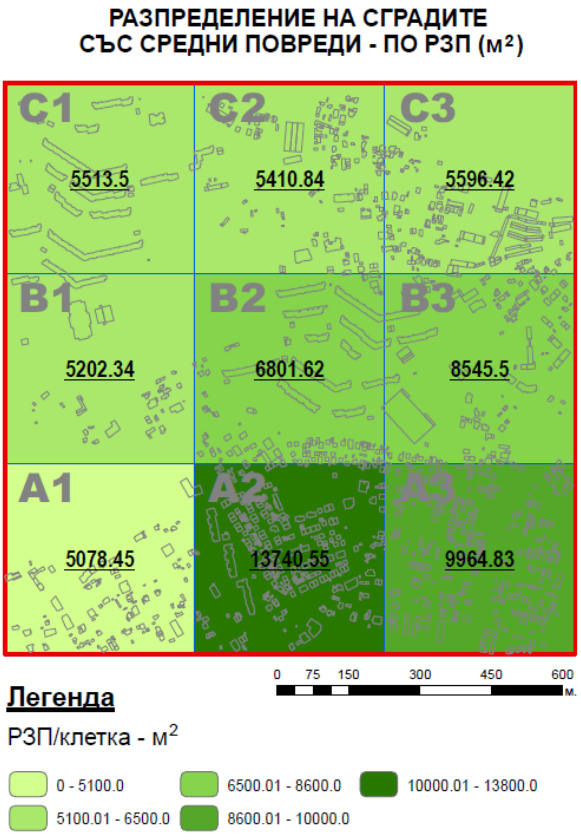


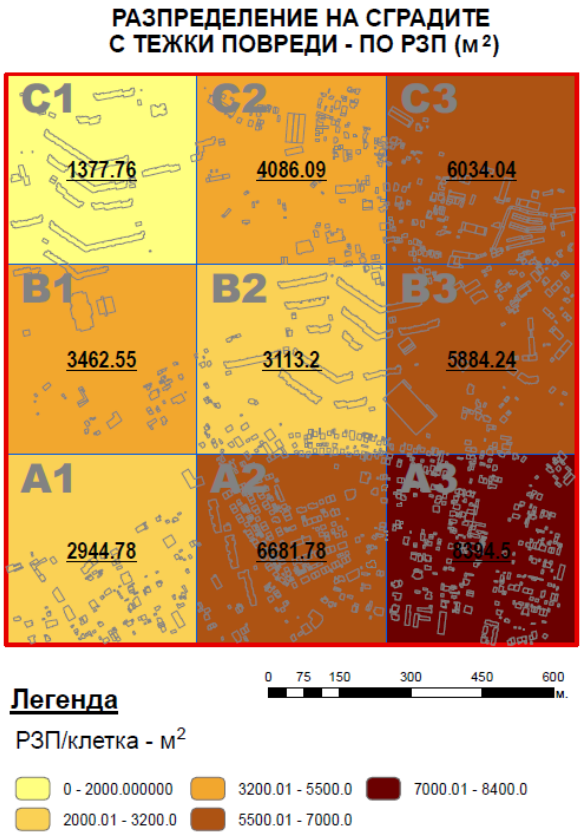


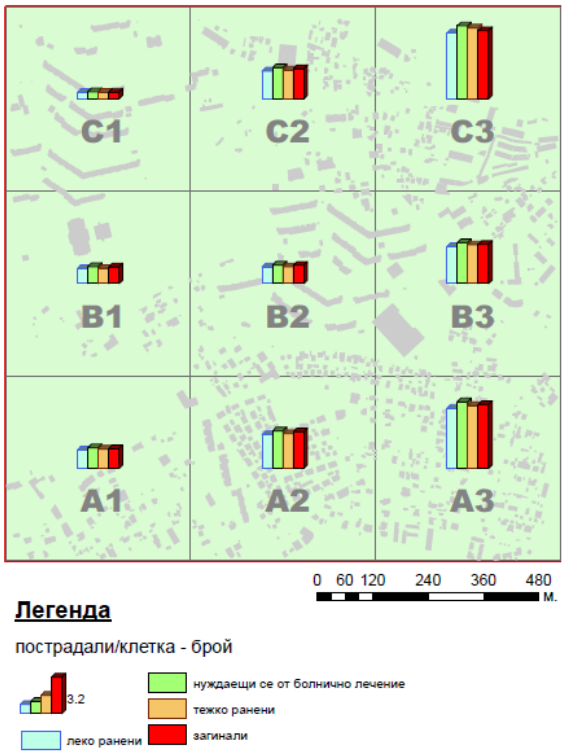
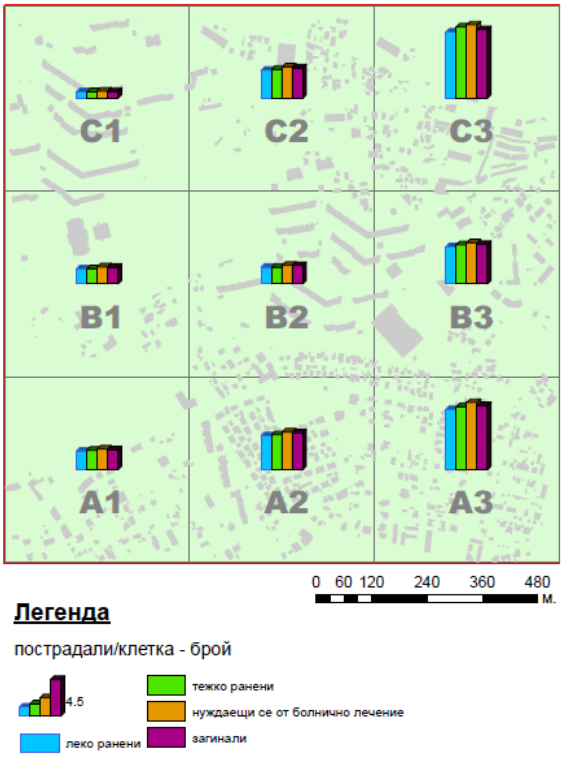
Стъпка 4

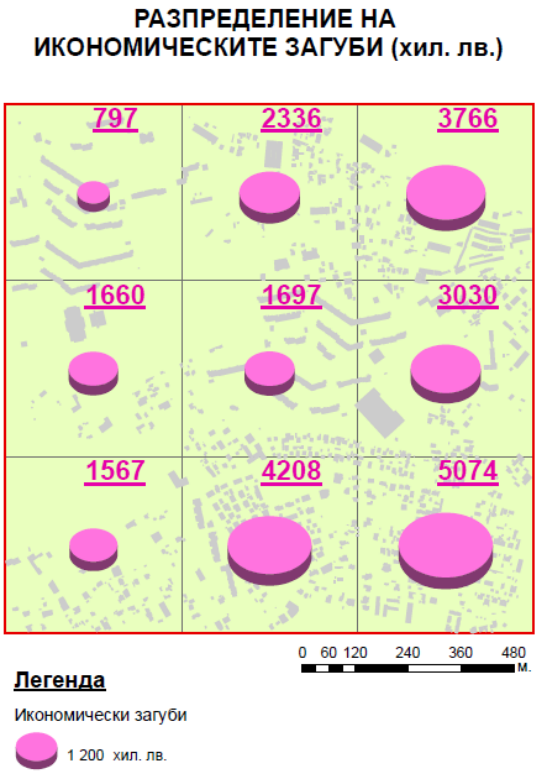
Изчислява се разгънатата застроена площ (РЗП) на сградите, които ще получат определено ниво на повреди.







Стъпка 5 Изчисляват се човешките загуби, които са: • леко ранени; • нуждаещи се от болнично лечение; • тежко ранени; • загинали.	**РАЗПРЕДЕЛЕНИЕ НА ПОСТРАДАЛИТЕ (брой) - ДЕНЕМ** 
Методиката отчита времето през денонощието на настъпване на сеизмичното събитие: • Денем; • Нощем.	**РАЗПРЕДЕЛЕНИЕ НА ПОСТРАДАЛИТЕ (брой) - НОЩЕМ** 

Стъпка 6 Изчисляват се икономическите загуби вследствие на директните физически повреди и разрушения.	

5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В представения доклад се набляга на практическите стъпки при реализацията на методика за оценка на сеизмичния риск за сгради.

За по-голяма прегледност методиката е представена в няколко стъпки.

Стъпка 1 – разпределяне на всяка сграда към съответната типология в зависимост от съществуващата информация за вида на конструкцията, годината на построяване, етажността и др.

Стъпка 2 – определяне на уязвимостта на сградите. Въз основа на описаните в методиката алгоритми за всяка сграда се изчислява клас на уязвимост.

Стъпка 3 – изчисляване на сеизмичния риск във вид на загуби. Изчислява се броя на сградите, които ще получат определено ниво на повреди – леки, средни, тежки, много тежки и разрушение.

Стъпка 4 – изчислява се разгънатата застроена площ (РЗП) на сградите, които ще получат определено ниво на повреди.

Стъпка 5 – изчисляват се човешките загуби, които биват: леко ранени, нуждаещи се от болнично лечение, тежко ранени, загинали.

Стъпка *6* – изчисляват се икономическите загуби вследствие на директните физически повреди и разрушения.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Методика за анализ, оценка и картографиране на сеизмичния риск на Република България, 2017, НИГГГ-БАН

[2] Димитър Стефанов, Елена Васева, Емпиричен подход за определяне на уязвимостта на сградния фонд като част от обща методика за картографиране на сеизмичния риск, Международна юбилейна научна конференция „75 години УАСГ“, София, 2017

[3] EMS 1998: European Seismological Commission (1998) European Macroseismic Scale 1998, Grundthal, G. (editor), Luxemburg

МОНИТОРИНГ НА СТРОИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ ЧРЕЗ ЦИФРОВ КОРЕЛАЦИОНЕН АНАЛИЗ НА ИЗОБРАЖЕНИЯ

Георги Стоилов[1], **Десислава Пашкулева**[2] **Васил Кавърджиков**[3]

A STRAIN SENSITIVE PATTERN FOR STRUCTURAL HEALTH MONITORING OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES

Georgi Stoilov[1], **Dessislava Pashkouleva**[2], **Vassil Kavardzhikov**[3]

Abstract:

In recent decades, various innovative techniques have been developed to monitor large engineering facilities or their responsible parts. One such technique uses Digital Image Correlation (DIC). It allows engineers to monitor the structures remotely and to detect, measure, and track changes of deformation fields of their surfaces with high precision. In the article, we describe briefly a concept for using DIC technique in structural health monitoring, in which the DIC sensor plays an important role. We present a strain sensitivity pattern, synthesized by us numerically, which is suitable for application to the observed surface when multiscale monitoring is required. The quality of this structure has been investigated with the help of a criterion we have introduced. In order to determine the possibilities for its applications, the structure is subjected to computer transformations, simulating plane rotation and uniaxial stretching. The results of the digital experiments prove the applicability of this strain sensitive pattern in monitoring with different scales of the inspected surfaces images.

Keywords:
Structural Health Monitoring, Digital Image Correlation, Strain Sensitivity Pattern

[1] Георги Стоилов, доцент, д-р, Институт по механика, БАН, ул. „Акад. Г. Бончев”, бл. 4, 1113 София, *e-mail*: gstoilov@imbm.bas.bg;
Georgi Stoilov, Assoc. Prof., PhD, Institute of Mechanics, Bulgarian Academy of Sciences, Acad. G. Bonchev Str., Bl. 4, 1113 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: gstoilov@imbm.bas.bg.
[2] Десислава Пашкулева, доцент, д-р, Институт по механика, БАН, ул. „Акад. Г. Бончев”, бл. 4, 1113 София, *e-mail*: dessip@imbm.bas.bg;
Dessislava Pashkouleva, Assoc. Prof., PhD, Institute of Mechanics, Bulgarian Academy of Sciences, Acad. G. Bonchev Str., Bl. 4, 1113 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: dessip@imbm.bas.bg.
[3] Васил Кавърджиков, професор, дн, Институт по механика, БАН, ул. „Акад. Г. Бончев”, бл. 4, 1113 София, *e-mail*: kavarj@imbm.bas.bg;
Vassil Kavardzhikov, Prof. DSc, Institute of Mechanics, Bulgarian Academy of Sciences, Acad. G. Bonchev Str., Bl. 4, 1113 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: kavarj@imbm.bas.bg.

1. INTRODUCTION

During the first two decades of this century, progress was marked in developing new approaches and methods for Structural Health Monitoring (SHM) of large engineering structures. This progress is based on different branches of applied science - mechanics, electromagnetism, optics, heat engineering, chemistry and others, and imperatively stimulated by computer technology for receiving, processing and storing large data sets. The current need to inspect and monitor the condition of bridges, buildings and other large structures or their responsible parts has imposed SHM as cutting-edge applied researches. This leads to cheaper maintenance of buildings and facilities, lower running costs, improved safety, and early warning of changes in the structures. SHM techniques measure displacements determine the current deformed and stressed state of inspected objects, assess the level of vibration, the presence of cracks or defects [1].

Digital Image Correlation (DIC) [2] is a non-contact digital optical technique that allows civil engineers to monitor structures remotely and with high precision to detect measure and indicate changes in the fields of displacement and deformation of their surfaces. A very successful illustration DIC method application for studying the loadability of large architectural elements such as reinforced concrete frames subjected to static and dynamic loads is presented in [3].The experiments, reported in this work have enabled authors to think about the future use of this method in structural health monitoring of such architectural elements. The deformation of a road restrain system subjected to a quasistatic bending load was investigated by DIC using a computer-generated strain sensitive pattern applied to one of the surfaces of this metal structure in [4]. General concept for a complex, automated Structural Health Monitoring system has been developed in [5]. Such monitoring requires measurement of displacements and deformations fields of the objects surfaces comprising different areas with different levels of sensitivity and accuracy. This in general implies three levels depending on Fields of View (FOV) dimensions:

i. A global sensor that monitors the whole structure or at least a large part of such a structure;
ii. A local sensor used to determine displacement fields in critical areas under surveillance;
iii. Precision sensor for in-plane displacements fields measurement in a small area of observation but with nanometric accuracy.

A prototype of such a system was used to study the behavior of a metallic railway bridge in the course of its operation. In [6] exploration of 3D DIC for SHM for bridge monitoring is reported. Bridge deflections have been measured and non-visible cracks in concrete have been detected.

The publications quoted above reveal that DIC is an effective approach to monitoring large building structures. The implementation of a DIC-based SHM system is related to solving a number of tasks. One of these is the creation of the so-called Strain Sensor Pattern (SSP) [7] to be appliedto the monitored surface when DIC is used for SHM. Such patterns can be considered as an element of DIC sensors that greatly contributes to the reliability of measurements, determined by their space resolution, sensitivity, accuracy, precision, resilience, reproducibility, and their fast performance.

The purpose of our work is to present a strain sensitive pattern numerically generated by us that is suitable for application to the object’s surface when monitoring at different scales of the images is required. To evaluate the quality of this pattern, we use a criterion, which is an improved version of the criterion for evaluating the effectiveness of such patterns proposed in our previous publication [7].

2. METHODOLOGY

The method of generating patterns is explained in detail in our previous publications [2, 4, 8]. The initial pattern is a "white noise" image, synthesized by a random number generator. The spectrum of this image in the spatial frequency domain is subjected to filtration through a tri-band transmission filter in order to maintain the same image contrast for all frequency domains.

For the purposes of the present work, a binary SSP image obtained from a halftone SSP image having amplitude values of spots at the three frequency bands in a 1:2:4 ratio (Fig. 1) was used. SSP was generated using library OpenCV and Visual Studio 2017 based software. In [8] we have shown that the pattern thus generated ensures high precision, resolution, and resistance to DIC in multi-scale measurements.

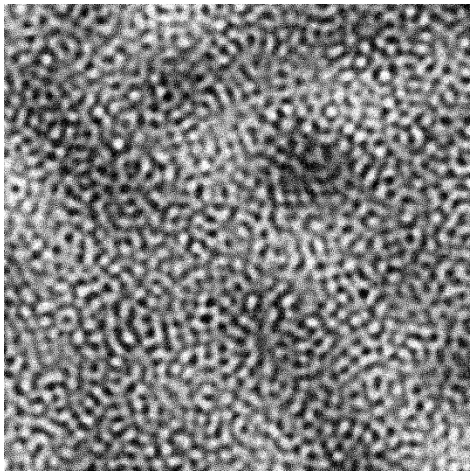


Figure 1. Investigated generated SSP

We propose a combination of the following indicators as a criterion for evaluating the quality of the selected structure:

1. A qualitative factor *q*, which is determined by the difference between amplitudes of the principal and secondary peak of autocorrelation (correlation) functions in a given subset, in relation to mean square value of the corresponding correlation function [2]:

$$q = \frac{C_{\max} - C_{\sec}}{S(C)} * 100\% . \quad (1)$$

where: $C_{\max}$ is the main peak value, $C_{\sec}$ is secondary peak value, $S(C)$ is the mean square value.

2. The standard deviation of the quality factor values calculated for the different subsets of a given zone of interest (ZOI).

3. Validity factor *V*. In DIC measurements, it is important to evaluate the image quality of each subset as well as the probability of the measurement being invalid for a variety of reasons (for example - low contrast, lack of pattern’s spots in a subset etc.). In this measurement a deformation of the SSP is simulated therefore, it is known in advance, where the correlation maximum for each subset should be sought. In real experiments, not finding the correlation maximum with sufficient accuracy at some subset for any reason would lead to invalidation of calculation results for the respective subset. Due to that for a ZOI, which being considered a certain number *N* for independent measurements are made across the entire its surface. The validity factor *V* is defined as the ratio of the number of valid measurements (N_V) to the number of all measurements *N*:

$$V = \frac{N_V}{N} * 100\% . \quad (2)$$

The ZOI image we analyze has a size of 2048×2048 pixels. A set of subsets sizes has been studied: 16×16 px, 32×32 px, 64×64 px, 128×128 px and 256×256 px. Hundred subsets are randomly selected from this ZOI, but evenly distributed over its area.

In order to determine the application capabilities of the presented SSP it was subjected to computer transformations, simulating plane rotation and uniaxial stretching. The simulation was done with the OpenCV functions.

The first step is a virtual rotation test. Each subset of the computer generated SSP image rotates around the *z*-axis from 0º to 25º through 1º.

The next step is a virtual deformation test. Deformed images are obtained at unidirectional in-plane deformation along the *x*-axis (*x*-direction extension without any deformation along *y*-direction). Deformation of -25 to 25%, in a 1% step is simulated in the entire ZOI area.

The same simulation tests of mechanical transformations were performed at ×10 and ×100 scales.

3. RESULTS AND DISCUSSION

The SSP has been tested with respect to the quality indicators - the quality factors *q, D,* and *v* for 5 different subset sizes. A summary of the results are presented in Table. 1.

Table 1. Quality factor *q*, standard deviation *D* и validity factor *V* for different subset sizes.

	16×16 px			32×32 px			64×64 px			128×128 px			256×256 px		
zoom	*q*	D	ν	*q*	D	ν	*q*	D	ν	*q*	D	ν	*q*	D	ν
×1	0.7	1.6	27.7	5.9	5.3	90.9	20.9	10.9	100	81.8	24.5	100	115.5	27.7	100
×10	1.4	2.3	35.4	21.2	5.3	100	38.0	10.3	100	70.4	16.7	100	89.3	16.5	100
×100	0.9	2.4	15.2	16.4	7.8	95.8	61.7	6.0	100	126.1	5.4	100	176.8	2.9	100

When applying DIC-algorithm the aim is to use small-sized subsets to reduce the number of calculations and to minimize the time needed to obtain the result. But as shown in Table 1, when subset’s dimension is diminished, the value ofquality factor *q* is reduced. For a good SSP, the standard deviation D of quality factor *q* is small. However, when generating multi-scale SSP, a compromise may be allowed. The *D* value may be large, if *q* is big enough and valid. For validity factor *V,* it can be said that it also decreases when subsets diminish. It can be concluded that in order to obtain sufficiently persistent and reliable results in multiscale SHM, the optimum size of the subsets is 64 × 64 pixels.

In Fig. 2 the function of the quality factor *q* and validity factor *V* from the angle of rotation (Figure 2a) and the deformation (Figure 2b) at scale ×1 (subset size 64×64) are presented. The results from the numerical experiments show that the patterns is maintained until about 5° rotation. At larger degrees of rotation, wrong values of displacements begin to be calculated. From the figure it can be seen also that as the deformation increases, the values of the quality factor *q* and validity factor *V* smoothly decrease to 0. The quality value *q* reduces after 15% deformation.

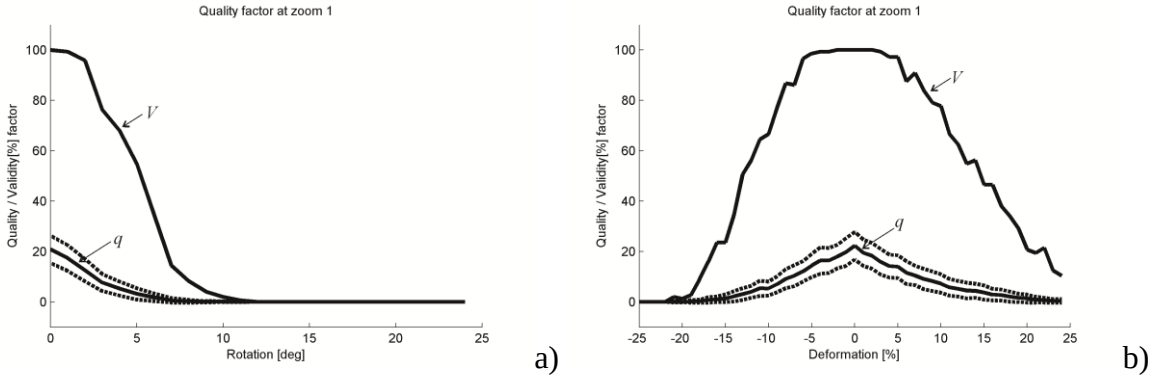


Figure 2. Quality/validity factor vs. angle of rotation (a) and deformation (b)*:* zoom ×1

In Fig. 3 functions of the quality factor *q* and validity factor *V* from the rotation angle (Fig 3a) and deformation (Fig. 3b) at SSP magnification ×10 are presented. Trends in pattern quality are maintained as well as at the scale ×1. Validity factor *V* value begins to fall sharply after 12% deformation and almost reaches zero at 25% deformation.

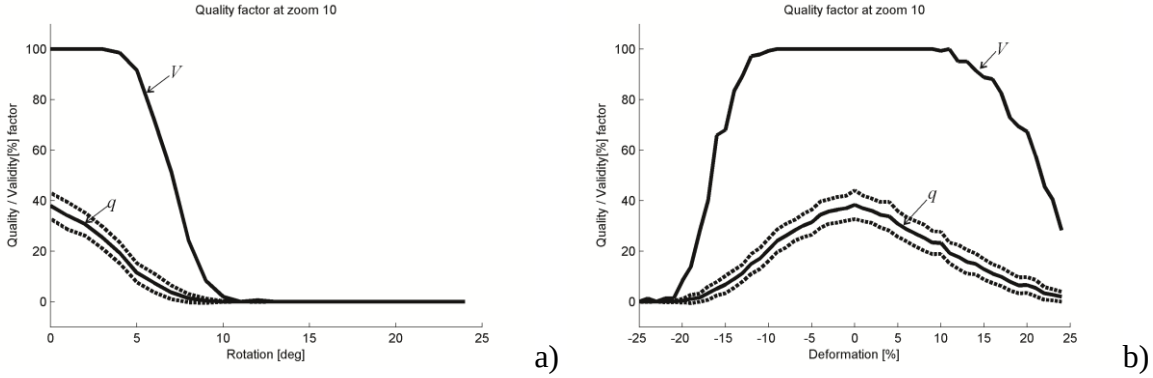


Figure 3. Quality/validity factor vs. angle of rotation (a) and deformation (b)*:* zoom ×10

In Fig. 4, the dependencies of quality *q* and validity *V* factors from the rotation angle (Fig. 4a) and the deformation (Fig. 4b) at SSP magnification ×100 are shown. Validity factor *V* value begins to fall sharply after 15% deformation and almost reaches zero at 25% deformation.

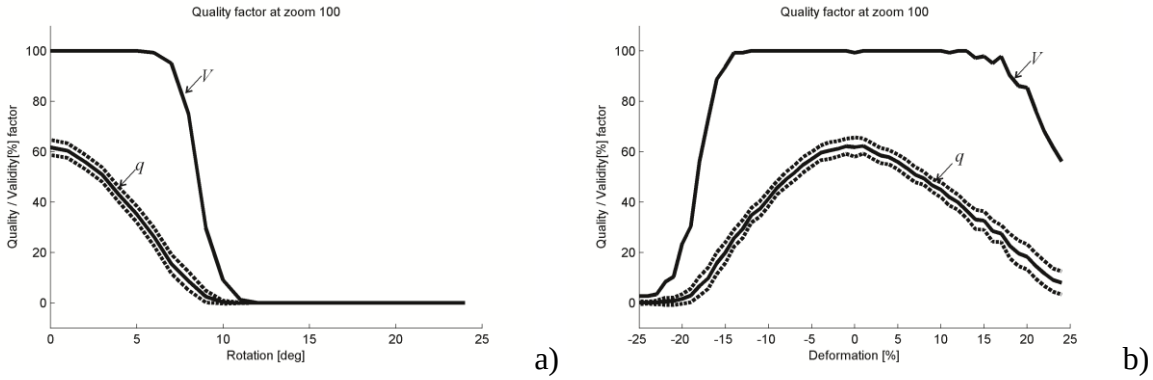


Figure 4. Quality/validity factor vs. angle of rotation (a) and deformation (b)*:* zoom ×100

The presented results show applicability of the SSP we have generated, in monitoring with varying scale of inspected surfaces to about 10º rotation and 20% deformation.

4. CONCLUSIONS

A concept of using DIC technique for Structural Health Monitoring, in which the DIC sensor plays an important role, was presented briefly. The image of a strain sensitive paten was revealed as a key element of such sensor. This image is generated programmatically and is designed to allow monitoring with different scale after its application to the observed surface. SSP quality has been investigated using a criterion we have introduced. In order to determine the possibilities for its applications the image of this pattern has been subjected to computer transformation, simulating in-plane rotation and one-axis tension. The results of the digital experiments prove the applicability of numerically generated pattern to monitoring the inspected surfaces imaged in different scale**.**

ACKNOWLEDGEMENT

The authors appreciate the financial support of assoc. prof. Kiril Minchev from Section Mechatrol, Notified Body NB1938, Institute of Mechanics.

REFERENCES

[1] Ye X.W., C. Z. Dong, T. Liu. A Review of Machine Vision-Based Structural Health Monitoring: Methodologies and Applications, J. of Sensors, 2016, article ID 7103039.
[2] Stoilov G., V. Kavardzhikov, D. Pashkouleva. A comparative study of random patterns for digital image correlation, J. of Theor. and Appl. Mechanics, 42 (2), 2012, 55-66.
[3] Ramos T., A. Furtado, Sh. Eslami, S. Alves, H. Rodriges, A. Arede, P. Tavares, P. Morena. 2D and 3D Digital Image Correlation in Civil Engineering – Measurements in a Masonry Wall, Procedia Engin., 114, 2015, 215-222.
[4] Kavardzhikov V., G. Stoilov, D. Pashkouleva. Large construction displacement and deformation measurement by digital image correlation, In: Proc. of the Int. Conf. on Civil Engin. Design and Constr., September 15-17, 2016, Varna, Bulgaria, 543-547.
[5] Malesa M., D. Szczepanek, M. Kujawińska, A. Świercz, P. Kołakows. Monitoring of civil engineering structures using Digital Image Correlation technique, EPJ Web of Conferences, 6, 2010, article no. 31014.
[6] Nonis C., C. Niezrecki, T. Y. Yu, S. Ahmed, C. F. Su. Structural Health Monitoring of Bridges using Digital Image Correlation, In: Proc. of SPIE – The Intern. Soc. for Optic. Engin. Vol. 8695, 3013, article no. 869507.
[7] Bossuit S. Optimized patterns for digital image correlation. In: Proc. of the 2012 Ann. Conf. on Exper. and Appl. Mechanics, Vol. 3, Imaging Methods for Novel Materials and Challenging Applications, 2013, 239-48.
[8] Stoilov G., V. Kavardzhikov, D. Pashkouleva. Multiscale monitoring of deformation fields by digital image correlation method, J. of Theor. and Appl. Mechanics, 48 (4), 2018.

РАЗВИТИЕ НА ДИГИТАЛНОТО ПРОИЗВОДСТВО В АРХИТЕКТУРНИЯ ДИЗАЙН ОТ КРАЯ НА 20 И НАЧАЛОТО НА 21 ВЕК

Христо Топчиев[1]

THE EVOLUTION OF DIGITAL FABRICATION IN ARCHITECTURAL DESIGN AT THE END OF 20TH AND THE BEGINNING OF 21ST CENTURY

Hristo Topchiev[1]

Abstract:
In recent decades, architecture has been digitized not only with the design process but also with the fabrication process. Increased use of digital fabrication process is observed worldwide for small architectural and sculptural forms, facade and interior elements, urban design. The report presents a detailed study of the various technologies for digital production, including the subtractive and additive technologies and their application in the architectural design industry. The study tracks the development and application of digital fabrication worldwide and classifies individual technologies according to their specifics. Conclusions for the future expansion of the application of technologies for digital fabrication in Bulgarian are made due to the modernization of the training facilities, easier access to information and development of the technological centers for digital fabrication in Bulgaria.

Keywords:
Architecture, Design, Digital Fabrication, Form Finding, Urban Furniture, Digital Modeling, Series Production, CNC Machines, Technologies, Substractive Machines, Additive Machines.

1. УВОД

Дигитализацията предизвика една от най-сериозните трансформации в човешката история, като промени начина по който хората работят, почиват, общуват, творят и накратко – живеят. Тя представлява общ за света процес на цифровизация във всички сфери на човешката дейност, дефиниран в третото издание на Oxford dictionary of English на Стивънсън (2010) с популярния термин „Дигитална революция”. В България, процесът „Дигитална революция” понякога се среща и със синонимното наименование „Цифрова революция”, като този термин се потвърждава и популяризира и от Тужаров (2009). Според Шоенхер (2004), Дигиталната революция е т.н. „Трета Индустриална революция” и в същността й стои заменянето на аналоговите технологии с дигиталните технологии в

[1] Христо Топчиев, арх, ВСУ „Черноризец Храбър”, 9007 Варна; *e-mail*: atika.arch@gmail.com,
Hristo Topchiev, Arch., Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, Varna, Bulgaria;
e-mail: htopchiev@gmail.com.

процес, започнал в началото на 50-те години на миналия век и продължаващ и до днес. В частния случай на архитектурната практика, тези бурни промени изменят не само инструментариума за работа в смисъла на изразните средства и проектирането, но и средствата за реализация на архитектурния продукт. Появилото се през 60-те години на 20 век дигитално производство се разви до етапа на пълноценното му приложение в архитектурния дизайн чрез правилно използване на машините с цифрово програмно управление, наричани по-надолу за краткост и компютърно управляеми машини. Така се разви и формообразуването – доскоро немислими геометрични концепции станаха мислими и дори реализуеми чрез дигиталното производство.

Все по-популярната концепция за дигитално производство в архитектурата е всъщност съвременна тенденция за използване на машини с цифрово програмно управление (CNC машини) в прозводството на елементи или цели обекти от архитектурната практика. За да бъдат коректно разбрани възможностите за дигитално производство е нужно да бъде проследен историческия път на развитие на дигиталните технологии - от развитието на компютрите и ранните машини с програмно управление чрез перфокарти, до съвременните машини с цифрово програмно управление, контролирани от компютри. Обследването и осмислянето на потенциала в съвременната практика на дигиталното производство, в контекста на различните технологични възможности и практики, води до подобрени възможности за реализиране на архитектурни продукти. Това е причината в настоящия доклад да са разгледани както някои исторически аспекти от развитието на дигиталното производство, така и някои основни типове машини и тяхното приложение в практиката на автора.

2. ДИГИТАЛИЗАЦИЯ. РАЗВИТИЕ НА ДИГИТАЛНОТО ПРОИЗВОДСТВО

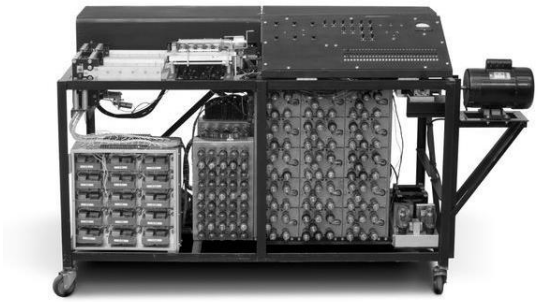
Дигиталното производство е възможно благодарение на Дигиталната революция и развитието на три основни дигитални технологии. Първата е развитието на дигиталния компютър, втората – развитието на CNC машините, третата – развитието на CAD/CAM софтуерните продукти за дигитално проектиране и производство. Макар и неразривно свързани в съвремието и част от общ процес, технологиите при компютрите, машините и софтуера имат собствен исторически път.

2.1. Историческо развитие при дигиталните компютри

Идеята за дигиталните компютри се появява през 1936 г., в теоретична концепция наречена „универсална машина на Туринг”. В концепцията, макар и по-абстрактно, за пръв път са описани бъдещите принципи на работа при дигиталните компютри. Според Туринг (1936) модерният компютър трябва да има безкрайна памет и скенер, който се движи в тази памет, намира информация в нея и я чете символ по символ, след което пише други символи. Действията на скенера се контролират от програма, чиито инструкции са запаметени в паметта под формата на символи. Макар и теоретичен, този труд е основен за много от първите пионери в областта на дигиталните компютри като Атанасоф, Клифърд Бери и Томи Флауърс.

Усилията за построяване на работещ дигитален компютър започват още по време на Втората Световна Война. Първият опит в тази посока е на Джон Атанасоф и Клифърд Бери, които започват работа по т.н. ABC компютър (фиг. 1) през 1939 г. в университета на Айова. За разлика от по-абстрактната теоретия на Туринг, изследванията на Атанасоф (1940) са по същество много детайлна концепция с план на необходимите електронни компоненти за работещ, а не имагинерен дигитален компютър Докато Атанасоф изработва стратегията и конкретните параметри, Бери, който е негов студент по това време, прави практически всички поискани от Атанасоф електронни компоненти и ръководи сглобяването. Компютърът е замислен за изчисления на линейни уравнения с до 29 неизвестни, има регенеративна памет и използва двоичната бройна система. ABC

компютърът е почти завършен през 1942 година, но включването на САЩ във Втората Световна Война и работата на Джон Атанасоф във военни разработки стават причина той никога да не бъде патентован и остава неизвестен за цели три десетилетия. По-късно Джон Атанасоф бива наречен „баща на електронния компютър” от Бъркс (1989), а компютърът ABC добива световна слава.



Фигура 1. Реплика на дигиталния компютър на Атанасоф и Бери (източник: http://www.computerhistory.org, обработка на автора)

Фигура 2. Първият персонален компютър – Programma 101. (източник: museoscienza.org; обработка на автора)

Малко по-късно, през 1946 г., в САЩ е създаден друг изцяло електронен компютър, познат като **ENIAC**. Макар, че изграден за военни цели, ENIAC е представен публично, събирайки медии и учени. Проектиран е да прави комплексни изчисления на траекториите на артилерийските снаряди и ракети с далечен обсег и заради шумното му представяне до 70-те години е считан за първия дигитален компютър, докато американския съд на Минесота не отнема патента му през 1973 г. и не донася световната слава на Джон Атанасоф.

През 1948 г. в Изчислителната Лаборатория на Университета на Манчестър се появява първият универсален електронен дигитален компютър с вградена програма, кръстен Manchester Mark I. След известни преработки през 1951 г. той се превръща и в първият комерсиално предлаган на пазара компютър, вече познат като Ferranti Mark I. За него се създава и първата компютърна игра – шах. Първите заявки за закупуване на компютъра идват от производители на авиационна техника, университети и нефтени компании.

През 50-те години на XX век се появяват още много дигитални компютри, с което започва ерата на дигитализацията. Проблемът на съществуващите дигитални компютри от този етап на Дигиталната революция е, че заемат огромна площ, имат висока цена и са трудно мобилни, което ги прави по-скоро екзотика. Компютърът Ferranti Mark I например тежи около 4,5 тона и изисква наличие на специално помещение, и постоянна поддръжка, докато ENIAC тежи над 27 тона и заема близо 170 кв.м. площ. Същественото и бурно развитие на дигиталната революция се случва едва с налагането на персоналния компютър в началото на 80-те години, който е много по-достъпен като цена, програмируем за изпълняване на различни задачи и съответно – универсален.

Първият настолен (признат по-късно и като първия персонален) компютър, появил се на световната сцена е европейски, наречен е Programma 101 (фиг. 2) и е създаден в Италия през 1964 г. от компания за пишещи машини, носеща името на създателя си Olivetti. С цената си от 3200 долара (еквивалентна на 24800 долара към 2017 г.) той е достъпен за повечето средно-големи и дори за някои по-малки компании. Според Вегтер (2009), функциите на Programma 101 са сведени до математически изчисления и на практика компютърът е с функционалността на програмируем калкулатор с интегриран

принтер, печатащ върху ролка хартия. Въпреки ограничената си функционалност, компютърът се радва на сериозен успех – продадени са над 40 000 бройки, като не липсват и големите клиенти като Военновъздушните сили на САЩ, НАСА, и дори технологичният гигант Hewlett-Packard, който по-късно е осъден да заплати 900 000 долара на Olivetti за копиране на някои елементи в техния персонален компютър HP 9100.

Важен предшественик на съвременните персонални компютри е **Xerox Alto** през 1973 г., на чиято основа няколко години по-късно представят на широката публика Xerox Star. Чарлз Тъкър (1979), посочва Xerox Alto като първия компютър с мишка и вграден дисплей, а Xerox Star за пръв път използва графична среда с прозорци и иконки, файл и принт сървъри, електронна поща. Xerox Alto никога не бива изкаран на пазара, тъй като се счита, че е твърде скъп (около 40 000 долара) заради иновациите, които съдържа – вграден монитор, графична среда, портове за комуникация, включително Ethernet.

Появата на съвременните персонални компютри с интегрирани монитори и възможност за свързване на други периферни устройства от началото на 80-те години дава съществен тласък в дигитализацията на всички сфери и разбира се, в архитектурата. Първият сериозен успех в тази посока е на Apple computer inc, компания основана през 1976 г. в Калифорния, САЩ от Стийв Джобс (ориг. Steve Jobs), Стийв Возняк (ориг. Steve Wozniak) и Роналд Уейн (ориг. Ronald Wayne). Компанията Apple е основно свързвана с компютрите Macintosh, чиито първи представители са наричани **Apple**. През 1977 г. е представен първия масов персонален компютър Apple II, познат в България с аналога му Правец 82. Компютърът е 8 битов, с вграден в тялото монитор, нещо, което е характерно за Apple и в следващите им компютри. Операционната система на Apple II е с команден ред, но позволява използването на програми с графична среда, заради което в края на 70-те и началото на 80-те години става много популярен за домашните потребители.

Фигура 3. IBM PC от 1981 г. (източник: http://www.computerhistory.org; обработка на автора)

Фигура 4. Иван Съдърланд демонстрира първата чертожна програма Sketchpad на 7 януари 1963 г. (източник: http://www.computerhistory.org; обработка на автора)

Повратният за персоналните компютри момент настъпва през 1981 г., когато IBM представя IBM PC (фиг. 3), чиито монитор за пръв път е способен да възпроизведе четири цвята и е с резолюция от 320×200 пиксела. IBM е революционен най-вече заради това, че отваря вратите за различни производители на хардуер и софтуер, като така в рамките на няколко години IBM PC създава цяла „екосистема” от фирми разработчици около себе си. За разлика от Apple и други производители на компютри, които сами правят своите софтуери или продават лицензи на трети лица, от IBM позволяват на всеки да създаде

програма или дори хардуер без лицензен договор. Освен възможността всеки да ползва създаденото от него съобразно нуждите си, IBM позволяват потребителите и фирмите да продава разработките се за IBM PC на други потребители. Според Антъни (2012), част от успеха е и в това, че за разлика от всички други производители на компютри, IBM аутсорсва операционната си система, в случая на Microsoft.. Така IBM PC получава повече и по-бързо качествени приложения, което го прави по-интересен за потребителите и по-доходоносен за производителите. В допълнение, компютърът IBM PC е по-мощен от Apple, тъй като по-рано въвежда 16 битовите стандарти. Още в началото той идва с клавиатура и възможност за свързване на външни устройства като принтер и мишка, които потребителят може да избира, а не идват задължително в един вариант с компютъра, както например мишката при Apple, която е стандартна за конфигурацията. Към онзи момент IBM са изненадани от топлото посрещане на пазара, особено след като в рамките на първият месец компанията продава 200 000 компютъра, колкото е планирала да продаде за общо 3 години. Успехът е толкова голям, че абревиатурата PC на компютъра IBM PC се използва и до днес за всички персонални компютри в световен мащаб, а терминът „персонален компютър” заменя по-често срещания към онзи момент термин „настолен компютър”.

В рамките на 80-те години на миналия век, персоналните компютри навлизат в ежедневието на голям процент от населението на развитите страни, тъй като цените им падат постоянно и в края на 80-те години минават под психологическата граница от 1000 долара благодарение на постоянното намаляване стойността на микропроцесорите. Тенденциите не подминават дори и България, която, въпреки че се намира зад „Желязната завеса” развива персоналните компютри до етап, в който те са популярни и сравнително достъпни още преди смяната на режима. Както Джеимс Бери (1968) предрича във все още ранната за дигиталната революция 1968 година „Най-важната вещ във всяко домакинство след 40 години ще бъде компютъра”. Той дори не предполага, че дигиталната революция ще скъси 40 годишния срок, който той смело прогнозира, наполовина.

2.2. Историческо развитие при CAD/CAM софтуерите

Изобретяването на персоналния компютър е технологичен скок в бъдещето за много индустрии. Ползването му в архитектурното проектиране обаче изисква наличието на специализиран софтуер за графична работа чрез т.н. CAD програми, а в производството трябват софтуери за програмиране на компютърно управляемите машини чрез т.н. CAM програми. Макар те да стартират развитието си още през 50-те години на 20 век със софтуера – пионер Sketchpad (фиг. 4), съвременното дигитално проектиране и производство стават практически възможни с появата на комерсиалните CAD и CAM програми в началото на 80-те години.

Абривиетурата CAD е предложена през 1961 г. от американеца Дъглас Тейлър Рос (ориг. Douglas Taylor Ross), който е изследовател в Масачузетския Технологичен Институт. Терминът придобива популярност в научните среди след интервю на Рос по съществуващата тогава университетска телевизия на MIT, която се ползвала с голям авторитет. В продължение на около 20 години CAD програмите се използват основно от големи компании и научни институти, най-вече защото са предназначени за скъпоструващите по това време мейнфрейм компютри, заемащи много пространство. Интересно е да се отбележи, че първите опити в тази посока са за смесени CAD/CAM програми. Пример за такива са PRONTO от 1957 г. , UNISURF от 1966 г., ADAM от 1971 от г. и CADAM, разработен през 1975 г.

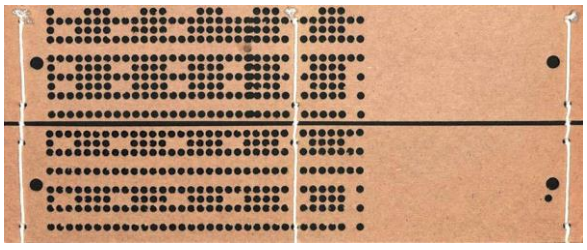
Заради липсата на персонални компютри към този етап на развитие, CAD/CAM приложенията са затворени до някои от най-големите и богати компании като General Motors, Lockheed, Ford и Xerox. В свое изследване Боздок (2003), потвърждава тази теза.

Придобилият популярност софтуер CADAM се използва като основа за разработване и на други специализирани вътрешноведомствени софтуери за чертане и автоматизация на компютърно управляеми машини в автомобилната и авиационната индустрия. Абривиатурата CADAM дори придобива известна популярност и заради смисъла на съкращението, което носи, а именно „компютърно – усъвършенствано чертане и производство” (ориг. Computer-Augmented Drafting and Manufacturing). Барнхорн и Каудил (2013) обаче не класифицират CADAM като CAD програма, тоест разграничават CAD от CAM програмите и правилно – макар в началото да започват със смесено предназначение, програмите за проектиране бързо се отделят от програмите за управление на машини. Според Боздок, до края на 70-те години CAD и CAM се ползват само специализирано, заради цената. Типичната CAD система представлявала 16 битов компютър с 512 килобайта памет, до 300 мегабайта твърд диск на твърде високата цена от около 125 000 долара.

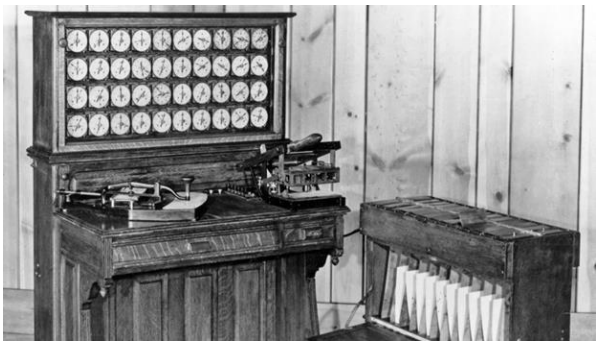
Заключенията в изследванията дават основание да се твърди, че практическата дигитализация в архитектурата се случва след началото на 80-те години с навлизането на персоналните компютри и разделянето на CAD от CAM. Голямата промяна за архитектурната практика идва с появата на AutoCad през 1982г., която е първата комерсиална програма за персонални компютри. Така набира популярност и световно разпознаваемата абривиетура CAD в смисъла, който е световно признат според Стивън (1999). През 80-те започва бурното развитие на CAD и CAM програмите, по-известните от които се появяват в рамките на последните 2 десетилетия на 20 век.

2.3. Историческо развитие при CNC машините

Предшественици на машините с цифрово програмно управление (т.н. CNC машини), или за краткост – компютърно управляемите машини, са машините с програмно управление, появили се още през 19 век. Основната разлика между тях и CNC машините е, разбира се, липсата на дигитална програмируемост чрез компютри. Според проучване от Рапид (2018) първите машини с механично програмно управление са парни тъкачните станове работещи с перфокарти, изобретени през 1804 г. от Джоузеф Мари Жакард (ориг. Joseph Marie Jacquard). Перфокартите (фиг. 5) представляват малки, твърди картонени карти с перфорации, които указват на кое място куките на стана да се активират, за да закачат конец според предварително замисления шаблон. Перфокартите са навързани в дълга поредица, като всяка е предназначена за един конкретен ред на стана. Поради възможността за подаване на много дълга поредица от различно подредени перфокарти, възможностите за разнообразие на получените модели на програмно управляемите станове са с теоретически неограничена сложност и дължина.



Фигура 5. Перфокарти от 1804 г. на Джоузеф Мари Жакард за програмно управление (източник: http://www.ricomputermuseum.org; обработка на автора)



Фигура 6. Табулатор на Холерит от 1890 г. (източник: http://www.ibm.com; обработка на автора)

Перфокартите на Жакард са изключителна иновация и по същество представляват средство за закодиране на машинни операции и механичен контрол. В края на 19 век инженерът Херман Холерит (ориг. Herman Hollerith) от MIT решава да експериментира и да развие технологията на перфокартите в опит да създаде машина за четене на перфокарти, с която да обработва автоматизирано полезна информация. В този период САЩ са заляти от емигранти и преброяването на населението е трудоемък процес, отнемащ по 8 години. Всеки новодошъл се проучва и данните за него се качват на перфокарта, по която, според детайлите за отделния емигрант, се перфорират дупки на различни места.

Според историческата секция на официалния сайт на IBM (2011), Холерит създава елетромеханична система, наречена Табулатор (фиг. 6), който автоматизирано чете данните от перфокарти. Табулаторът е свързан към преса с щифтове, в която се вкарва перфокарта. Капакът се затваря и щифтовете натискат перфокартата, но само щифтовете преминаващи през дупките на перфокартата правят контакт и изпращат електрически импулси. Импулсите се регистрират от брояч и се изобразява на цифрово табло в зависимост от контактните щифтове. Табулаторът е приложен за първи път при преброяването на населението на САЩ през 1890 г, като вместо 8 години, то отнема малко над 1 година и спестява на хазната на САЩ над 5 милиона долара. Малко след успеха с преброяването, Холерит създава фирма TMC (Tabulating Machine Company), която създава и продава перфокарти и табулатори, които в рамките на няколко години завладяват света. Те стават толкова популярни и незаменими, че финансистът Чарлз Флинт (ориг. Charles Flint) предлага над 2 милиона долара през 1911 г., за да купи компанията на Холерит, който се съгласява и продава фирмата си. Притежавайки технологията и патента на табулатора, Флинт започва успешен бизнес с новата си компания C-T-R, която през 1920 прекръства на IBM.

Използвайки технологията на перфокартите, половин век по-късно Джон Парсънс (ориг. John Parsons) създава теоретична концепция за автоматизирано движение на фреза. Според Кемани (2009) Парсънс проучва дали код с координатите на избрана крива линия могат да се въведат на перфокарта, и дали фреза, задвижвана по координати X и Y може да разчете тези координати и да ги следва автоматично, без намеса от страна на оператор. Парсънс разработва детайлно своята концепция и през 1948 г. я представя пред американските военновъздушни сили на САЩ, които отпускат бюджет за финансиране на по-задълбочени, вече практически изследвания. Тъй като се нуждае от инженерна помощ по реализацията на проекта, Парсънс сключва договор с MIT, които постепенно започват да ръководят изследванията и през 1952 г. представят първата програмно управляема фрезова машина, способна да се движи и реже по координати. Принципът на работа се използва и до днес – стандартна фреза се оборудва със сервомеханизми за пространствено позициониране на инструмента – фрезер по зададените от оператора X, Y, Z координати.

Ключова за развитието на CNC машините е 1953 г., когато MIT разработват езика ATP (ориг. Automatically Programmed Tools) за управление на машини. ATP езикът се ползва за комуникация с фрезова машина и представлява написани на английски език логически инструкции за позициониране на режещия елемент. С откриването на компютъра, ATP езикът става стандартен за машините с програмно управление, а въвеждането на инструкциите става дигитално и така се появява технологията, позната като машини с цифрово – програмно управление или т.н. CNC машини. Днес ATP се ползва като основа за много съвременни CAM програми, контролиращи машини от различни типове. Някои от най-ранните софтуери за контрол на CNC машините са Pronto, Unisurf и ADAM, всички ползващи ATP като основа.

Бизнесът бързо се ориентира в ситуацията на новите възможности за производство и започва разработки за програмно управляеми машини още през 50-те години. В рамките

на само няколко години технологиите в областта на дигиталното производство се развиват и се появяват различни по размер и капацитет машини с цифрово програмно управление, приложими в различни индустрии, като най-често това са фрезите. Почти паралелно с тяхното развитие се появяват и някои по-сложни машини като индустриалните роботи (1960 г.), лазерните резачки (1965 г.), и 3D принтерите (1980 г.). Ефектът от намаляването на разходите и времето за производство, и същевременно повишаване качеството и прецизността чрез дигитално производство е огромен и освен че води до печалби, води до развитие и на нови технологии и знания, които пък създават прогрес за страните, в които се развиват. Пример за това са авио и автоиндустриите, които налагат много бързо новите технологии в производствата си и развиват икономически и технологично своите бизнес и социални екосистеми. Според Пиърс (2011) индустриалните роботи заменят хората на опасните работни позиции в компаниите Крайслер и Форд до края на 1966 г., което доказва полезността от навлизане на CNC машините скоро след тяхното откриване.

3. СЪВРЕМЕННО ДИГИТАЛНО ПРОИЗВОДСТВО

3.1. Класификация на процесите и машините в дигиталното производство

Основните процеси и техники в дигитално производство се определят от това как машините обработват материалите. Най-често срещаните класификации са направените от Коларевич и Малкави (2005), които определят процесите като добавящи (ориг. additive), отнемащи (ориг. subtractive) и формуващи (ориг. formative) различни материали. Според някои изследвания има и т.н. сглобяващи процеси, но те са много рядко използвани в архитектурната практика. В дигиталното производство свързано с архитектурата най-често се работи чрез добавяшите и отнемащите процеси.

Принципът на дабавящите процеси е да се добавят материали на слоеве ориентирани по височина (Z координата) чрез т.н. процес на 3D принтиране, а на отнемащите машини е отнемане на материал чрез различни инструменти, най-често фрезер, ротиращ се по оста си или лазер за рязане, който всъщност прогаря материалите. По-рядко, но понякога приложими са и т.н. процеси на формоване на материали, които обикновено представляват огъване или вакумно изтегляне по матрица.

Машините за добавящите или т.н. additive процеси са познати като 3D принтери. Създадени през 1980г. от японеца Хидео Кодама (ориг. Hideo Kodama) в Института за Индустриални Изследвания в Нагоя. Първоначално те са принтирали полимерни материали в триизмерното пространство, а по-късно сред материалите за притиране се появяват гипсова пудра, метали и дори бетон. Познатите технологии са Стериолитографията SLA (ориг. Stereolithography), Лазерното синтероване SLS (ориг. Selective Laser Sintering) и послоечния принтинг FDM (ориг. Fused Deposition Modeling). Хаарактерно за SLA технологията е, че в течна полимерна среда се използва прецизен лазер, който втърдява слой по слой полимера на местата на които трябва да има модел до преминаване в твърдо състояние. Подобно на тази технология работи и принципа на SLS, при която обаче средата не е течен полимер, а прахообразна пудра подобна на гипс, в която слой по слой лазер нагрява и следователно втърдява модела. Предимството на двете технологии е, че може да се работи отдолу нагоре и обратно, а недостатък е, че моделите след това имат нужда от т.н. лекуване или заякване (orig. curring). FDM технологията работи с нагряваща глава, през която преминава полимерна нишка, която се стапя и нанася винаги отдолу нагоре, често върху нагряваща се основа. Най-популярни сред архитектите, особено за дребните модели са 3D принтерите работещи с полимери на FDM принцип, който е и сравнително по-евтин.

Популярните машини за отнемащи или т.н. substractive процеси са основно 3 и повече осови фрези, Индустриални роботи с монтирани режещи инструменти, Лазерни

резачки. При тези машини основният принцип е на изрязване на материал чрез режещ инструмент. Рязането може да се осъществява в двуизмерното или триизмерното пространство в зависимост от машината и нуждите. Лазерите режат чрез лазерен лъч, най-често преминаващ през среда на въглероден диоксид, който изгаря или стапя материали като дървесина, метали, полимери и други листови материали. 3 или повече осовите фрези представляват машини със система за прецизно позициониране на режещ фрезер в пространството, който се върти и може да реже както листови, така и обемни материали, които за предпочитане са по-меки. Индустриалните роботи често се полват като фрези, но са с предимството на 6 оси, тоест могат да моделират обектите отстрани и дори отдолу. Отново се предпочитат по-меките материали.

Чрез отнемашите машини се създават два вида модели – такива, които се ползват като матрици за отливане на окончателния продукт, или такива, които директно се ползват като продукт, който обикновено подлежи само на довършителни работи преди окончателната му употреба. Първият вариант за създаване на матрици е по-използваем при масово производство или производство при което е нужна повтаряемост на елементите. Техниката за директното създаване на модел се ползва при единични бройки или уникати, тоест при липса на необходимост от повтаряемост на изделията.

По-популярните машини за формоване, които се ползват в архитектурната практика са огъващите (orig. bending) машини или вакуумно формоващите машини. Първите работят чрез подаващи валове по осови направление или рамена, по които с ниска скорост се движи например стоманен профил. Огъването се осъществява чрез промяна посоките на рамената, между които се образува сгъвка. При тях се програмира дължината на преминалия материал, ъгъла и момента на огъване, тоест една и съща машина може да направи огъвката с различен ъгъл и на различно място. Вакуумно формовачните машини работят на принципа на изтегляне на предварително загрят листов полимерен материал, който след изтегляне по матрица заема трайно нейната форма. Ползва се рядко в архитектурната практика, най-често за интериорни фасадни или таванни панели с интересни форми или за кофражи на тънки изделия от бетон.

3.2. Авторски примери с приложения на дигиталното производство

Фигура 7. Бетонна пейка „RENCH” и кофраж от екструдиран полистирен (XPS)

Пейката „RENCH” (*фиг. 7)* е произведена през 2014 г. от високоякостен бетон с тегло около 800 kg. Дизайнът й е насочен основно към децата, поради което е с височина на сядане около 34 cm, тоест с 5 cm по-ниска от стандартния минимум и с дължина от почти 2 m. Пейката е боядисана в атрактивен червен цвят, с което се превръща в интересен за минувачите обект. Разположена е в гр. Варна, при входа на Морската градина.

Кофражът за нейното изливане е произведен с 3 осова фреза. Избраният материал за кофраж е екструдиран полистирен (XPS), който е масово достъпен на листи с различна дебелина, обработва се лесно от режещи инструменти и има невисока цена при сравнително добра плътност, с което отговаря на изискването за икономичност при изработването на единични бройки. След издълбаване отделните листи са слепени заедно до образуване на обща кофражна форма, която е пристегната с дървена конструкция, с цел да не се размести при леенето. Технологията на производство нарочно е оставена видима чрез своя отпечатък върху окончателния вид на изделието, по което личат следите от кофражните форми и пътечките, оставени от фрезера, издълбал въпросните форми.

Фигура 8. Бетонна чешма „M!KA”, изрязване на кофраж с KUKA робот и кофраж от XPS

Бетонната чешма „M!KA” (фиг. 8) е произведена през 2015 г. от високоякостен бетон без допълнително армиране. Тежи близо 200 kg и е с обем от около 0,09 m^3. Дизайнът й е вдъхновен от малка черна рокля с една паднала презрамка, леко усукана в танц. Разположена е в гр. Варна на бул. Мария Луиза, в градинката пред Археологическия музей.

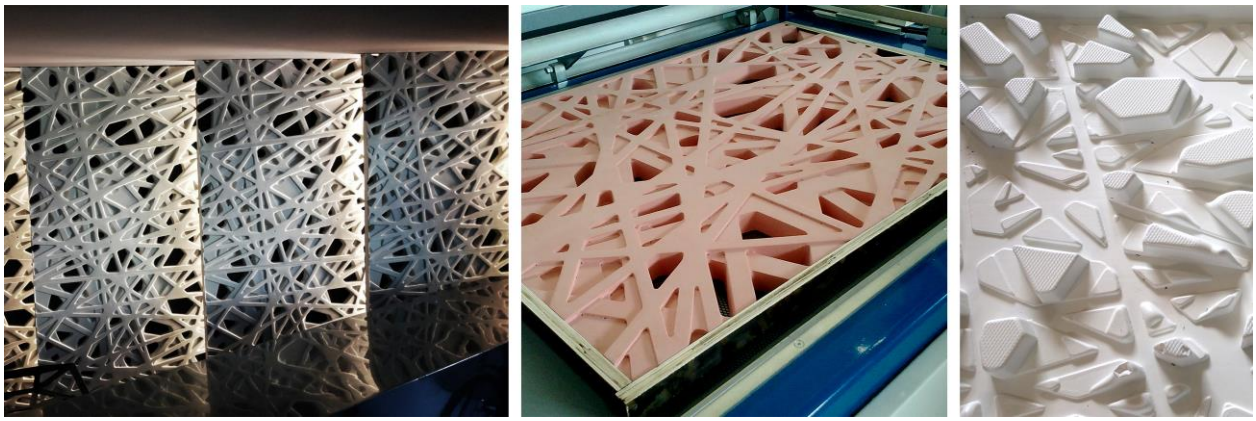
Както в предходния пример, тук също е произведена директно кофражната форма от екструдиран полистирен (XPS). Характерната особеност в този експеримент е в значително по-сериозните възможности на цифрово управляемата машина, в случая KUKA робот, действащ като 6 осова фреза. Отпадането на ограничението за ориентацията на двойно извитите повърхнини дава възможност полистиренът да бъде моделиран директно на големи блокове, което спестява време и разширява възможностите пред дизайна, чиито най-издадени повърхнини вече не са задължително хоризонтални и съобразени с отделните слоеве на листовия материал.

Фигура 9. Бетонна маса за шах „SEAGULL” и кофраж от стъклопласт

Масата за шах „SEAGULL” (фиг. 9) е произведена през 2016 г. от високоякостен бетон „effix crea” с якост на натиск над 100 MPa и 9 MPa на огъване. Характерно за нейният дизайн е че елементите са изключително тънки, като на места достигат дебелина под 3 cm без заложена армировка. Дизайнът представлява стилизирана чайка в полет с

разперени крила. Пейката е симетрична, с обща дължина от малко над 3 m, с височина на сядане 43см, височина на масата 70 cm и широчина 70 cm.

При проектирането ѝ са избягвани двойни кривини и е заложено на едностранно огънатите равнини, което позволява изработката на по-лесен за производство и евтин кофраж. Особеност на проекта е създаването на прототип в реален мащаб с цел изследване на ергономията, на базата на който е произведен модел от цял блок експандиран полистирен с висока плътност, изрязан с помощта на KUKA робот, от който е направен кофража от стъклопласт за леене. Така дизайнът подчертава предимствата и възможностите на използвания материал.



Фигура 10. Бетонни панели „Ялта”, прототип от ProLab и кофраж от полистирол

Панелите за клуб Ялта (фиг. 10) в гр. София са произведени в края на 2016 г. като перфорирани стенни панели за интериорно окачване, най-големият от които е с размери 120×215 cm и с дебелина 28 mm. Дизайнът им е параметрично генериран от хаотично проведени площни линии, разположени в различни направления на три различни нива през 4мм, от които най-плиткото ниво е с най-голяма ширина и се приема за конструктивно. Особеност на панелите са перфорациите, които са равномерно разположени по целия панел с цел добра обща устойчивост и намаляване на общото тегло.

Панелите са реализирани серийно, като характерно за тях е създаването на прототип с помощта на индустриален робот от материал с висока плътност „ProLab”, който позволява последващо термоформоване. Целта на термоформоването е серийно произвеждане на кофражни форми с много висока скорост в рамките на няколко стотици бройки на ден. При експериментиране с разнообразни листови материали – разпенено PVC, PETG, полистирол, AXPET и ABS. Най-добър резултат, отразяващ най-точно детайлите на прототипа се постига с полистирол, който се формова при температура около 140 °C на вакуумно формоваща преса. Създаденият кофраж от полистирол е с идеална гланцова повърхност, с прецизни ръбове и детайли.

3.3. Съвременни проблеми в дигиталното производство

Използването на съвременни дигитални средства за моделиране и производство дават по-голяма свобода на формообразуване, позволяват по-добра продуктивност и допринасят за по-високо естетическо качество на архитектурната среда. Познаването на основните методи за работа с тези средства е ключ към успешната работа на съвременните проектанти, работещи по дизайна на градските пространства.

Дигиталните иновации дават огромни възможности за експерименти с проектната форма и инструментариум за предварителна оценка и анализ. Архитектите, ползващи най-новите инструменти за проектиране могат да променят своя дизайн динамично и в реално време, променяйки различни параметри в рамките на своя алгоритъм. Едновременно с този процес те могат да тестват реалните качества на своите идеи като ги прототипират с

компютърно управляеми машини до етапа на окончателното одобрение. Навлизането на директното дигитално производство от компютърен модел приближава проектантите непосредствено близо до процеса на реализация на техните творения и създава необходимостта от добро познаване на тези процеси.

Разширяването на знанията при архитектите в тази посока е ключово, защото масовият проектант формообразува и проектира без да разбира напълно и без да отчита правилно особеностите при дигиталното производство, което се оказва пагубно за много добри идеи. От друга страна, без познания за дигиталното производство много идеи се свеждат до проектиране за познатите на всички стандартни строителни практики и това лимитира креативният процес още в зародиш.

ИЗВОДИ

Дигиталните средства за моделиране и производство подобряват производителността и разширяват хоризонтите пред проектантите за формообразуване, поради което ще се наложат не само в серийното производство, но и при създаване на уникални елементи за архитектурата на градските пространства. За да бъдат успешно използвани обаче, двата процеса трябва да се познават добре както поотделно, така и в съвкупност, като се отчитат двупосочните им връзки и взаимни влияния, ограничители и характеристики. От една страна конкретните решения в дизайна ограничават приложимите стратегии за производство, а от друга - ограниченията на дигиталното производство рефлектират пряко върху дизайна. На този етап архитектите задълбочават познанията си само по отношение на дигиталното проектиране, което води до трудности пред осъществяване на съвременни знакови дизайни в България.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Stevenson A. (2010) *Oxford dictionary of English, 3rd edition*, p.489, Oxford: Oxford University Press
[2] Тужаров Х. (2009) *Информатика*, София: изд. Асеневци
[3] E. Schoenherr, Steven (2004) *The Digital Revolution*. University of San Diego.
[4] Turing, A.M. (1936) *On Computable Numbers, with an Application to the Entscheidungsproblem* Proceedings of the London Mathematical Society, Series 2, 42 (1936–37): 230–265. Reprinted in The Essential Turing (Copeland [2004])
[5] Atanasoff J.V. (1940) *Computing Machines for the solution of large systems of linear algebraic equations*, Iowa State School Report
[6] Burks, A. R and Burks A. W. (1989) *The First Electronic Computer: The Atanasoff Story*, The University of Michigan Press
[7] Copeland, B. Jack (2006), *Colossus: The Secrets of Bletchley Park's Codebreaking Computers*, Oxford: Oxford University Press
[8] Vegter W. (2009) *Camillo Olivetti* [онлайн статия достъпна на адрес: http://wvegter.hivemind.net/abacus/CyberHeroes/Olivetti.htm [последно прегледан на 11.02.2018]]
[9] Thacker, Charles P., et al. (1979) *Alto: A personal computer,* Xerox, Palo Alto Research Center
[10] Anthony S. (2012) *30 years of PCs* [онлайн статия достъпна на адрес: https://www.extremetech.com/computing/92640-ibm-personal-computer-its-30-year-legacy-slideshow [последно прегледан на 19.05.2018]]
[11] Berry, James R. (1968) *40 Years in the Future*, Mechanix Illustrated [онлайн статия достъпна на адрес: http://blog.modernmechanix.com/what-will-life-be-like-in-the-year-2008 [последно прегледан на 08.03.2018]]

[12] Computerhope.com (2017) *Douglas Ross* [онлайн статия достъпна на адрес: https://www.computerhope.com/people/douglas_ross.htm [последно прегледан на 11.08.2017].
[13] Freecad.sk (2013) *CAD History* [онлайн статия достъпна на адрес: http://www.freecad.sk/en/cad-history [последно прегледан на 03.01.2018]
[14] Bozdoc M. (2003) *CAD chronology* [онлайн статия достъпна на адрес: http://mbinfo.mbdesign.net/CAD1970.htm [последно прегледан на 24.01.2018]
[15] Caudill L. and Barnhorn A. (2013) *60 Years of CAD Infographic: The History of CAD since 1957* [онлайн статия достъпна на адрес: https://partsolutions.com/60-years-of-cad-infographic-the-history-of-cad-since-1957/ [последно прегледан на 10.09.2017]]
[16] Curl J. Steven (1999) *A Dictionary of Architecture*, Oxford: Oxford University Press
[17] Rapid S. (2018) *6 Early Inventions in the History of CNC Machining* [онлайн статия достъпна на адрес: https://www.starrapid.com/blog/6-early-inventions-in-the-history-of-cnc-machining/ [последно прегледан на 18.06.2018]]
[18] IBM100 (2011) *The Punched Card Tabulator* [онлайн статия достъпна на адрес: http://www-03.ibm.com/ibm/history/ibm100/us/en/icons/tabulator/ [последно прегледан на 17.10.2017]
[19] Khemani H. (2009) *What is numeric control machine* [онлайн статия достъпна на адрес: https://www.brighthubengineering.com/manufacturing-technology/55670-what-is-numerical-control-machine/ [последно прегледан на 18.02.2018]
[20] Pearce J. (2011) *George C. Devol, Inventor of Robot Arm, Dies at 99*, [онлайн статия достъпна на адрес: https://www.nytimes.com/2011/08/16/business/george-devol-developer-of-robot-arm-dies-at-99.html [последно прегледан на 05.01.2018]
[21] Kolarevic B., Malkawi A. (2005) *Performative Architecture: Beyond Instrumentality*, New York: Spon Press

ФУНКЦИОНАЛНО-ЕСТЕТИЧЕСКАТА РОЛЯ НА ЗЕЛЕНАТА СИСТЕМА В ПРОИЗВОДСТВЕНИТЕ ТЕРИТОРИИ

Димитър Власарев[1]

FUNCTIONAL-AESTHETIC ROLE OF THE GREEN SYSTEM IN MANUFACTORING AREAS

Dimitar Vlasarev[1]

Abstract:
The timeliness of the report stems from the stimulation of the processes of privatization, restitution, and the need for a new territorial organization in the country's legislation. There have been a number of changes in our country's economy, the "labor" system - territories in and outside the settlements, by changing their purpose or their structural conversion. The start of the changes and the differences in the investment intentions of the business have led to the new territorial structure of the settlements, which necessitates the spatial planning of these territories. The creation of a new Master Plan and other links etc., is a prerequisite for the proper organization of the labor system, its structuring and functioning in relation to the systems of "habitation" and recreation.

Keywords:
Green System, Manufactoring Area, Sanitary-protection Function.

1. УВОД

Категорично е влиянието на зеленината в частност дървесната растителност върху здравето на хората, като източник на кислород влияещ върху микроклимата по отношение на ветровете, шума и слънцезащитата. Развитието на системата „Труд“ и по-специално на земеделието и хранително-вкусовата и леката промишленост доведе до концентрация на земеделието и производствените центрове, където е подложено на специфичен производствен микроклимат.

Имайки предвид повсеместния характер на развитие на земеделието и хранителната и леката промишленост у нас, проблемът с опазване на земята (I, II, III категория) изисква особена грижа по отношение застрояването на агропроизводствените зони и комплекси.

Научно-техническия прогрес има първостепенно значение по решаване на проблемите в три направления, а именно:

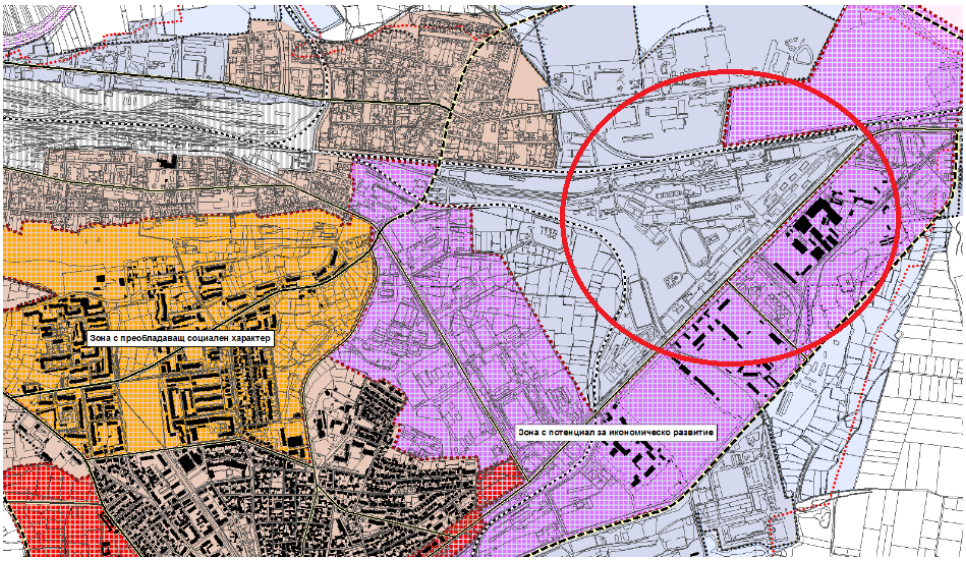
[1] Димитър Власарев, доцент, д-р арх., катедра „Градоустройство, теория и история на архитектурата“, Архитектурен факултет, Висше строително училище „Любен Каравелов“, гр. София, ул. „Суходолска“ №175, *e-mail*: dvlasarev@abv.bg;
Dimitar Vlasarev, Assoc. Prof., PhD, Architect, Department of Urban Planning, Theory and History of Architecture, Faculty of Architecture, University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „Lyuben Karavelov“, 175, Suhodolska Str., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: dvlasarev@abv.bg.

- бързото изтощаване на суровинно-енергийните ресурси и решаване на проблемите чрез възобновяеми енергийни източници;
- остатъците от съвременното агропроизводство и третирането им за нови източници за енергия и храна на животните;
- създаване на затворен цикъл на производство и третиране на оползотворяемия отпадък (**кръгова икономика**).

2. ПРИМЕРИ ОТ БЛИЗКОТО МИНАЛО

У нас от близкото минало авторът е проучил някои територии от зелената система на предприятия (комплекса на захарни заводи гр. Горна Оряховица, шоколадова фабрика гр. Своге и територията на мелница „Милеви скали“ гр. Пазарджик). Проучванията са направени в началото на 80-те години.

Съгласно Общински план за развитие на Община Горна Оряховица за периода 2014-2020: „Съществуващите производствени зони се нуждаят от рехабилитация и инфраструктурно реконструкция, за да посрещнат предизвикателствата на съвременните производства.“



Фигура 1. Схемите показват териториите на системата „Труд“ от плана на гр. Горна Оряховица в лилаво, без да се третират цялостно (част от територията на захарните заводи). Липсва решение на зелената система с обхват и предназначение.

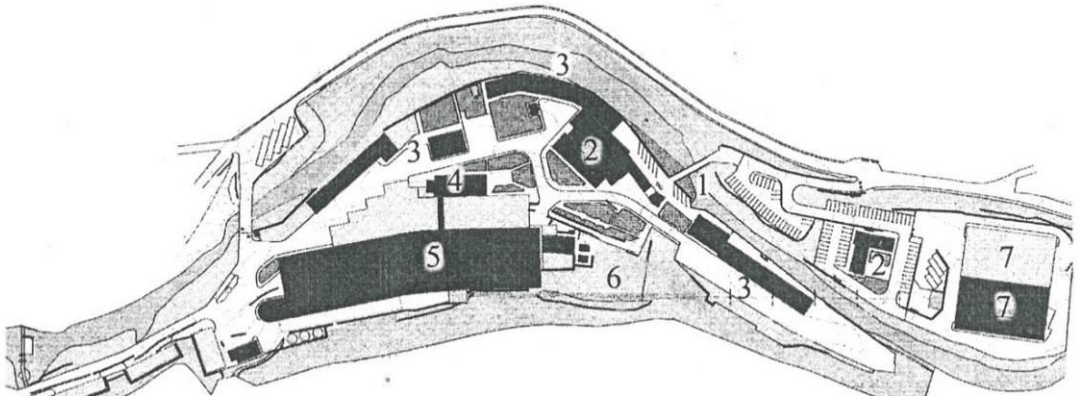
Фигура 2. Общ изглед на зелената система на комплекса на захарни заводи гр. Горна Оряховица, поглед от зоната за спорт (проучване на автора – 1982 г.), изглед към стендове за нагледна агитация.

Фигура 3. Озеленяване с висока дървесна растителност към и за тих отдих с водна площ от зелената система на захарен завод в гр. Горна Оряховица началото на 80-те години.

Фигура 4. Фрагменти от зелената система на захарния завод – Горна Оряховица, включващи висока дървесна растителност, цветни площи и белези за устойчиво третиране на алейната мрежа по отношение на водорпоницаемата настилка, поддръжка на зеленината с водоноска началото на 80-те години на миналия век. Подотрасъл захародобив и захаропреработка от хранително-вкусовата промишленост обхваща множество производства с различни технологични характеристики по отношение на вредностите от производствения процес. Много от производствата отделят прах, миризми, шум и газове, отпадъчни води и др. Факторите, които оказват въздействие при решаването на промишлените територии изискват щателно проучване, с оглед обкръжаващата и ландшафтна среда, икономията на земя.

Фигура 5 Фрагменти от цветните площи и алейната мрежа от зелената система на захарен завод в град Горна Оряховица в началото на 80-те години на миналия век (проучване на автора). Многообразие в решението на зеленината с използването на колорита на цветята и храстовата растителност.

Фигура 6 Изглед към предзаводската площадка на мелница „Милеви скали“ – Пазарджик и хлебозавод Пазарджик в началото на 80-те години на миналия век. Ярко изразен агропромишлен пейзаж в периферията на града.



Фигура 7 Контактна зеленина – елемент от зелената система на шоколадова фабрика в град Своге, преобладаваща широколистна дървесна растителност в масив (проучване на автора). Генерален план. Легенда: 1. Контролно-пропускателен пункт (КПП); 2. Административно-битови сгради (управление, столова с централна кухня, изложба на продукцията, приемна, проектантско-икономически отдел и др.); 3. Спомагателни сгради; 4. Санитарно-хигиенни звена (СХЗ); 5. Главен етажен производствен корпус (терасовидна структура); 6. Тубус; 7. Складови сгради.

Фигура 8 Решения на детски площадки от благоустрояването на консервен комбинат „Марица“ град Пазарджик в началото на 80-те години.

Във връзка с Интергриран план за градско възстановяване и развитие на гр. Пазарджик: Визията за развитие на града до 2020 г.- одобрената визия за развитие в рамките на Интегрирания план за градско възстановяване и развитие е „Пазарджик“- атрактивен, модерен, зелен и сигурен град- място за социален прогрес, високо качество на живот, екологично възраждане, иновации и ускорен растеж“.

Фигура 9. Контактна зеленина към основното застрояване на шоколадова фабрика „Своге“ и зеленчукова база град София – решена с висока дървесна растителност, периферно по границите на границите на застрояването.

Всички озеленени площи обединени в зелена система като съвкупност, с устройствени правила и норми, определят целостта на системата на устройствения план. Зелените площи в малките населени места, малките градове и села, са свързани по отношение на ландшафта на земеделските терени, горските терени, природни и други забележителни обекти, както и със зеленината включена в урбанизираната територия на жилищните и обществените квартали. Съгласно предмета на разглеждане в изследването, озеленените пространства на малките земеделски производствени зони и микрорайони, съставляват основната компонента на зелената система на тези селища.

Същите се явяват основен композиционен елемент в структурата на санитарнозащитните зони, като организират пространствено отделните структури на селището в един общ зелен организъм, както се посочи в изследването парковите зони на тези производствени комплекси могат да включат редица обекти, сгради и съоръжения с незамърсяващи и обществено обслужващи функции. Парковите зони като елемент на санитарно-защитната зона създават контакта в структурата на населеното място по отношение системата на обитаване и системата „Труд“, като същевременно изпълняват, санитарно-защитни функции и най-вече естетически и рекреационно-атрактивни функции. Териториите на тези площи, включват повече от 50% от общата територия на зелената система, като съставляват ядрото в композицията им, по отношение на обществено обслужване, алейна мрежа, водни площи и дървесна и храстова растителност.

ЗАЩИТНИ МЕРКИ НА ЗЕЛЕНАТА СИСТЕМА

Основно предназначение на защитните насаждения е защитата на жилищната застройка и прилежащите й райони от замърсявания на производствата. За момента съществуват редица нормативи, които позволяват определянето както на видовете, така и на размера на защитните насаждения. Растителността спомага за намаляване на силата и скоростта на въздушните течения, задържа носените във въздуха частици прах, пепел, сажди поглъща, част от вредните газове и ограничават разпространението на шума.

Защитните насаждения могат да бъдат категоризирани по следните признаци:

а. По предназначение:

- изолиращи с общо предназначение;
- защитаващи от конкретни влияния – димозащитни, прахозащитни, ветрозащитни, шумозащитни;
- подобряващи аерацията на промишлените предприятия чрез създаване на регулиращи и насочени въздушни течения;

б. По композиционна структура:

- защитни редове (едноредно);
- защитни ивици (ширина до 10 m);
- защитни пояси (ширина до 40 m);
- защитни зони (ширина над 100 m;

Защитните редове са насаждения, при които дърветата и храстите се разполагат в един ред и имат сравнително ниска ефективност.

Защитните ивици са комбинирани насаждения от дървета и храсти, състоящи се от два или три реда, с ширина до 10 m.

Защитните пояси са насаждения, изградени от три и повече ивици, като броят и ширината на ивиците е в зависимост от защитното им предназначение. Те имат висока защитна ефективност.

Защитните зони от зелени насаждения са система от успоредни пояси, като ширината на поясите и между поясното пространство се определя от природо-климатичните фактори и производствени вредности.

Застрояване на санитарно –защитните зони –възможности и изисквания.

При извършените изследвания е установено, че температурата на въздуха в зелени насаждения е от 10-15° по-ниска от тази на открити места. Вредните емисии нанасят големи щети върху агростопанските територии, понижават се добивите от зърнени култури средно между 20- 30 %, от кореноплодни средно 40-50 %, овощия средно 10% и зеленчуци 40%.

Санитарно-защитната зона между производствените и жилищните територии е предназначена да изпълнява санитарно-защитни функции, а също така в нея могат да се разполагат сгради с транспортно, инженерно, санитарно битово и административно значение.

Относителната част на санитарно –защитната зона към промишлената територия може да бъде приблизително:

- За отделно предприятие –от 10 ÷15 на сто
- За промишлена група – от 9÷13 на сто
- За промишлената зона – 10 до 20 на сто.

Санитарната характеристика на производствата определя разполагането на предприятията в производствената група, тяхното местоположение спрямо жилищните територии, което пък влияе на размера и характера на развитието на санитарно-защитната зона. Същата зона е в зависимост от конкретните природно- климатични и производствени фактори, тя може да бъде изцяло решена със защитни насаждения, а може определена част от нея да бъде застроена.

Таблица 1. Видовете застрояване и планировъчни елементи, които могат да се разположат на територията на санитарно-защитната зона за хранително вкусовата промишленост са посочени в следната таблица:

№ по ред	Сгради и елементи в плана на санитарно защитните зони	Ширина на санитарно-защитната зона в m			
		50	100	300	500
I	Зелени площи				
1	Дървета и храсти	+	+	+	+
2	Тревни и цветни площи	+	+	+	+
3	Плодни дървета	-	+	+	+
4	Рекреации и спорт	+	+	+	+
II	Транспортни мрежи				
1	Улици и кръстовища	+	+	+	+
2	Улици на различни нива	-	+	+	+
3	Пешеходни алеи	+	+	+	+
4	Алеи за велосипедисти	+	+	+	+
5	Паркинги и велогаражи	+	+	+	+
6	ЖП ареали	-	+	+	+
III.	Инженерни мрежи				
1	Газопроводи, ел. проводи, паропроводи, кабели и други подземни комуникации	+	+	+	+
2	Високо напрежение от 20÷110kV	+	+	+	+
3	Високо напрежение от 110÷220kV	-	+	+	+
IV	Сгради с административно значение научно-технически корпуси и лаборатории				
1	Администрация	+	+	+	+
2	Научно –технически институти и лаборатории	+	+	+	+
3	Професионални гимназии	+	+	+	+
V	Сгради на социално битовото обслужване и спорт				
1	Търговски сгради, магазини и супермаркети	+	+	+	+
2	Столови, кафе сладкарници,	+	+	+	+
3	Амбулатории	-	-	+	+
4	Пожарни депа	+	+	+	+
5	Перални и бани	-	+	+	+
6	Гаражи	+	+	+	+
7	Котелни централи	-	-	+	+
8	Складове за хранителни продукти	-	+	+	+

Основно изискване към санитарно-защитните зони е провеждането на пълно и ясно функционално зониране. Основни функционални елементи са:

а. Територията на зелените площи, която обхваща до 50% и повече от територията на санитарно-защитната зона.

б. Застроена територия – участъка с административно-делови, научно-изследователски, учебни, културно-битови сгради- обхващат от 10 до 20 на сто от общата територия.

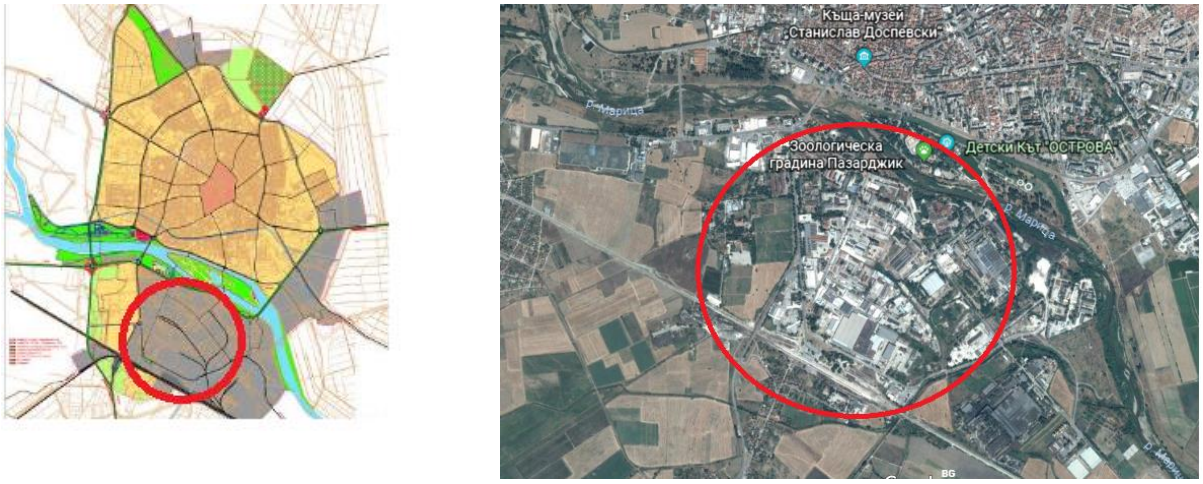
в. Територия за транспорт – магистрали и улици, ж.п. ареали, кръстовища и паркинги – 30 до 40 на сто от общата територия.

г. Територия за пешеходно движение – пешеходни алеи и площадки за рекреация – 10 до 15 на сто от общата територия на санитарно-защитната зона.

Функционалното и обемно-планировъчно ядро от застройките на санитарно-защитната зона може да представлява социално-битовия сектор, съвместно с административно-деловата част. Той играе роля на свързващо звено в обемно-пространствено отношение между производствената територия и жилищната територия.

На територията на санитарно-защитната зона се разполага и основният транспортно пътнически и комуникационен възел, който трябва да е в удобна функционална връзка с производствената територия и социално – битовия сектор.

Функционално пространственото решение на санитарно защитната зона трябва да отговаря на общата структура на промишлената територия и прилежащите и градски територии, като зелените площи трябва да бъдат включени в общата зелена система на селището и същевременно да осигуряват богат и приятен подход на хората към промишлената територия.



Фигура 10. Схема на южната територия на гр. Пазарджик с потенциалните възможности на зелената система

Фигура 11. Решение на контактната зона към южната производствена територия на град Пазарждик, обеденяваща рекреативните и защитни функции на зелената система на производствения микрорайон

Основен елемент на зелената система на малките производствени зони и микрорайони от земеделието и хранителната промишленост са защитните насаждения (зелени цезури, редове, ивици, пояси и зони), като такива те имат основна функция да опазят производствената територия от външните природни фактори, а същевременно са мярка за опазване на околната среда от вредното въздействие на производствените фактори (върху останалите територии от системите обитаване и отдих).Защитната

функция на зелената система на малката производствена зона се изразява в намаляване на скоростта на вятъра и тампониране на източниците на вредни емисии (прах, пепел, миризми, шум и други). Важна функция на зелените цезури от широколистните дървесни и храстови видове е противопожарната функция. При планирането на санитарнозащитните зони, основни елементи от зелената система на микрорайона са защитните пояси с ширина минимум 30 м и междупоясни пространства от 200 м. Парковата зона на микрорайона от агростопанската територия, освен горепосочените защитни функции има главно естетическо и рекреационно значение, тя в качеството си на микрорайонна градина осъществява композционна връзка в устройственото решение на жилищната зона и производствента зона в плана на населеното място. Правилното композиционно решение на зелената система на малките производствени зони и микрорайони, продиктувано от функционалните схеми и характеристики на предприятията в нея е фактор за устойчиво развитие и екологичност в цялата структура на териториите от системата „Труд“, „Обитаване и „Отдих“.

ИЗВОДИ

- Намаляване на потреблението на енергията в сградите. С помощта на растителността от зелената система може да се постигне до 15% икономия на енергия за отопление.
- Осигуряване на ветрозащита. Устойчивостта на полезния ефект от зелените площи се изразява в намаляване на загубите на топлина от сградите, чрез намаляване завихрянето на въздушните потоци и възпрепятстване на приземната турболенция.
- Осигуряване на ослънчаване и засенчване. Зелената система благоприятства и по отношение на температурата, както в интериора така и в екстериора на сградите.
- Избор на екологични строителни материали.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Власарев Д., Зелената система на малките производствени зони и микрорайони от земеделието и хранителната промишленост. ВСУ „Любен Каравелов“ 2014г.
[2] Власарев Д., Петков Н.Зелените площи на ген плана на малкото и средното предприятие с агростопанско предназначение. Международна научна конференция ВСУ 2016, 15-17 септември 2016г., Варна стр. 597-601, (ISBN: 978-954-92866-4-0)
[3] Власарев Д., Зелената система агростопанските територии – роля и значение в устройственото им планиране. Международна научна конференция ВСУ 2016, 15-17 септември 2016г., Варна стр. 616-620, (ISBN: 978-954-92866-4-0)
[4] Манчева Б., Аграрни сгради и комплекси, изд. ВСУ „Любен Каравелов“, ИК „Виделина” 2014, София 150 с. (под.ред. Л. Сиврев, и М. Миркова), (ISBN 978–954-8925-89-1)
[5] Манчева-Велкова Б., П. Майданова, Възможности за решение на пешеходен мост като връзка между територии и акценти в ландшафта, в. Строител бр. 7/14.02.2014, с.24
[6] Власарев Д., Зониране и композиция на зелената система от производствените комплекси на индустриалния микро район. Международна научна конференция ВСУ 2016, 15-17 септември 2016г., Варна стр. 621-624, (ISBN: 978-954-92866-4-0)

КОМПОЗИЦИОННИ УСТРОЙСТВЕНИ ПРИНЦИПИ ПРИ ПЛАНИРАНЕТО НА ПРОИЗВОДСТВЕНИЯ МИКРОРАЙОН

Димитър Власарев[1]

COMPOSITIONAL PLANNING PRINCIPLES IN THE PLANNING OF THE PRODUCTION MICRO-REGION

Dimitar Vlasarev[1]

Abstract:
The actuality of the report stems from the need to regulate the dynamics of the spatial planning of the territories from the Labor system, the construction of new (agricultural) terrains and the structural conversion of existing production areas and territories. It introduces the principle of clustering of urban planing structures for small and medium enterprises based on compositional volumetric modules.

Keywords:
Urban Planning, Urban Conversion, Clusters.

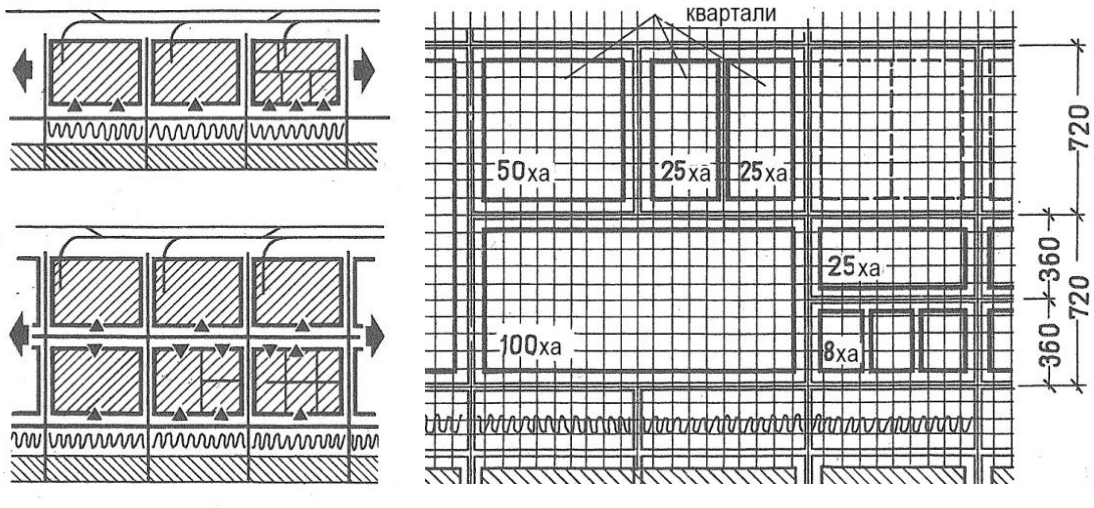
УВОД

Композиционното решение се базира на обемно устройствено проучване за територията на производствените комплекси. С устройственото проучване се определят, както местоположението и композицията на обемите (производствени сгради на модулен принцип), така и доказване на тяхната нормативна допустимост и целесъобразност. С обемно-устройственото проучване се определя композиционната структура на застройката на производствената територия съобразно природния и антропогенния фактор. Извършват се проучвания по отношение на геологията, хидрогеологията и инженерната инфраструктура и други. От значение е изготвянето на опорен план на местността с оглед запазване на всички обекти за бъдещото технологично решение, защитени паметници на културата, защитени обекти и други. Обемно устройственото проучване е база за извършване на техникоикономическа обосновка за икономична целесъобразност на застроителното решение. Опорният план е основа за извършване и на допълнителни специфични проучвания за конверсия на съществуващите сгради и комплекси на проектната агротеритория.

[1] Димитър Власарев, доцент, д-р арх., катедра „Градоустройство, теория и история на архитектурата“, Архитектурен факултет, Висше строително училище „Любен Каравелов“, гр. София, ул. „Суходолска“ №175, *e-mail*: dvlasarev@abv.bg;
Dimitar Vlasarev, Assoc. Prof., PhD, Architect, Department of Urban Planning, Theory and History of Architecture, Faculty of Architecture, University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „Lyuben Karavelov“, 175, Suhodolska Str., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: dvlasarev@abv.bg.

КОМПОЗИЦИОННИ ПРИНЦИПИ В УСТРОЙСТВОТО НА ПРОИЗВОДСТВЕНИТЕ ТЕРИТОРИИ

Композиционното решение на производствените територии, се основава на модулен принцип (планировъчен и конструктивен модул)- фиг.1.

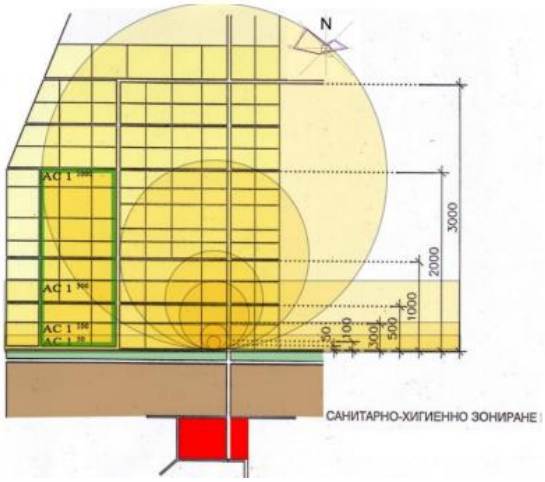


Фигура 1

Територията на землищата на населените места предвидени с агростопанско предназначение се планират с оптимален планировъчен модул 72/72 метра, което е оптимален вариант на площ на малка семейна ферма или е кратна на малко или средно предприятие с площ от 5-6 хектара за предприятията от земеделието, с агростопанско предназначение, което е около десет пъти повече площта на малката семейна ферма, както и за предприятията на леката промишленост, на примера на малките и средни предприятия.

В тази насока площта на землището, отредена за агропроизводствени комплекси е възможно да се планира съобразно посочената схема:

Много често, повсеместно земеделските имоти не отговарят, по размери, площ и достъп на условията и предвижданията на устройствените планове. Като се има предвид решаване въпросите с комасацията на земеделските земи и тенденцията за устойчиво развитие на устройството им, землищата на населените места могат да се планират най-общо на основните природни и антропогенни фактори, определящи местоположението, размерите, достъпа, вида и предназначението на агростопанските територии (фиг. 2).



Фигура 2. Схема на зониране на агростопанската територия по отношение на санитарнохигиенните отстояния до жилищни квартали. Зонирането на територията следва да бъде съобразено при избора на агростопански клъстери с екологичните изисквания за отстояния

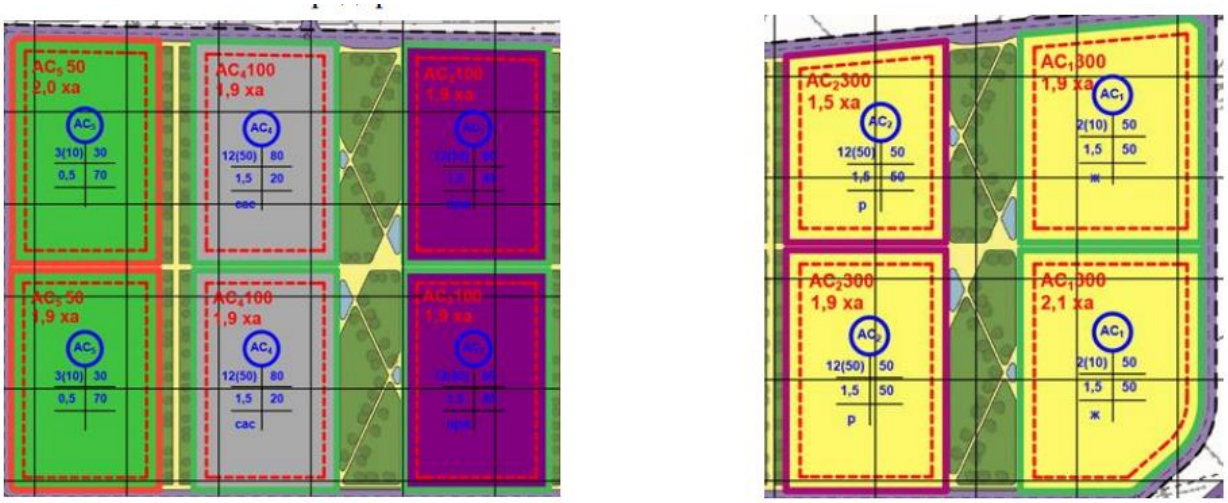
Фигура 3. Схема на зониране на агростопанска и индустриална територии

Обемно устройственото проучване (макетиране на териториите с агростопанско предназначение) може да се извърши с отделни оптимални модулни единици съобразени с функциите и процесите на аграрната територия, отчитайки направените изводи по отношение целесъобразността на застройката, природните и антропогенни фактори изследвани в труда. Определящ природен фактор е теренът неговото изложение, наклон, геоложки и хидроложки характеристики на същия, съществуваща висока растителност, климат, почви и други. Ролята на антропогенният фактор се изразява главно по отношение развитието на икономиката на района, населените места (консумативни и пазарни изисквания, инфраструктурно обезпечаване на земеделската територия, както и демографията на района). Обемно устройственото решение започва с макетиране на база избраните обемно-планировъчни модули за различни видове производствени комплекси.

Модулният принцип приложен на конкретната територия, квартал, УПИ или самостоятелен УПИ съответства на приетия такъв в устройственото решение и доразвива същия с точното предназначение на територията. Обикновено за планировъчен модул се приема мрежа с размери 6×6 или 12×12 метра. Обемно-пространственият модул съответства на планировъчния като височината също е кратна на 1,5 метра (3; 4,5; 6). Планово ситуационното решение на територията за конкретен квартал или УПИ се изработва също на основата на макетиране с горепосочените модули и обеми на сградите функционално и технологично решени въз основа на принципите посочени в труда, (както и на функционално-технологични схеми на производствата и вредностите в тях). Зонирането на територията на агропроизводствената площадка става на общовалидните методи по отношение на природния и човешки фактор, посочени също в изследването. Оразмеряването на територията е съобразено както на горепосочените фактори така и на база на една технико-икономическа обосновка на решението за бъдещото развитие на територията за аграрните производства в близките 20-30 години. Изследванията от направеното проучване, устройствените показатели за конкретните квартали и УПИ следва да бъдат заложени в следващите етапи на инвестиционно проектиране.

Направените дотук изводи по отношение оптимизиране на териториите за агростопански и индустриални комплекси, са основат в проучвателния процес за икономичност и целесъобразност на застроителния план, както и генплана на съответното предприятие.

Обемно-пространственото проучване на територията на агропроизводствения комплекс, конкретизира, уточнява и детайлира отделната площадка предвидена като предназначение в устройственото решение. То се явява едно по-подробно устройствено решение по отношение показателите и параметрите на застрояване конкретно за даден вид предприятие или няколко предприятия свързани в общ функционален производствен процес.



Фигура 4. Санитарно защитната зона е контактна територия за съответните агростопански УПИ, като изпълнява ветеринарно защитни и санитарно защитни функции - опазване здравето на хората и територията между местата на вредните емисии и границите на жилищната територия

Съгласно ЗРР, се дава целенасочена подкрепа на региони с планински и полупланински характер, както и погранични такива. За целта горепосочените принципи на общовалидност засягат развитието на производствените територии на малките населени места и градовете със средно голям характер под 100 000 жители. Законът третира и насоките по отношение интегрираните планове за градско възстановяване и развитие (ИПГВР), чл.17 т. 9 от ЗРР.

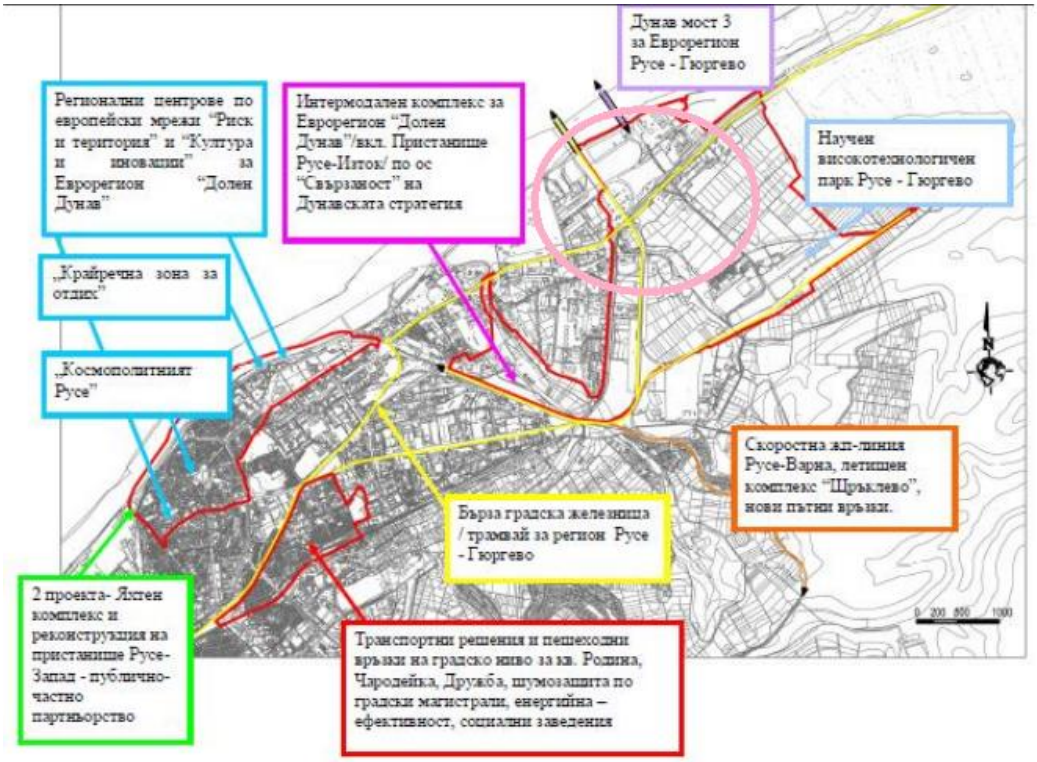
Новото законодателство и нормативната уредба засягаща териториите с аграрно стопански функции(ЗООС, ЗСПЗЗ, ЗУТ и ЗГ, ПП ЗОЗЗ; ППЗСПЗЗ и др.) създадоха рамката за планирането и териториалното структуриране на видовете дейности с аграрно стопански функции, тяхното устройствено планиране и инвестиционно проектиране.

Яркото отражение на тези процеси и тяхното проявяване, се изразява, чрез териториалната локализация на малките предприятия с аграрно стопански функции в рамките на населените места. Стартирането на промените и различията на инвестиционните намерения на бизнеса, доведоха до новата териториална структура на населените места (в частност и на малкия град), което определи и необходимостта от устройствено планиране на същите.

Създаването на нови ОУП се явява задължителна предпоставка за правилната устройствена организация на системата ”труд”, нейното структуриране и функциониране спрямо останалите системи „обитаване” и отдих” в рамките на населените места. Проблемите за по-нататъшна диференциация на предприятията по санитарни вредности, решаване проблема за опазване на средата, в т.ч. и на обработваните земи и териториите с аграрно стопанско предназначение. Интензивността и степента на замърсяване на природната среда зависи не само от характерния състав на промишлените отпадъци, но и от градоустройственото развитие на промишлените обекти.

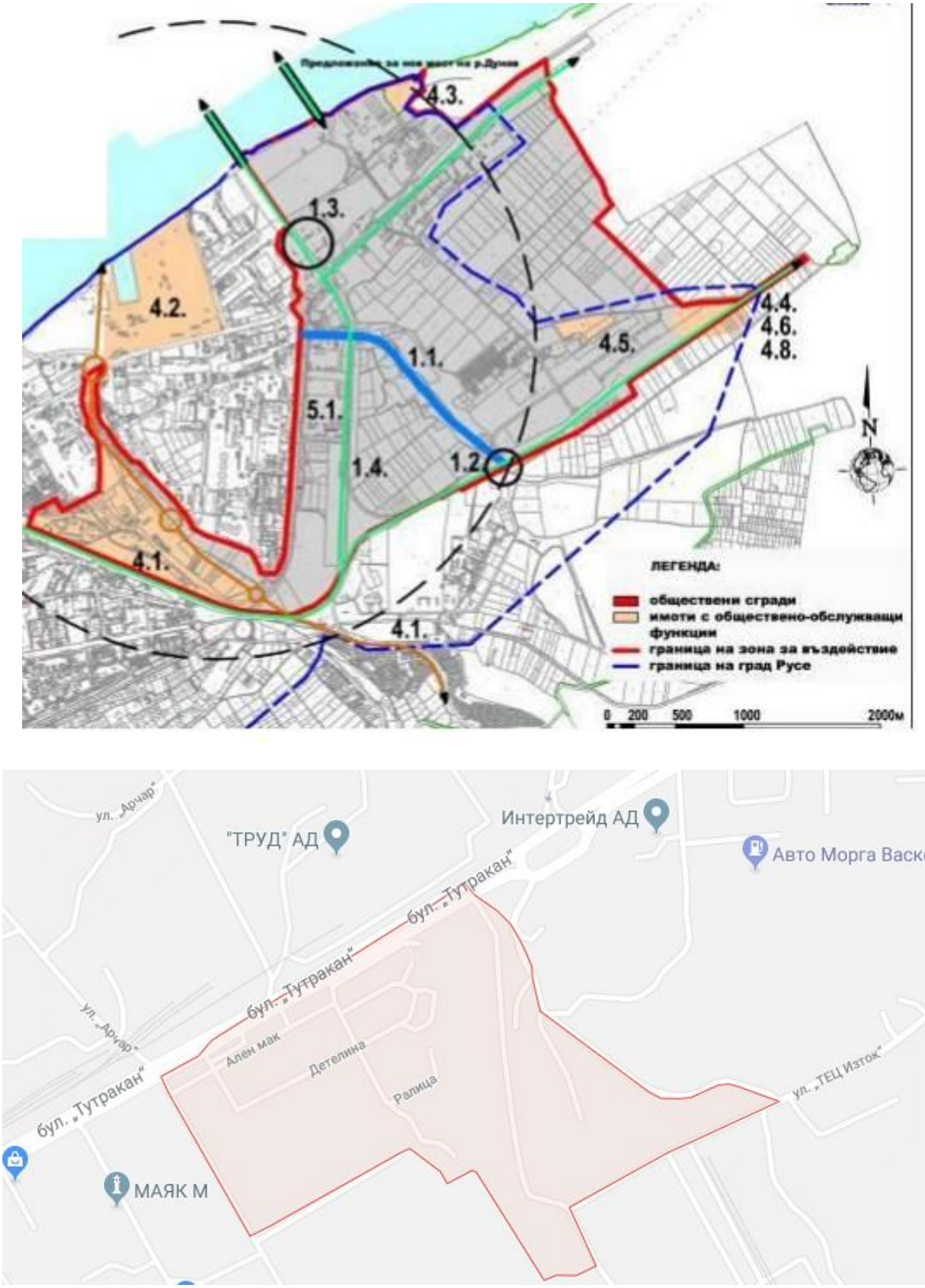
ИПГВР са с основната цел устойчиво и трайно преодоляване на високата концентрация на икономически, природни и социални проблеми, като се определят зони за въздействие, подобрение на икономическото, материалното, социалното и екологичното положение на градската зона и градовете и селищата като цяло; да се подпомогнат осъществяването на дългосрочна визия за развитието на града, чрез реализация на проекти в градски територии и/или подсистеми в неудовлетворително състояние, с негативни тенденции в развитието.

Фигура 5. Обемно-пространствено проучване на микрорайон „Мировяне” по ОУП София територия за хранително-вкусова промишленост и агропроизводства - обемно устройствено проучване. Застрояването е с височина до 15 метра. Ролята на зелената система е изключително важна, зелените цезури имат защитни функции касаещи ветеринарномедицински мерки и санитарно-технически отстояния до жилищните територии. Предвижда се богата контактна зона от зелени площи и спорт между селището и агростопанската територия. Подходящ пример на горепосочените принципи е проектираният ИПГВР-Русе.



Фигура 6 Извадка от ИГПВР с функционални зони на територията и приоритети на развитието им

Фигура 6а. Зона В- интегриран план за градско възстановяване и развитие (източна производствена зона)



Фигура 7. Зона В с потенциал за икономическо развитие

ЗОНА В – зона за въздействие с потенциал за икономическо развитие
Интермодален комплекс по приоритетна ос “Свързаност” на Дунавската стратегия – проекти като Интермодален терминал в Северен централен район на планиране в Русе, вкл. линеен проект за ж.п. и пътна връзка по **“**Пухлево дере**”**; Трети мост на р. Дунав и други
Научен високо-технологичен парк Русе – Дунав 2020
Внедряване на системи за енергийна ефективност в обекта на АРР на областна дирекция на МВР и втора Районна служба на ПБЗН (ОД и РС ПБЗН) Русе, бул.България № 300

Фигура 8. Илюстрацията посочва потенциалните възможности на територията (зона В) за устойчиво развитие на зелената система, като устройствен и композиционен фактор при планирането на същата. Съгласно ИПГВР, част от терените на захарна фабрика Русе и прилежащите имоти, не се третират като цялостна зелена система, което се обуславя от факта, че същите са включени в частни и други имоти. Решаването на проблема за зелената система следва да се третира цялостно, включително и за тях, като паркови зони и такива със санитарно-защитни функции, с ограничено обществено ползване, с оглед ползването на зелените пространства по предназначение.

Фигура 9. Общ изглед на комплекса на захарна фабрика Русе с прилежащи зелени цезури и възможното им развитие в паркови и рекреационни оси. На територията съществуват редица инженерни съоръжения (съдове) за течности, меласа и др. В това отношение архитектурата на инженерните съоръжения следва да се проучи с оглед благоустрояването на индустриалния ландшафт по отношение на носимоспособност, функционалност и естетически критерии. [11] Сградният фонд частично подлежи на устройствена конверсия.

Фигура 10. Илюстрациите посочват състоянието на сградния фонд (административни, жилищни сгради) от комплекса на захарната фабрика, налагащи устройствена конверсия при планиране на територията. Инженерните съоръжения изискват конструктивна намеса по отношение безопасност и защита, както и мерки за евентуално възстановяване и експлоатация. [11]

Фигура 11 Илюстрациите посочват състоянието на сградния фонд (административни, жилищни сгради) от комплекса на захарната фабрика, налагащи устройствена конверсия при планиране на територията.

Фигура 12. Общ поглед на производствени сгради от комплекса на захарна фабрика Русе. Съществуващият индустриален ландшафт налага основна, от висока степен устройствена намеса.

Фигура 13. Общ поглед на източната производствена територия на град Русе, съгласно ИПГВР, включваща територията на захарната фабрика (зона В на потенциал на икономическо развитие). Съществуващият индустриален ландшафт налага основна, от висока степен устройствена намеса за предприятия на леката, хранително-вкусовата промишленост и агро-земеделски производства. Жилищните квартали също се нуждаят от устройствена конверсия, при запазване на сградния фонд.

Фигура 14. Общ изглед на производствените сгради на захарна фабрика Русе, налагащи устройствена конверсия за нови технологии с нови потенциални възможности. Зелените площи като елемент от зелената система на зоната, следва да бъдат основен композиционен фактор при устройственото планиране на производствения район.

ИЗВОДИ

1. Проектът не третира проблематиката по собствеността на земите, но отчита условията на чл. 16 от ЗУТ, с анализ на някои въпроси по оптимизация на стопанските предприятия, творческото прилагане на нормативната уредба, при планирането с правилата на регулацията и застроителния план на модулен принцип.
2. Независимо от голямата обществена значимост и нуждата на обществеността, в устройствен аспект, от градски паркове, благоустрояване, зелена система, нормативната уредба по устройство на територията (ЗУТ), създава известни трудности по допускане на процедура и провеждането и от страна на органите на местната власт в лицето на главен архитект и кмет, свързано с различните обществени интереси на бизнеса като цяло и нормативно-правната уредба по устройство на територията.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Власарев Д., Устройствени и технологични структури за хранително-вкусовата промишленост. На примера на малките и средни предприятия, изд. ВСУ „Любен Каравелов“, С., 2014, 67 с., (ISBN: 978-954-331-053-1)
[2] Власарев Д., Устройствена конверсия на бившите селскостопански дворове за нови производства на промишлеността и селското стопанство, благоустрояване и зелена система. На примера на земеделските клъстери от малки и средни предприятия, изд. ВСУ "Любен Каравелов", С., 2018, 111 с., e-book (ISBN: 978-954-331-084-5)
[3] Власарев Д., Териториално-устройствено проектиране за сгради и комплекси на хранително-вкусовата промишленост и земеделието, изд. ВСУ „Любен Каравелов“, С., 2014, 109с., (ISBN:978-954-331-056-2)
[4] Власарев Д. Зелената система на малките производствени зони и микрорайони от земеделието и хранителната промишленост. Изд. ВСУ „Любен Каравелов“, София, 2014,107с., (ISBN:978-954-331-059-3)
[5] Власарев Д., Клъстерни структури в земеделието, агроекология и биоземеделие, XVII Международна научна конференция ВСУ„Л. Каравелов“,2017 г., том III 339-344 с. (ISSN 1314-071X)
[6] Власарев Д., Агростопански и индустриални клъстери. Планиране на териториите им в рамките на малките производствени зони и микро райони. Международна научна конференция ВСУ-2016, 15-17 септември 2016г., Варна, стр. 591-596, (ISBN: 978-954-92866-4-0)
[7] Власарев Д., Устройствено планиране на агросопанските клъстери от малките производствени зони и аграрни микро райони. Международна научна конференция ВСУ 2016, 15-17 септември 2016г., Варна, 609-615 с., (ISBN: 978-954-92866-4-0)
[8] Власарев Д., Андреев А., Устройствени решения на малки земеделски клъстери в планинските и полупланинските райони, XVI Международна научна конференция ВСУ„Л. Каравелов“, София 2016 г.,III 456 с., (ISSN 1314-071X)
[9] Закон за устройство на територията, МРРБ, обн. ДВ. бр.1/02.01.2001 г., изм. и доп. ДВ. бр. 53/27.06.2014 г.
[10] Манчева Б., Аграрни сгради и комплекси, ИК „Виделина“, С., 2014, 122 с. (ISBN: 978-954-8925-89-1)
[11] Георгиев Г., Цветков Ст., Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции по Еврокодове, част Първа, глава Първа, Общи сведения за анализ и конструиране на специални стоманобетонни конструкции, ВСУ, С., 2014 ISBN: 978-954-331-057-9

ДОПУСТИМИ ОТКЛОНЕНИЯ ПРИ ИЗПЪЛНЕНИЕТО НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ

Лъчезар Хрисчев[1], Делян Тодоров[2], Кристиан Спасов[3]

GEOMETRIC TOLERANCES IN EXECUTION OF CONCRETE STRUCTURES

Lachezar Hrischev[1], Deljan Todorov[2], Kristian Spasov[3]

Abstract:
Reinforced concrete structures and their components must be within the geometric tolerances to avoid unacceptable effects in terms of mechanical resistance and stability during the construction and during the lifetime. This paper reviews the permissible geometrical tolerances, regulated in EN 13670 Execution of concrete and reinforced concrete constructions, the National annex to EN 13670 and Ordinance №3 for the control and acceptance of concrete and reinforced concrete structures. A comparison of some regulated tolerances, such as flatness, dimensions of the cross-section, displacement of the planes and the lines of their crossing, with respect to the wall and column, tolerances between the axes and other is made. An analysis of the requirements of the normative documents has been made, with specific summaries and conclusions.

Keywords:
Reinforced Concrete Structures, Elements, Geometric Tolerances.

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Изпълнението на бетонните и стоманобетонните работи включва няколко комплексни строителни процеса: кофриране на конструкциите; подготовка и монтиране на армировката в кофража; приготвяне и полагане на бетонната смес, в т.ч. уплътняване и отлежаване; декофриране и др. Неразделна част от дейностите по изпълнението са също тяхното контролиране и документиране. Съществен елемент на контрола при

[1] Лъчезар Хрисчев, доц. д-р инж., катедра „Технология и механизация на строителството”, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: l.hrischev@abv.bg;
Lachezar Hrischev, Assoc. Prof. Dr. Eng., Department „Construction Technology and Mechanization”, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: l.hrischev@abv.bg.
[2] Делян Тодоров, инж., студент ОКС Магистър , Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: delqn_tod@abv.bg;
Deljan Todorov, Eng., Student, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: delqn_tod@abv.bg.
[3] Кристиан Спасов, инж., студент ОКС Магистър, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: kristiyan.spasov93@gmail.com;
Kristian Spasov, Eng., Student, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: kristiyan.spasov93@gmail.com.

изпълнението и приемането на стоманобетонни конструкции е контрола на геометричните толеранси. Завършената конструкция трябва да бъде в границите на максимално допустимите отклонения, за да се избегнат недопустими влияния по отношение на механично съпротивление и устойчивост в рамките на експлоатационния период, експлоатационни характеристики по време на използването на конструкцията и др.

Към настоящия момент, изисквания към измерването и оценката на допустимите отклонения са регламентирани в БДС EN 13670 Изпълнение на бетонни и стоманобетонни конструкции [1], в националното приложение към БДС EN 13670 [2] и в Наредба №3 за контрол и приемане на бетонни и стоманобетонни конструкции [3]. Следва да се има предвид, че БДС EN 1992 Еврокод 2 е предназначен за използване съвместно с БДС EN 13670. Задължителна предпоставка, за осигуряване на конструкциите в рамките на експлоатационния период, е спазването на изискванията за изпълнение на строителните работи, дадени в БДС EN 13670 [4].

В статията са разгледани, сравнени и анализирани, част от допустими отклонения, регламентирани в действащите у нас нормативни документи, като акцента е поставен върху изискванията към монолитните стоманобетонни конструкции.

2. ДОПУСТИМИ ОТКЛОНЕНИЯ СЪГЛАСНО БДС EN 13670

2.1. Общи положения

Стандартът регламентира, че допустимото отклонение представлява допустимата алгебрична разлика между граничните стойности на даден размер и съответния сравнителен размер. Толерансът представлява разликата между горната и долната граница на размера. Той е абсолютна стойност без знак и обикновено се изразява като абсолютна стойност на „сумата от ± допустимите отклонения”.

Ако има няколко различни изисквания, които се отнасят за дадено геометрично отклонение, се прилага най-строгият толеранс. Изискванията се отнасят за цялата конструкция. Когато в конструкцията са включени отделни компоненти, всяка междинна проверка на тези компоненти трябва да е подчинена на крайната проверка на завършената конструкция.

Стандартът не дава изисквания за съчетаването на конструктивните толеранси с конструктивни деформации. Допустимите отклонения са валидни, преди да започнат деформации, предизвикани от натоварване и дълговременна употреба, освен ако в проекта за изпълнение на е определено друго.

Толерансите за разположение в план се отнасят към вторични реперни линии в план. Толерансите за разположение по ниво се се отнасят към вторични хоризонти, например реперни точки. Реперните линии в план и вторичните хоризонти следва да бъдат посочени в проекта за изпълнение

Завършената конструкция трябва да бъде в границите на максимално допустимите отклонения, за да се избегнат недопустими влияния по отношение на:

- механично съпротивление и устойчивост в етапа на изпълнение и през експлоатационния период;
- експлоатационни характеристики по време на използването на конструкцията и др.[1].

2.1.1 Осигуряване на механичното съпротивление и устойчивост, и изискваното ниво на безопасност на стоманобнетонните конструкции

Гарантира се чрез прилагането на два типа толеранси – нормални и специални. Нормалните толеранси (толеранси клас 1), са основните граници за геометричните отклонения, които осигуряват конструкцията да удоволетворява проектните изисквания и

да постига изискванията за функционалност на строежа. Специални толеранси са всички, различни от нормалните. Толеранси клас 1 се приемат за нормални толеранси. При тяхното спазване се постигат проектните предпоставки на БДС EN 1992 и изискваното ниво на безопасност, и са свързани с частните коефициенти на материалите, дадени в т.2.4.2.4 на БДС EN 1992-1-1. Те се считат за съществени, за да се изпълни изискването за механично съпротивление и устойчивост на конструкциите.

Специални толеранси (толеранси клас 2) би трябвало да се прилагат предимно с намалени коефициенти за материалите, посочени в приложение А на БДС EN 1992-1-1. В тези случаи обаче, в проекта за изпълнение трябва да се изисква документация, доказваща, че предпоставките, направени в конструктивния проект, са действително изпълнени в завършената конструкция.

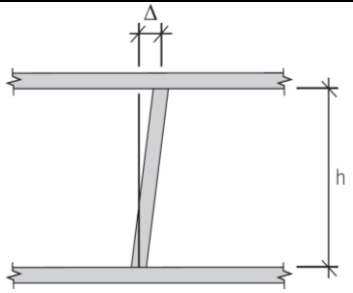
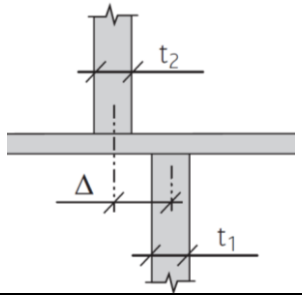
2.1.2 Осигуряване на експлоатационни характеристики по време на използването на конструкцията

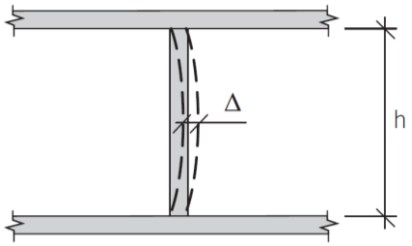
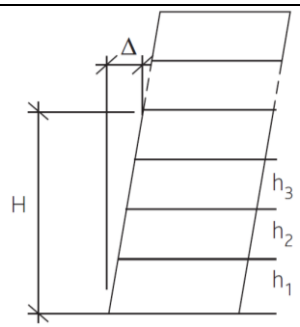
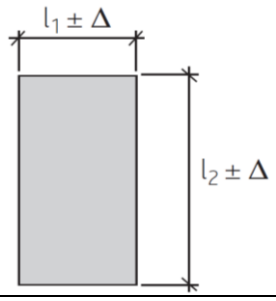
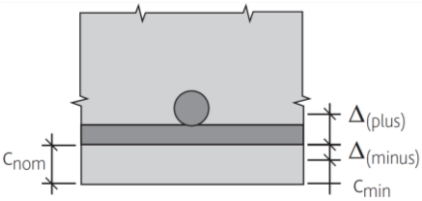
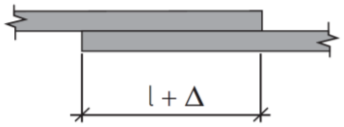
Осигуряването на експлоатационните характеристики, по време на използването на конструкцията, се постига чрез прилагане на стойностите, регламетирани в приложение G на БДС EN 13670. В проекта за изпълнение може да са дадени стойности за допустими геометрични отклонения по отношение на експлоатационни характеристики, но ако такива изрично не са посочени, следва да се прилагат толерансите, дадени именно в приложение G. Тези толеранси дават съвместимост по местоположение на експлоатационните характеристики. Приема се, че те се отнасят за геометрични величини, които оказват слабо влияние върху конструкцията.

2.2 Допустими отклонения за осигуряване на механичното съпротивление и устойчивост, и изискваното ниво на безопасност на стоманобнетонните конструкции

БДС EN 13670 регламентира допустими отклонения за стени, колони, греди, плочи, както и изисквания към напречните сечения на стоманобетонните елементи, бетонното покритие и позициите на армировката. Някои характерни стойности са представени в таблица 1.

Таблица 1. Допустими отклонения за осигуряване на механичното съпротивление и устойчивост на стоманобнетонните конструкции [1].

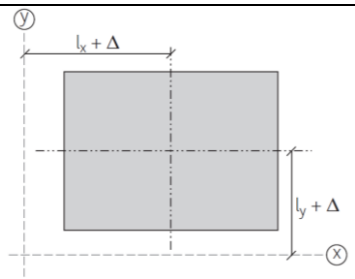
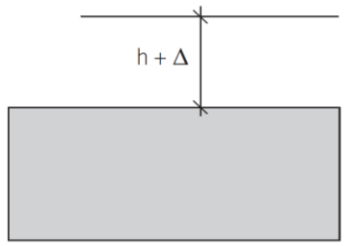
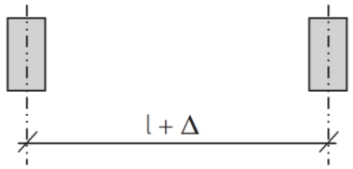
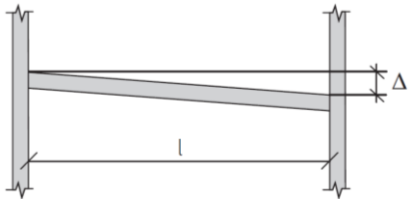
N	Вид на отклонението	Описание	Допустимо откло-нение Δ
			Толеранс 1
1		Изместване от вертикалността на колони или стени на кое да е ниво H < 10.0 m H > 10.0 m	По-голямото от 15 mm или h/400 25 mm или h /600
2		Отклонение между осите	По-голямото от t/30 или 15 mm, но не повече от 30 mm

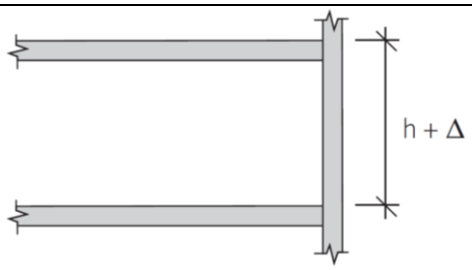
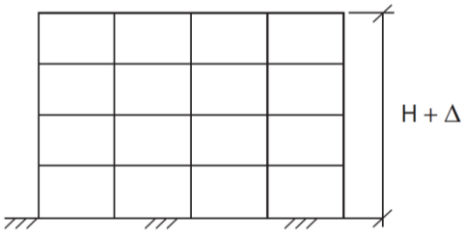
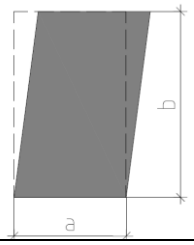
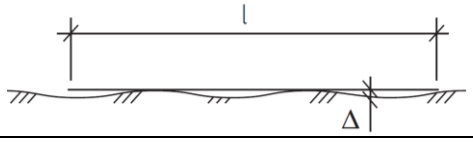
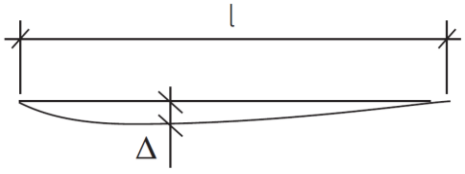
	$t = (t_1+t_2)/2$			
3		Огъване на колона или стена между два сесъдни етажа	По-голямото от h/300 или 15 mm, но не повече от 30 mm	
4	 Σh_i - сума от височината на разглежданите етажи	Положение на колона или стена на кое да е етажно ниво, спрямо вертикалната линия през зададен център на нивото на основите за многоетажна конструкция n е броят на етажите, където n > 1	По-малкото от 50 mm или $\Sigma h_i /(200\ n^{1/2})$	
			Толеранс 1	Толеранс 2
5		Размери на напречното сечение (приложимо при греди, плочи и колони) l_i < 150 mm l_i = 400 mm l_i > 2500 mm с линейна интерполация за междинните стойности	 ± 10 mm ± 15 mm ± 30 mm	 ± 5 mm ± 10 mm ± 30 mm
6	 <u>Изискване</u> $C_{nom} + \Delta C_{(plus)} > C > C_{nom} - [\Delta C_{(minus)}]$	Положение на обикн. армировка Δ C(plus) h ≤ 150 mm h = 400 mm h ≥ 25 00 mm с линейна интерполация за междинни стойности	 + 10 mm + 15 mm + 25 mm	 + 5 mm + 10 mm + 20 mm
7	$C_{(minus)}$ = изисквано минимално покритие C = номинално покритие	$\Delta C_{(minus)}$	ΔC_{dev} (10mm)	ΔC_{dev} (10mm)
8		Снаждане на армировка със застъпване *l* = дължина на застъпване	- 0.06 *l*	

2.3. Допустими отлонения за осигуряване на експлоатационните характеристики по време на използването на конструкцията

В стандарта са регламентирани допустими отклонения, отнасящи се за фундаменти, стени, колони, греди, плочи, както и изисквания към напречните сечения, толеранси на повърхности и ръбове, отвори и вложки. Някои характерни стойности са представени в таблица 2.

Таблица 2. Допустими отклонения за осигуряване на експлоатационните характеристики по време на използването на конструкцията [1].

N	Вид на отклонението	Описание	Допустимо откло-нение Δ
			Толеранс 1
1	 x (y) - вторична реперна линия по направление x (y)	Положение в план, отнесено към вторични реперни линии 1/ за основи (фундаменти) 2/ за колони 3/ за стени	 ± 25 mm ± 25 mm ± 25 mm
2		Положение във вертикално направление на основа (фундамент), отнесено към вторичен нивелачен репер	± 20 mm
3		Светло разстояние между съседни колони или стени	По - голямото от ± 20 mm или L/600, но не повече от 60 mm
4		Наклон на греда или плоча	± (10 *l*/500) mm

5		Разлика от проектното разстояние между нивата на съседни плочи, мерено в точките на подпиране	± 20 mm
6		Ниво на най-горния етаж, мерено към вторичен реперен хоризонт при H ≤ 20m при H > 20m	 ±20 mm ±0,5(H+20), но не повече от 20 mm
7		Скосеност на напречното сечение	По-голямото от ± a/25 или ± b/25, но не повече от ± 30 mm
8	Кофрирани или загладени повърхности: общо местно Некофрирани повърхности: общо местно 	Равнинност *l* = 2.00 m *l* = 0.2 m *l* = 2.00 m *l* = 0.2 m	 9 mm 4 mm 15 mm 6 mm
9		Отклонения на ръб от права линия За дължини: *l* < 1.00 m *l* > 1.00 m	 ± 8 mm ± 8 mm/m, но не повече от 20 mm

3. ДОПУСТИМИ ОТКЛОНЕНИЯ СЪГЛАСНО НАРЕДБА №3 ЗА КОНТРОЛ И ПРИЕМАНЕ НА БЕТОННИ И СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ И БДС EN 13670/NA

3.1. Общи положения

В Наредба №3 за контрол и приемане на бетонни и стоманобетонни конструкции са регламентирани допустимите отклонения при изпълнение на кофражни работи, в т.ч. допустимите отклонения при изпълнението на кофражи и скелета, отклоненията от размерите и разположението на елементите на заварените съединения и на вбетонираните части, при монтажа на армировката, монтажни работи при конструкции от готови бетонни и стоманобетонни елементи, както и изискванията към допустимите отклонения към завършените вече стоманобетонни конструкции и техните елементи. Всички те се прилагат, когато в проекта няма конкретно предписани допустими отклонения. Със спазване изискванията на наредбата се приема, че изпълнението на бетонните и стоманобетонните конструкции осигурява надеждност и безопасна експлоатация на сградите и съоръженията [3].

В националното приложение към БДС EN 13670 също са дадени конкретни указания за геометрични толеранси. Те имат отношение към приложение G и са свързани с осигуряването на експлоатационните характеристики, по време на използването на конструкцията. Даддени са конкретни национални изисквания към допустимите отклонения при изпълнение на кофражни работи, армировъчни и монтажни работи, и изисквания към допустимите отклонения към завършените вече стоманобетонни конструкции.

3.2 Стойности на допустимите отклонения

Някои характерни стойности, отнасящи се до изпълнението на монолитни стоманобетонни конструкции, са представени в табл.3 и табл.4.

Таблица 3. Изисквания към изпълнение на армировъчни работи при армиране на стоманобетонни конструкции и елементи [2,3]

Предмет на изискването	Доп. отклонение
1. Носещи пръти в равнината на редовете за:	
а) колони, греди и дъги	± 10 mm
б) плочи, стени и фундаменти	± 20 mm
в) елементи с височина над 1000 mm	± 30 mm
2. Носещи пръти по височина на сечението:	
а) до 100 mm	± 3 mm
б) от 100 до 1000 mm	± 5 mm
в) над 1000 mm	± 20 mm
3. Стремена	± 10 mm
4.Разпределителни пръти за:	
а) плочи, стени и фундаменти	± 25 mm
б) елементи с височина над 1000 mm	± 40 mm
5. Огънати пръти - изместване на огъвката	± 10 mm
6. Бетонно покритие	от 0 до +5 mm

Таблица 4. Изисквания към изпълнението на готовите стоманобетонни конструкции и елементи [2, 3]

Предмет на изискването	Допустимо отклонение
1. Отклонение на плоскостите и линиите на тяхното пресичане спрямо вертикалата или от проектния наклон по цялата височина на конструкцията:	
а) за фундаменти	± 20 mm
б) за стени и колони, поддържащи монолитни подови и покривни конструкции	± 15 mm
в) за стени и колони, поддържащи сглобяеми гредови конструкции	± 10 mm
г) за стени на греди и съоръжения, изпълнени с едроразмерен кофраж	1/1000 от h, но не повече от 50 mm
2. Местни отклонения от проектната повърхност на елемента при проверка на конструкцията с рейка с дължина 2 m, освен опорните повърхности	± 5 mm
3. Отклонение в дължината при светлия отвор на елемента	± 20 mm
4.Отклонение в размерите на напречното сечение на елемента	от -3 до +6mm
5. Отместване на геометричните оси на конструкцията:	
а) за фундаменти	± 15 mm
б) за стени и колони	± 8 mm
в) за греди и дъги	± 10 mm

4. АНАЛИЗ НА ИЗИСКВАНИЯТА НА НОРМАТИВНИТЕ ДОКУМЕНТИ

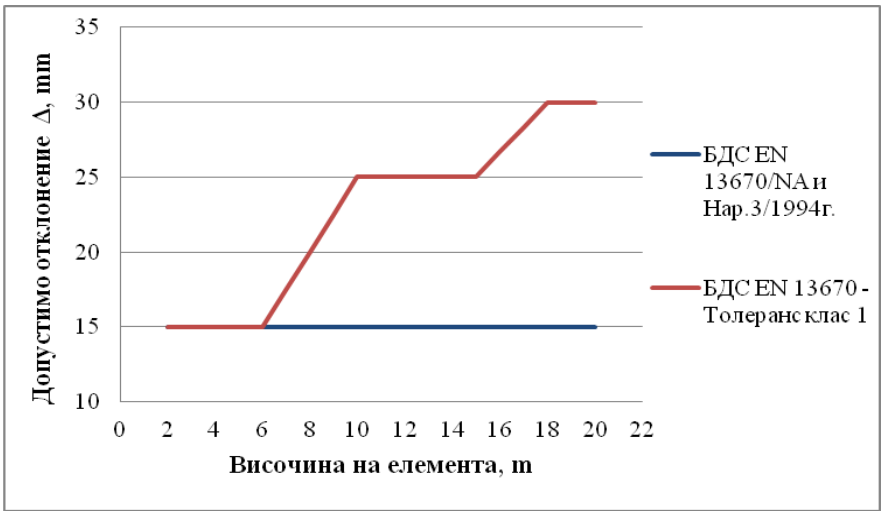
Предвид на това, че БДС EN 1992 е предназначен за използване съвместно с БДС EN 13670, то при изпълнението на конструкции, проектирани съгласно Еврокод 2, е необходимо да се съблюдават изискванията на БДС EN 13670 и БДС EN 13670/NA. При проектиране на стоманобетонни конструкции съгласно Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции (НПБСК), следва да се прилагат изискванията на Наредба №3 за контрол и приемане на бетонни и стоманобетонни конструкции.

Извършения преглед, на действалите в близкото минало правила за изпълнение и приемане на строителните и монтажните работи [5,6] показа, че няма генерална разлика между изискванията за допустими отклонения регламентирани в тях и тези в Наредба №3. От друга страна, геометричните толеранси регламентирани в БДС EN 13670/NA се припокриват напълно с допустимите отклонения, посочени в Наредба №3 за контрол и приемане на бетонни и стоманобетонни конструкции. Прави впечатление също, че националното приложение към БДС EN 13670 не е посочен класът на толеранса. Това респективно изисква неговото изрично упомоневане, в проекта за изпълнение.

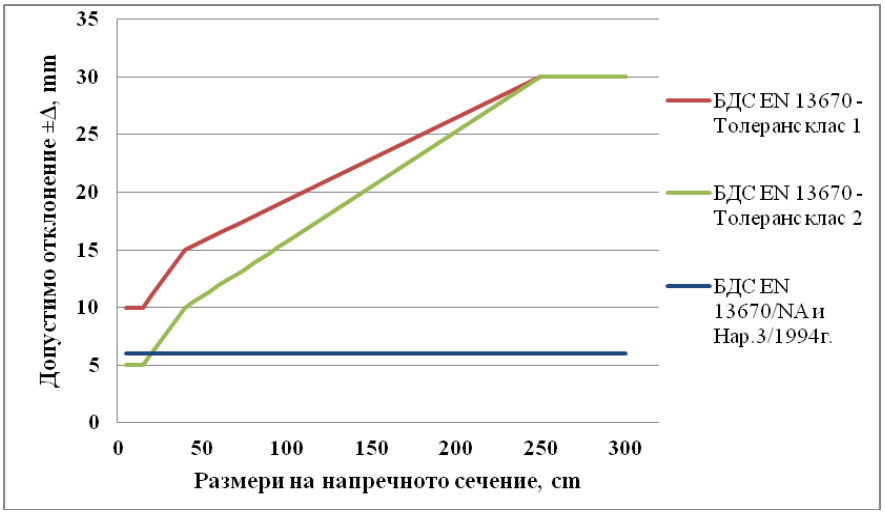
Анализирайки изискванията на действащите нормативни документи може да се каже, че в основния текст на БДС EN 13670 са регламентирани по-голям брой допустими отклонения по отношение геометрията на изпълнените стоманобетонни елементи, спрямо тези, дадени в БДС EN 13670/NA и Наредба №3/1994г. От друга страна, в БДС EN 13670/NA и Наредба №3/1994г. много по-подробно са посочени изискванията към изпълнение на армировъчни работи при армиране на стоманобетонни конструкции и елементи.

Допустими отклонения по отношение на местни отклониния, отклонения в размерите на напречното сечение, отместване и отклонение от геометричните оси на

конструкцията, изместване от вертикалността на колони или стени и бетонно покритие на армировката са регламентирани и в основния стандарт, и в националното приложение към него. Предписанията за допустими отклонения обаче, дадени в БДС EN 13670/NA и Наредба №3/1994г. са по-строги, спрямо тези дадени в основния текст на БДС EN 13670. По отношение на изискванията за бетонното покритие на армировката и отклоненията в размерите на напречното сечение на елемента, стойностите дадени в националното приложение са по-строги от тези, отнасящи се за Толеранси клас 2, дадени в основния текст на стандарта (вж. фиг.1 и фиг.2).



Фигура 1. Допустими отклонения за изместване от вертикалността на колони или стени



Фигура 2. Допустими отклонения към бетонното покритие на армировката

Допустими отклонения по отношение на светло разстояние между съседни колони или стени, огъване на колона или стена между два съседни етажа, наклон на греда или плоча, скосеност на напречното сечение, ниво на най-горния етаж, мерено към вторичен реперен хоризонт и др. са регламентирани само в БДС EN 13670, но не и в Наредба № 3.

Разглеждайки изискванията регламентирани в БДС EN 13670, БДС EN 13670/NA и Наредба №3/1994г., (вж. табл. 1 - 4) прави впечатление, че в основния текст на стандарта и в националното приложение към него, за аналогични допустими отклонения се използват различни описания. Това би могло да доведе до известни затруднения, особено при контрола по ефективното прилагане на изискванията на отделните нормативни документи. В европейската практика са налице примери за въвеждане както на по-строги, така и на

допълнителни национални изисквания към допустимите отклонения [7]. Същите обаче са в съответствие с възприетите в EN 13670 постановки, термини и определения.

Цялостният преглед на Наредба №3/1994г. показва, че се използват термини, които не съответстват на терминологията регламентирана и утвърдена в настоящата строителна практика. Такива например са записите, свързани с необходимостта от представяне на „сертификати” за „строителните материали”, задължения на „изпълнителя” и „собственика (инвеститора)” и др. Също така, в наредбата са регламентирани изисквания за съставяне на редица актове, които обаче се припокриват като съдържание с някои от актовете по Наредба № 3/2003 г. за съставяне на актове и протоколи по време на строителството. В тази връзка е необходим цялостен преглед на наредбата, с отчитане на съвременните тенденции и промени.

5. ИЗВОДИ

Въз основа на изършения анализ на действащите нормативни документи, свързани с приемането и окачествяването на изпълнените стоманобетонни конструкции, могат да се формулират следните основни изводи:

1. При изпълнението на конструкции, проектирани съгласно Еврокод 2, е необходимо да се съблюдават изискванията на БДС EN 13670 и БДС EN 13670/NA. При проектиране на стоманобетонни конструкции съгласно НПБСК, следва да се прилагат изискванията на Наредба №3 за контрол и приемане на бетонни и стоманобетонни конструкции;
2. В основния текст на БДС EN 13670 са регламентирани по-голям брой допустими отклонения, по отношение геометрията на изпълнените монолитни стоманобетонни елементи и конструкции, спрямо тези, дадени в БДС EN 13670/NA и Наредба №3/1994г.
3. В националното приложение към стандарта и Наредба №3/1994 г., много по-подробно са посочени изискванията към изпълнение на армировъчни работи при армиране на стоманобетонни конструкции и елементи;
4. Предписанията за допустими отклонения, дадени в БДС EN 13670/NA и Наредба №3/1994 г. са по-строги, спрямо тези дадени в основния текст на БДС EN 13670;
5. Необходим цялостен преглед на наредбата, с оглед нейното хармонизиране с актуалните нормативни изисквания, термини и определения.

ЛИТЕРАТУРА

[1] БДС EN 13670:2009 Изпълнение на бетонни и стоманобетонни конструкции.
[2] БДС EN 13670:2009/NA:2015 Изпълнение на бетонни и стоманобетонни конструкции. Национално приложение (NA).
[3] Наредба №3 от 25 ноември 1994г. за контрол и приемане на бетонни и стоманобетонни конструкции.
[4] БДС EN 1992-1-1 Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 1-1: Общи правила и правила за сгради.
[5] Правилник за изпълнение и приемане на строителните и монтажните работи, раздел III "Бетонови и стоманобетонови работи", Бюлетин за строителство и архитектура, кн. 2, 1981.
[6] Правилник за извършване и приемане на строителните и монтажните работи, раздел "Бетонни и стоманобетонни работи", 1970.
[7] UK Concrete Structures Group, National Structural Concrete Specification, Fourth edition, Surrey, UK, 2010.

ДЪРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ В НЕБЕСАТА

Полина Неделчева[1], Дария Михалева[2]

TIMBER CONSTRUCTIONS IN THE SKY

Polina Nedelcheva, Dariya Mihaleva

Abstract:
Student residence Brock Commons at the University of British Columbia in Vancouver has been topped off, making it the world's tallest wood building. The 18-story tower was completed in less than 70 days using prefabricated components. With a reinforced concrete ground floor and two reinforced concrete cores, the wood tower is 14 stories taller than any other mass timber, steel and reinforced concrete hybrid project in the world. This report presents the highlights of the construction.

Keywords:
Mass Timber Construction, Hybrid Construction, Skyscraper, Wood Tower

1. ВЪВЕДЕНИЕ

Brock Commons е 18 етажно общежитие към университета Британска Колумбия, разположено на голям горист полуостров в западната част на Ванкувър, Канада на около 400 м от брега на океана. Изградено е предимно от дървена конструкция и е най-високата сграда от рода си.

Сградата е висока 58 м с конструктивна височина на типовите етажи 2,81 м и 5 м на партерния етаж. Размерите на сградата в план са 56/15 м, застроената площ е 840 кв. м, разгънатата застроена площ е 15120 кв. м и площта на имота е 2315 кв. м. Цялата инвестиция за сградата заедно с такси, разрешителни и прочие е $51млн.

Конструкцията се състои от 17 етажа с петслойни CLT подови панели, GLULAM и PSL колони, стоманобетонови фундаменти, стоманобетонна плоча на 2-ри етаж, две стоманобетонни ядра (шахтите на асансьори и стълбищни клетки) и класически метален покрив. Подовите панели са точково подпрени на колони с растер 2,85 м на 4,00 м. Греди не са необходими поради възможностите на CLT панелите да поемат възникналите усилия

[1] Полина Неделчева, арх., студент, катедра „Строителство на сгради и съоръжения”, Архитектурен факултет, Варненски свободен университет „Черноризец Храбър”, гр. Варна, *e-mail:* polinamihaylova@gmail.com;
Polina Nedelcheva, Arch., student, Department of Construction of Buildings and Facilities, Faculty of Architecture, Varna Free University "Chernorizets Hrabar", Varna, Bulgaria, *e-mail:* polinamihaylova@gmail.com.
[2] Дария Михалева, доц. д-р инж., катедра „Строителство на сгради и съоръжения”, Архитектурен факултет, Варненски свободен университет „Черноризец Храбър”, гр. Варна, *e-mail:* dariyamihaleva@gmail.com;
Dariya Mihaleva, Assoc. Prof. PhD, Eng., Department of Construction of Buildings and Facilities, Faculty of Architecture, Varna Free University "Chernorizets Hrabar", Varna, Bulgaria, *e-mail:* dariyamihaleva@gmail.com.

предвид структурата си (слоевете са перпендикулярно един на друг). Двете стоманобетонни ядра поемат сеизмичното и ветрово натоварване.

Фигура 1. Най-високата сграда с носеща дървена конструкция

2. ПРЕДПОСТАВКИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

Университетът на Британска Колумбия е приел за своя философия екологично и устойчиво развитие, окуражаването на иновациите, не само в образованието, но и в изграждането на сградния и инфраструктурния фонд на кампуса. Поради голямата нужда от жилищни сгради в последните години, стремежът към природосъобразно развитие и външно финансиране се стига до решението за изграждане на високо общежитие с хибридна конструкция - предимно от дърво, с цел доказване на ефективността на небостъргач от този тип.

Изготвянето на проектната документация отнема общо 11 месеца от началото до първата копка.

3. КОНЦЕПЦИЯ НА КОНСТРУКЦИЯТА

Главна цел е конструкцията да бъде проста и забележителна: фабрично изработени елементи (подове, стени, колони), които да бъдат сглобени на място с минимална работна ръка, механизация и време. Изграждането на изцяло дървена конструкция не е невъзможна, но би коствало повече средства и време за проектиране и изпитване. Поради тази причина се стига до решение за смесена конструкция и целесъобразно използване на строителните материали.

3.1. Покривна конструкция

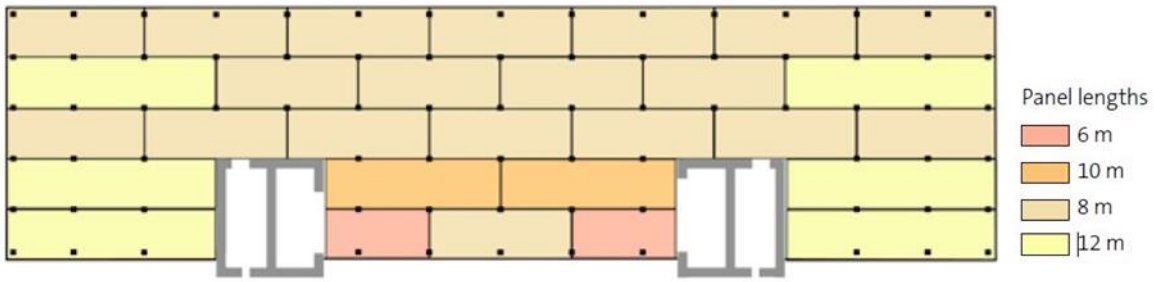
Покривът е от профилирана ламарина и стоманени греди, които са подпрени върху GLULAM колони. Избран е стоманен покрив, за да се избегне инфилтрация на влага.

3.2. Колони

Подовите плочи и покривът се подпират от GLULAM (glue-laminated timber) и PSL (parallel strand lumber) колони, разположени през 2,85 м в едното и през 4 м в другото направление. В долните нива (от 2-ри до 9-ти етаж) GLULAM колоните са с напречно сечение 265x265 мм, а в горните (от 10-ти етаж нагоре) - 265x215 мм. В местата с по-големи натоварвания в средата на подовите плочи от 2-ри до 5-ти етаж се използват PSL колони с напречно сечение 265x265 мм.

3.3. Подовите плочи

Подовите плочи се състоят от CLT (cross laminated timber) панели, които са ориентирани надлъжно на сградата и са поставени разместени по редове, създавайки диафрагма. Панелите са с дебелина 169 мм, широчина 2,85 м и с различни дължини - 6, 8, 10 и 12 м. На всяко ниво има по 29 панела, като повечето са уникални поради конфигурациите на предварително оформените в тях технологични и инсталационни отвори. Чрез използването на възможностите на CLT панелите да поемат усилията в двете направления (x и y), проектанският екип успява да премахне гредите и осезаемо да намали конструктивната височина на подовите конструкции. Това създава една гладка, точково подпряна безгредова плоча. След разполагане на колоните спрямо архитектурните планове, екипът оптимизира големината и броя на подовите панели, така че необходимата механизация (кулокран) да е минимална, да има малко отпадъчен материал и да се постигне максимална конструктивна ефективност.



Фигура 2. Разположение на подовите панели

3.4. Стоманобетонни ядра

Ванкувър е във висока сеизмична зона. Именно заради това се проектират и изпълняват двете стоманобетонови ядра с дебелина на стените 450 мм, които поемат усилията от сеизмично и ветровото въздействие. Възможно е конструкцията да е изцяло дървена, в която усилията от земетръс и вятър да се поемат чрез CLT стени и дървени рамки, но поради височината на сградата и нейната уникалност за момента, би отнело повече време и финанси, за да се докаже устойчивостта на конструкцията проектно и чрез лабораторни изпитвания.

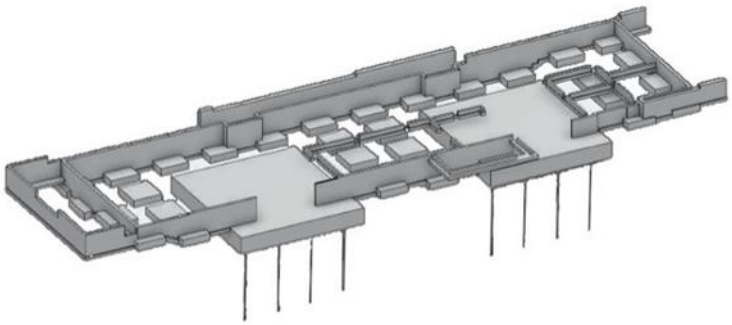
Фигура 3. Визуализация на стоманобетонната конструкция

3.5. Партерен етаж

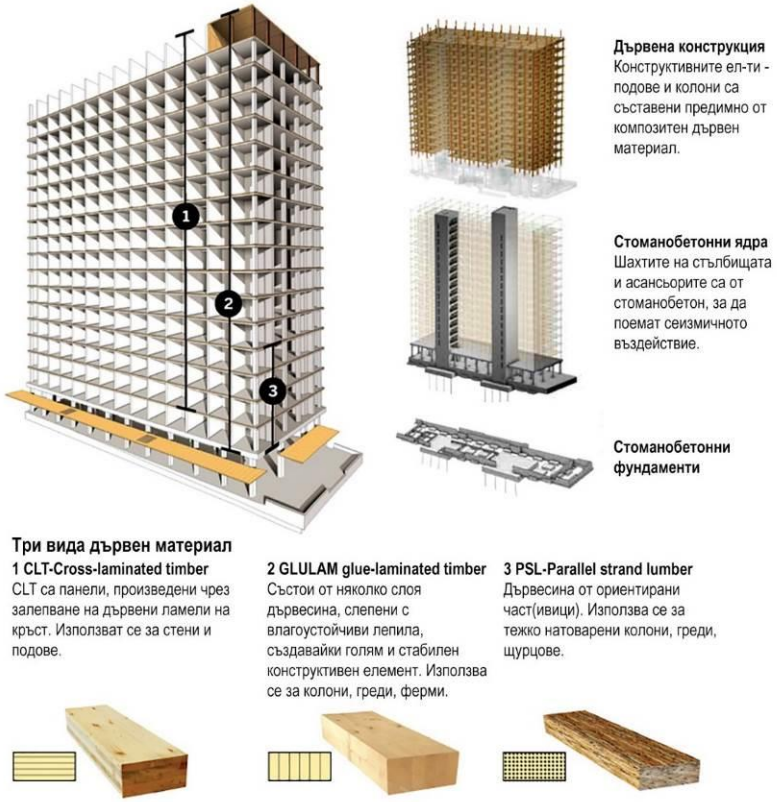
Партерният етаж е разположен на кота ±0.00 м и е изграден изцяло от стоманобетонна конструкция. Основната му функция е да поема натоварванията от дървената конструкция и да ги предаде на фундаментите. Стоманобетонната плоча на второто ниво е с дебелина 600 мм. Необходимостта от изграждането на стоманобетонен партерен етаж е свързана с по-големите подпорни разстояния спрямо тези на дървената конструкция, придаване на коравина и устойчивост на цялата конструкция и необходимостта от огнеустойчиви пространства за разполагане на сервизните помещения.

3.6. Фундаменти

Фундирането на сградата е решено със система от единични фундаменти с размери 2,8x2,8x0,7 м и стоманобетонни стени с дебелина 250 мм върху ивични фундаменти с размери 600x300 мм по периметъра на конструкцията. Под двете стоманобетонни ядра са предвидени фундаментни плочи с дебелина 1,6 м с пилоти, поемащи по 1250 kN.



Фигура 4. Фундиране на сградата



Фигура 5. Видове конструктивни елементи и дървесина

4. ПРЕДИЗВИКАТЕЛСТВА ПО ВРЕМЕ НА ПРОЕКТИРАНЕ И СТРОИТЕЛСТВО

Като във всеки иновативен проект и в този има няколко основни предизвикателства, които трябва да се преодолеят, за да се изпълни обекта.

4.1. Стандарти и строителни кодове

Университетът на Бринтаска Колумбия е юридическо лице с единствена юрисдикция върху земята, сградите и инфраструктура си. На територията на университета действа стандарт, който се базира на Националния строителен стандарт на Канада, но е специално променен за нуждите на университския кампус. Строителният код на Британска Колумбия (BCBC 2012), действащат по време на проектирането, ограничава строителството на дървени сгради до 6 етажа или 18 м височина и разгъната застроена площ до 1200 кв. м, като се изисква напълно обезпечаване със спринклерни системи. Поради тази причина се налага спрециално одобрение на този проект от комисия. Тя разрешава изграждането на сградата при условие да се осигури с конструктивни елементи, които да издържат с 50% по-високо сеизмично въздействие от регламентираното в стандарта.

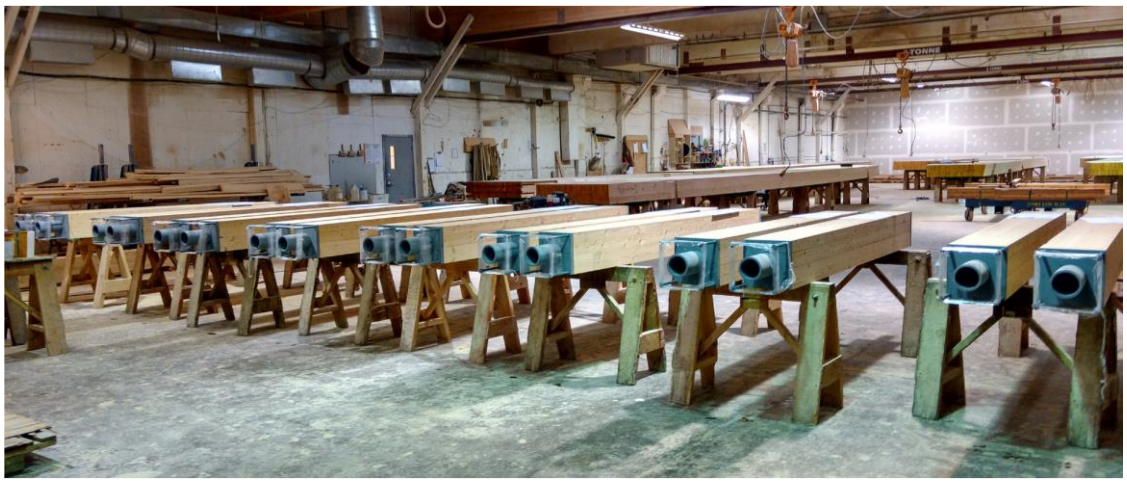
Специално за този проект се изготвят два независими един от друг конструктивни доклада във връзка с устойчивостта на дървения материал, който ще се използва в конструкцията.

Проектирането и строителството на Brock Commons е извършено съгласно:

- Строителен код на Британска Колумбия (British Columbia Building Code 2012);
- Наредба за високите сгради в Университета на Британска Колумбия (UBC Tall Wood Building Regulation);
- Противопожарен код на Британска Колумбия (British Columbia Fire Code 2012);
- Политика на Университета на Британска Колумбия №92 – Използване на земята и разрешения – комплект от норми за развитие и строителни проекти;
- Изисквания за златен сертификат по система LEED;
- Енергиен стандарт за сгради с изключение на ниски жилищни сгради (ASHRAE 90.1-2010).

4.2. Производство на дървените елементи

Основен аспект при строителството на дървената конструкциия са фабрично изготвените елементи – подови панели, стени и колони. Точните и подробни чертежи за монтаж и разкрой са от ключово значение за осигуряване на гладкото производство и безпроблемно сглобяване на строителната площадка. Всички панели и колони са машинно обработени с протоколи за контрол на качеството, за да се осигури по-добър и безпроблемен монтаж на строителния обект.



Фигура 6. Производство на GLULAM колони

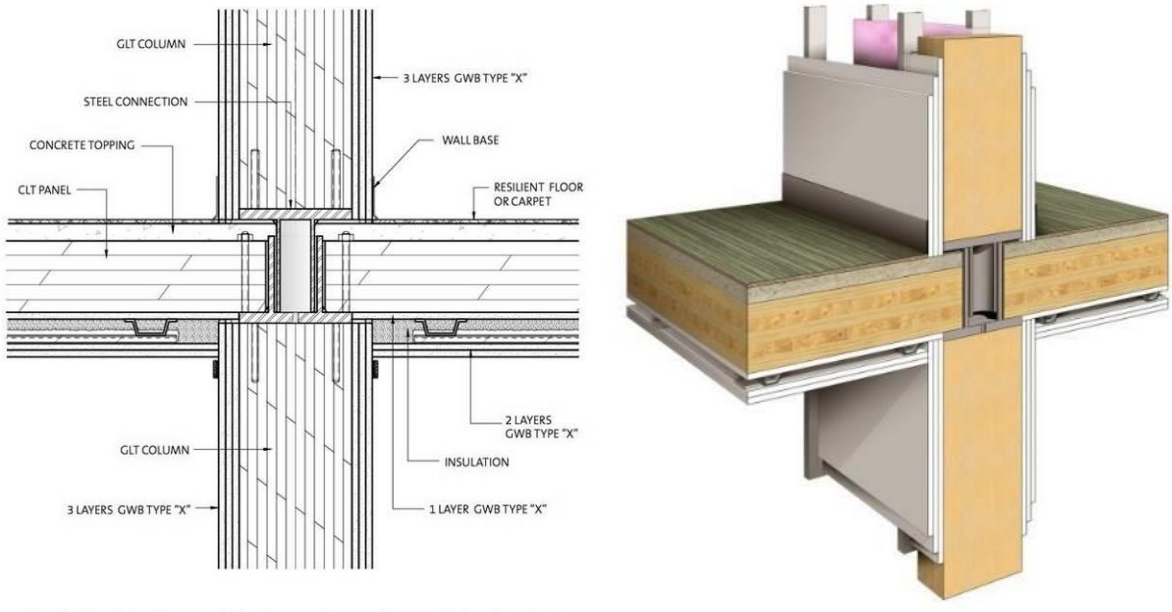
За да се постигне високо ниво на предварителна изработка за всички проектни части, консултант от трета страна моделира сградата и подпомога координирането на проектните документи преди и по време на строителството. 3D моделът, създаден със софтуер, включва напълно подробно конструктивните елементи и връзки, както и електрически и други инсталации и архитектурни детайли. Моделът позволява всички необходими отвори в CLT панелите да бъдат напълно координирани по време на проектирането и да бъдат превърнати в производствените файлове, необходими за машинното рязане.

Отрицателната страна на проектирането на сгради с предварително изготвени елементи в заводски условия е необходимостта от по-пълната и обстойна документация, което е съпроводено с повече време за изготвянето й.

4.3. Безгредова система от CLT панели

При проектирането на безгредовите подови конструкции със CLT панели с перпендикулярни влакна освен основните проверки за обща устойчивост, коравина и огъване, най-голяма тежест има тази за срязване при опорите, тъй като вероятността да настъпи разрушение от срязващи сили е най-голяма.

Проектантският екип извършва 18 изпитвания с различни подпорни разстояния и дебелини на CLT панелите при пълно натоварване. Изпитването е проведено с панели от три потенциални доставчици в лаборатория във Ванкувър. Избраната система е от панели с пет пласта при растер на колоните 2,85/4,00 м.



Фигура 7. Детайл на връзката стена - подови панели и връзката между два подови панела

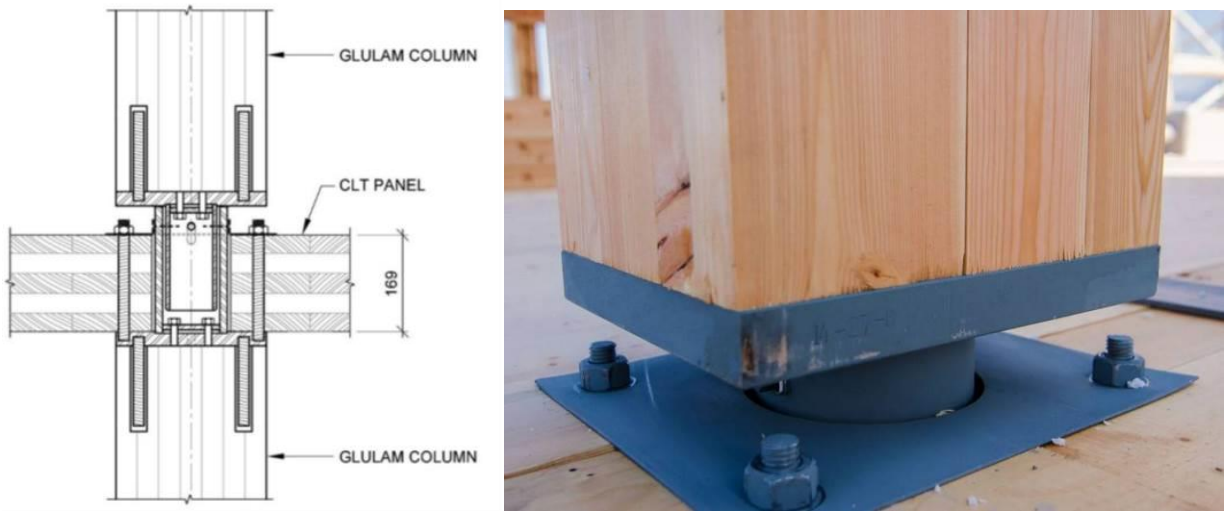
4.4. Смачкване и скъсяване на колоните

При проектирането на високи дървени сгради трябва да се има предвид осовото скъсяване на колоните. При правилно отчитане, то не би оказало голямо влияние върху конструкцията и дългосрочното функциониране на сградата.

Няколко фактора оказват влияние върху смачкването на колоните GLULAM:

- Еластично осово скъсяване от собствено тегло;
- Еластично осово скъсяване от полезен товар;
- Свиване, успоредно на влакната;
- Смачкване на възлите;
- Допустими отклонения в дължината на колоната;
- Пълзене на дървесината.

Ефектите от тези фактори достигат кулминация на покрива, където всички колони отдолу допринасят за скъсяването. За да се намали този ефект, се добавят стоманени плочи с дебелина 1,6 мм във връзките колона с колона на три стратегически нива, получавайки се метален лагер.



Фигура 8. Детайл на връзката колона – подова конструкция и колона-колона

4.5. Макет на конструкцията

За да изпита устойчивостта на конструкцията на предлагания проект, проектантският екип изработва макет в мащаб 1:1 на част от сградата с размери 8 м х 12 м и височина - 2 етажа. Макетът включва няколко типа възли, за да може да се изберат и оптимизират детайлите, използвани в окончателния проект. В допълнение, макетът е използван за разработването и избирането на различни фасадни системи.

Поради ограничението от възможността за работа на само 1 кран на обекта и за да се осигури достатъчно време за производството и транспортирането на дървените елементи, строителният екип, изгражда стоманобетонните ядра в окончателния им размер, преди елементите от дървената конструкция да пристигнат на обекта.

Фигура 9. Построяване на макет в М1:1

5. МОНТИРАНЕ НА КОЛОНИ И НА ПОДОВИ И ФАСАДНИ ПАНЕЛИ

5.1. Последователност при изграждане на конструкцията

Схемата за монтаж на дървената конструкция и фасадната система е извършена в четири фази. Първата фаза включва издигането на всички колони на едно ниво и тяхното укрепване чрез диагонални и хоризонтални пръти, захванати за металните плочи към колоните. Всички колони се качват на етажното ниво с кран и ръчно се поставят по места им. Втората фаза е монтиране на CLT панелите, свързвайки ги със съседните панели. Третата фаза се състои в поставяне на метални елементи върху стоманобетонните ядра и по периферията на подовите плочи, необходими за окачената фасадна система. Четвъртата фаза е монтиране на окачените фасадни пана под работната площадка. Изграждането на дървената конструкция е извършено само за девет седмици.

Фигура 10. Монтаж на GLULAM колони

Фигура 11. Монтаж на CLT подови панели

Фигура 12. Монтаж на фасадни панели

5.2. Мероприятия за защита на конструкцията по време на строителството

По график е било предвидено стоманобетонните ядра да се завършат през зимните и пролетните месеци, за да може дървената конструкция и фасада да се монтират през лятото, когато във Ванкувър почти не вали. За лош късмет това лято има значително количество валежи, което засяга монтажа на първите шест нива. Изпитани са няколко стратегии за защита на CLT панелите от влагата, но най-ефективно се оказва изливането на тънко бетоново покритие върху панелите, което играе ролята на хидроизолация.

Фигура 13. Защита на подовата конструкция от вода

В хода на строителството е в сила цялостен план за превенция и защита от пожар, като се акцентира върху монтажа на конструктивните елементи от слепена дървесина. Оригиналната стратегия разчита на капсулиране на CLT панелите и колоните с гипсокартон тип X. Другите мерки, прилагани по време на строителния процес включват:

- Монтиране на хидранти по стоманобетонните ядра;
- Строителната площадка е организирана така, че да се предотврати натрупването на запалими материали и да се осигури безопасен достъп до изходите;
- Заваръчните работи се извършват преди да се монтира дървената конструкция;
- На двете изходни стълби са монтирани временни противопожарни врати, като изходните пътеки към тях се поддържат постоянно проходими.

6. МОНИТОРИНГ

Поради иновативността на сградата за да се наблюдава бъдещото поведение на конструкцията, тя е снабдена с акселерометри, измерватели на влага и сензори, следящи за вертикални скъсявания.

Акселерометрите са монтирани под някои от междуетажните плочи и на стоманобетонната плоча на 2-ри етаж, както и по стоманобетонните ядра. Те позволят на изследователските екипи да определят хоризонталните трептения на конструкцията при ветрови и сеизмични въздействия. Резултатите ще помогнат да се определи коефициента на затихване за бъдещи хибридни сгради от този тип, и ще бъдат особено полезни за изчисленията при динамично натоварване.

Сензорите за осовото скъсяване на колоните от под до таван на стратегически нива дават възможност за анализ на скъсяването на силно натоварени GLULAM и PSL колони.

В CLT панелите са монтирани измерватели на влага в заводски условия, които събират данни още от поставянето им до края на експлоатацията на сградата.

Фигура 14. Елементи за мониторинг

Системата за мониторинг на сградата, включва сензори за наблюдение на характерни нива в конструкцията, които са показани на фигура 15. По този начин се събират данни за реалното поведение на конструкцията, които могат да послужат за създаване на стандарти и изисквания за проектиране и строителство на високи сгради с дървена носеща конструкция.

Фигура 15. Сензори за наблюдение

7. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Сградите с дървена конструкция от този мащаб носят уникален набор от инженерни и управленски предизвикателства, много от които могат да бъдат преодолени чрез използване на иновативни стратегии за проектиране и строг контрол на качеството.

Според главния строителен инженер Бернард Гафнър, строителството на този тип сгради е с 25% по-бързо от конвенционалното строителство със стоманобетон. Също така предлага с 90% по-малко строителен трафик и изисква 75% по-малко работници на строителната площадка, което прави обекта много по-тих по време на изграждане на сградата. Фактът, че дървената конструкция тежи много по-малко, в сравнение с много други материали също е предимство от конструктивна гледна точка – по-малко натоварване върху фундаментите и по-малки сеизмични сили.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Brock Commons Tallwood House: Construction Overview, University of British Columbia’s Centre for Interactive Research on Sustainability.
[2] Brock Commons Tallwood House: Construction Modelling, University of British Columbia’s Centre for Interactive Research on Sustainability.
[3] Brock Commons Tallwood House: Performance Overview, University of British Columbia’s Centre for Interactive Research on Sustainability.
[4] Brock Commons Phase 1: Code Compliance Case Study, University of British Columbia’s Centre for Interactive Research on Sustainability.
[5] https://www.archdaily.com/879625/inside-vancouvers-brock-commons-the-worlds-tallest-timber-structured-building.
[6] http://www.fastepp.com/index.php/en/projects/2017-11-30-05-30-49/multi-family/ubc-tall-wood-residence.
[7] https://www.naturallywood.com/resources?category=2498&type=All&combine.

ТЕХНОЛОГИЧНИ РЕШЕНИЯ ПРИ ИЗПОЛЗВАНЕ НА СКЕЛЕТА ОТ БАМБУК В ИНДИЯ

Маргарет Трайкова[1], Евгения Богданова[2]

TECHNOLOGICAL SOLUTIONS USING BAMBOO SCAFFOLDING IN INDIA

Margaret Traikova[1], Evgenia Bogdanova[2]

Abstract:
The report examines some examples from India for using bamboo as a traditional scaffolding material. The ways of fixing the individual elements as well as the technology of the bamboo scaffolding have been systematized. A comparative analysis has been made with the scaffolding used in Bulgaria. In conclusion, conclusions are drawn on the applicability of the bamboo scaffolding and proposals have been made to optimize the technology of implementation.

Keywords:
Technology, Bamboo, Scaffolding.

[1] Маргарет Александрова Трайкова, 4 курс „Архитектура“, Архитектурен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: margarettraikova@abv.bg;
Margaret Aleksandrova Traikova, 4 course "Architecture", Faculty of Architecture, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: margarettraikova@abv.bg.
[2] Евгения Богданова, инж., Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, *e-mail*: eng_bogdanova@abv.bg;
Evgenia Bogdanova, Eng., Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: eng_bogdanova@abv.bg.

ПРОЕКТИРАНЕ НА СТОМАНЕНИ ДЪГОВИДНИ ПОКРИВИ

Станислав Цветков[1], Десислав Димитров[2]

DESIGN OF STEEL ARCHED ROOFS

Stanislav Tsvetkov[1], Desislav Dimitrov[2]

Abstract:
More and more often, because of the fast pace of construction and a high level of technology, in Bulgaria are designed and built steel structures "hangar" type roofs - self-supporting, stepping on R.C. foundations or walls. The thin-walled structures are generally shell-shaped, with zero Gaussian curvature. Halls have arc sizes ranging from 10 to 38 m- wide and a minimum arc height of 4 to 15 m, and in length have no technological limitations. The report presents information on the application and production of such steel structures from self-supporting steel, used for: warehouses and production buildings, garages and hangars, etc. kinds. The advantages and disadvantages are compared with the "traditional" constructions, filled with steel profiles.
Shown are details and stages of build for foundations structures (of different sizes) of such constructions. Critical reasoning is regarding the choice of geometric dimensions for the individual elements. Input data and results are shown on a numerical example solved with SAP2000 software product, with specific comments. The necessary dimensional checks were carried out according to Eurocode 3. The report is accompanied by: drawings, color photographs, and charts of M and V-efforts. Finally, the report concludes with a conclusion covering the surveys and example.

Keywords:
Arched Thin-wall Roof Structures, Eurocodes, Checks for the Cross-section.

[1] Станислав Цветков, асистент, инженер, катедра „Строителни конструкции“, Строителен факултет, Висше строително училище „Любен Каравелов“, гр. София, ул. „Суходолска“ №175, *e-mail*: st.cvetkov@vsu.bg;
Stanislav Tsvetkov, Assistant Prof., Department of Building Structures, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „L. Karavelov- Sofia, 175, Suhodolska Str., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: st.cvetkov@vsu.bg.
[2] Десислав Димитров, инж., студент магистър, специалност „Строителство на сгради и съоръжения“, специализация „Строителни конструкции“, катедра „Строителни конструкции“, Строителен факултет, Висше строително училище „Любен Каравелов“, гр. София, ул. „Суходолска“ №175, *e-mail*: de7o@abv.bg;
Desislav Dimitrov, civil engineer (Master’s Degree Student, Building Structures), Department of Building Structures, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „L. Karavelov- Sofia, 175, Suhodolska Str., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: de7o@abv.bg.

ПРОЕКТИРАНЕ НА ВИСОКА СТОМАНОБЕТОННА СГРАДА – ПРОБЛЕМИ И РЕШЕНИЯ

Станислав Цветков[1], Рафаил Рафаилов[2]

DESIGN OF A HIGH R.C. BUILDING – PROBLEMS AND SOLUTIONS

Stanislav Tsvetkov[1], Rafail Rafailov[2]

Abstract:
The report examines the stages of the modal analysis of a high administrative building with 12 overground and 2 underground floors, with a total built-up area of 22660 m2. For the report, the decisions are 3 in number. The first solution is a wall construction system with reinforced concrete cores to the staircase and elevators and structural walls (washers). Concentration in the middle of the vertical elements is extremely unfavorable due to the large area of the floor slabs – 1416 m2, with a maximum distance between columns – 10,80 m. The second solution is a mixed system - the development of a frame construction, while retaining vertical elements from the first solution. Once again, the results obtained are unsatisfactory. The third solution is an addition to the second solution, adding vertical steel X-links on the facades. The results meet the requirements of the standards for design and postulates of Dynamic of the Building Structures. Schemes and drawings of the vertical constructive elements are given, as well as information on connections (variants) between steel and reinforced concrete. Information is given for: Dimensions of elements, materials and impacts. Schemes of the vertical elements are shown schematically in the relevant solutions. Analyzes were performed with the Tower 7 software. The seismic analysis is spectral according to Eurocode 8.

Keywords:
Modal Analysis, Constructive Systems, Eurocode 8.

[1] Станислав Цветков, асистент, инженер, катедра „Строителни конструкции“, Строителен факултет, Висше строително училище „Любен Каравелов“, гр. София, ул. „Суходолска“ №175, *e-mail*: st.cvetkov@vsu.bg;
Stanislav Tsvetkov, Assistant Prof., Department of Building Structures, Faculty of Construction, University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „L. Karavelov- Sofia, 175, Suhodolska Str., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: st.cvetkov@vsu.bg.
[2] Рафаил Рафаилов, арх.-инж., студент, магистър по „Строителство на сгради и съоръжения“, специализация „Строителни конструкции“, катедра „Строителни конструкции“, ВСУ „Л. Каравелов“, София, ул. „Суходолска“ №175, r_rafailov@abv.bg;
Rafail Rafailov, arch.-eng., Department Building Structures, Faculty of Construction,, , University of Structural Engineering and Architecture (VSU) „L. Karavelov- Sofia, 175, Suhodolska Str., 1373 Sofia, Bulgaria; *e-mail*: r_rafailov@abv.bg.

ПРОЕКТИРАНЕ НА ВОДОСНАБДИТЕЛНА И КАНАЛИЗАЦИОННА СИСТЕМА НА ХОТЕЛСКИ КОМПЛЕКС

Янислава Вълкова[1]

DESIGN OF WATER SUPPLY AND SEWERAGE SYSTEM IN HOTEL COMPLEX

Yanislava Valkova[1]

Abstract:
The article discusses the peculiarities of designing the water supply and sewerage system of hotel complexes. The design stages are analyzed and a design solution for a particular site is presented. There are presented technical solutions and details for specific elements of the building installations. As a result, a design model of such objects is proposed.

Keywords:
Building Water Supply System, Building Sewer System, Hotel Complex.

[1] Янислава Евтимова Вълкова, студент, Варненски свободен университет „Черноризец Храбър”, гр. Варна
e-mail: qn4eto_8@abv.bg;
Yanislava Evtimova Valkova, Student, Varna Free University „Chernorizets Hrabar“, Varna, Bulgaria,
e-mail: qn4eto_8@abv.bg.

ИНДЕКС НА АВТОРИТЕ / AUTHORS' INDEX

Абдулахад Е. / Abdulahad E. 622, 633
Абиона О. / Abiona O. 67, 459
Агбеде О. / Agbede O. 67, 459
Адем Н. / Adem N., 68
Адетукаси О. / Adetukasi O. 146, 165
Акею Т. / Akeju T. 262
Ангелиева В. / Angelieva V. 29
Андонова В. / Andonova V. 305
Апостолска Р. / Apostolska R. 545, 710
Атич М. / Atich M. 76
Белева К. / Beleva K. 101
Богданова Е. / Bogdanova E. 813
Бонев Б. / Bonev B. 86
Бонев З. / Bonev Z. 622
Бонева Т. / Boneva T. 555
Бояджиев Й. / Bojadjiev J. 545, 710
Бояджиева Ю. / Bojadjieva J. 545
Васева Е. / Vaseva E. 740
Велковски С. / Velkovski S. 522
Витанова М., / Vitanova M. 529
Владимиров В. / Vladimirov V. 333
Власарев Д. / Vlasarev D. 768, 781
Вълкова Я. / Valkova Y. 816
Ганев Р. / Ganev R. 592
Георгиев А. / Georgiev A. 385
Георгиев И. / Georgiev I. 614
Георгиев К. / Georgiev K. 614
Георгиев Л. / Georgiev L. 394, 404, 449
Георгиева Г. / Georgieva G. 116
Голубович Н. / Golubovic N. 717
Гороломов А. / Gorolomov A. 595
Господинов П. / Gospodinov P. 205
Греков П. / Grekov P. 469
Гюлеметова М. / Gyulemetova M. 119
Даковски Ц. / Dakovski T. 87
Джорджиев И. / Gjorgjiev I. 529, 574, 582
Димитров Д. / Dimitrov D. 68, 298
Димитров Дес. / Dimitrov Des. 814
Димитров Й. / Dimitrov Y. 354
Димитрова А. / Dimitrova A. 469
Димитрова С. / Dimitrova S. 95, 101
Димов Д. / Dimov D. 362
Динев Д. / Dinev D. 136
Донева С. / Doneva S. 189
Дужич Б. / Dujic B. 594
Дулевски Е. / Dulevski E. 371, 379
Ениманев И. / Enimanev I. 565, 570
Ениманев К. / Enimanev K. 570
Жвалиевич-Луксор Н. / Živaljević-Luxor N. 613
Живков В. / Jivkov V. 189
Жипонов А. / Jiponov A. 379, 449
Журовски А. / Zhurovski A. 582
Захариева Р. / Zaharieva R. 345
Здравков Л. / Zdravkov L. 537
Иванов Г. / Ivanov G. 422, 430, 440, 502
Иванов Д. / Ivanov D. 175, 181
Иванов Р. / Ivanov R. 595
Иванов С. / Ivanov S. 394, 404
Иванов Я. / Ivanov Y. 29
Иванчев И. / Ivanchev I. 595
Иди Р. / Eadie R. 19
Йекики Г. / Jekikj G. 582
Икпонмвоса Е. / Ikponmwosa E. 146, 156, 165
Йорданов В. / Yordanov V. 344
Кавърджиков В. / Kavardzhikov V. 749
Каменова И. / Kamenova I. 87
Канева А. / Kaneva A. 595
Кичекова М. / Kichekova M. 68, 298
Ковачева Д. / Kovacheva D. 605
Ковачевич Д. / Kovačević D. 39
Куртович-Фолич Н. / Kurtović-Folić N. 613
Кутелу О. / Kutelu O. 272
Кънчев В. / Kantchev V. 482
Кънчева Я. / Kancheva Y. 345
Ладинович Дж. / Lađinović Đ. 39
Лиолиос А. / Liolios A. 614
Лиолиос К. / Liolios K. 614

Мазников А. / Maznikov A. 688
Макариос Т. / Makarios T. 614
Малешев М. / Malešev M. 39
Малколмсон Р. , Malkolmson R. 19
Мандиев П. / Mandiev P. 189
Манолова Е. / Manolova E. 197
Мансарай С. / Mansaray S. 156
Манчева-Велкова Б. / Mancheva-Velkova B. 644, 654, 664, 675
Матуски В. / Matuski V. 412
Махмуд Е. / Mahmud E. 622, 633
Миленович Д. / Milenovic D. 717
Миронова М. / Mironova M., 205
Митев М. / Mitev M. 700
Митич Л. / Mitic L. 717
Михалева Д. / Mihaleva D. 345, 501, 802
Мицов В. / Micov V. 574
Назърски Д. / Nazarski D. 230
Найденов В. / Naidenov V. 211, 221
Натараян В. / Natarajan V. 189
Неделчева П. / Nedelcheva P. 802
Нечевска-Цветановска Г. / Necevska-Cvetanovska G. 545, 710
Николов Б. / Nikolov B. 235, 244
Николов Р. / Nikolov R. 469
Николова Г. / Nikolova G. 261
Николова И. / Nikolova I. 254
Омокунгбе О. / Omokungbe O. 67, 272, 459
Онасаня К. / Onasanya K. 165
Они О. / Oni O. 156
Осифала К. / Osifala K. 262, 272
Павлов И. / Pavlov I. 493, 501
Павлов И. Хр. / Pavlov I. Hr. 422
Панева А. / Paneva A. 189
Паничаров Г. / Panicharov G. 116
Партов Д. / Partov D. 469, 482
Паскалева И. / Paskaleva I. 595
Пастернак Х. / Pasternak H., 469
Пашкулева Д. / Pashkouleva D. 749
Пашов Н. / Pashov N. 282
Петкова В. / Petkova V. 305
Петкова-Слипец Р. / Petkova-Slipets R. 291
Петрески Б. / Petreski B. 574
Петров П. / Petrov P. 297
Радлов К. / Radlov K. 430, 502
Радонянин В. / Radonjanin V. 39
Райновска Р. / Raynovska R. 716
Рафаилов Р. / Rafailov R. 815
Ристик Й. / Ristik J., 717
Ристич Д. / Ristic D. 717
Ростовски И. / Rostovsky I. 211, 221
Сариев М. / Sariev M. 730
Севме Й. / Sevme Y. 298
Сердар Н. / Serdar N. 50
Соколова Г. / Sokolova G. 512
Спасов К. / Spasov K. 792
Стефанов Д. / Stefanov D. 740
Стоилов Г. / Stoilov G. 749
Стойнова А. / Stoynova A 86
Стоянов В. / Stoyanov V. 305, 333
Сурампали Р. / Surampalli R. 65
Талйосеф О. / Talyosef O. 316
Танковски Й. / Tankovsky J. 189
Тепелиев В. Tepeliev V. 136
Терзи С. / Terzi S. 291
Тодоров Д. / Todorov D. 792
Топчиев Х. / Topchiev H. 755
Трайкова М. / Traikova M., 440
Трайкова Марг. / Traykova Marg. 813
Ушев А. / Ushev A. 326
Филипов Ф. / Philipoff P. 189
Фолич Р. / Folić R. 50
Френкева-Белчева В. / Frenkeva-Belcheva V. 111
Хаджийски Б. / Hadghiyski B. 126
Хандрулева А. / Handruleva A. 412, 592
Христова Д. / Hristova D. 593
Христовски В. / Hristovski V 594
Хрисчев Л. / Hrischev L. 136, 412, 430, 502, 792
Цветков С. / Tsvetkov S. 664, 675, 814, 815
Шопов А. / Shopov A. 86, 592
Шушулов П. / Shushulov P. 502
Янакиева А. / Yanakieva A. 261

X Юбилейна международна научна конференция

Започнала преди повече от 20 години като Национална нашата Конференция по проектиране и строителство на сгради и съоръжения след втората прерасна в Международна. Много са колегите, които полагаха усилия и работиха за нейното редовно провеждане през всяка четна година. Нейни главни организатори са: проф. д - р инж. Тодор Караманski, проф. дтн инж. Никола Игнатиев и акад. Ячко Иванов. Над хиляда са вече участниците в **Международната конференция** по проектиране и строителство на сгради и съоръжения: от България, Европа, Америка, Азия и Африка. Сред тях са и редица известни специалисти, утвърдени учени от България и чужбина.

ГЛАВНИ ОРГАНИЗАТОРИ

Тодор Караманski беше професор в катедра „Строителна механика" и първият специалист у нас, започнал работа по метода на крайните елементи. Многообразни са постиженията му в областта на строителната теория и приложението на числените методи и програмните езици и системи. Негова е теорията на програмна система STADYPS за статико-динамичен анализ на конструкции, която е на нивото на световните образци и е внедрена в повече от 30 проектантски колектива. 6000 студенти са слушали лекциите му по строителна статика, устойчивост и динамика на строителните конструкции, сеизмично инженерство, числени методи в строителната механика, метод на крайните елементи, компютърен анализ на конструкциите. Провеждал е курсове за овладяване на програмните езици. Проф. Караманski е един от първите учени в България, който прилага системите STRUDL, SAP, ANSYS и др. за анализ на строителни конструкции. Участвал в като

X Jubilee International Scientific Conference

Twenty years ago we had our first National Conference on design and construction of building and facilities. The third Conference became international.
Many Colleagues worked hard and with devotion for the successful organization of the Conference every other year. Among the most active organizers have been: prof. dr eng. Todor Karamanski, prof. DSc eng. Nikola Ignatiev and prof. DSc eng. Yatchko Ivanov, member of the Bulgarian Academy of Sciences.
The **International Conference** has more than thousand Participants, coming from Europe, America, Asia, Africa. Among them are many well-known names.

MOST ACTIVE ORGANIZERS

Prof. PhD Todor Karamanski was a

professor in the Department of Structural Mechanics and the first specialist in our country, who started working on the finite element method. His achievements in the field of building theory and the application of numerical methods and programming languages and systems are diverse. He is author of the STADYPS system theory for static-dynamic analysis of structures, which is at the level of world models and is implemented in more than 30 design teams. 6000 students have listened his lectures on structural statics, structural strength and dynamics of building structures, seismic engineering, numerical methods in building mechanics, finite element method, and computer analysis of structures. He held many courses for master on the programming languages. Prof. Karamanski is one of the first

ръководител или член на колектив при проектирането на много обекти у нас и в чужбина : НДК – София, Културния и административен център на гр. Алжир. Съавтор е на 3 учебника, на методични ръководства, монография и над 80 публикации в България, Русия, Германия, Великобритания, Македония и Виетнам. Има над 20 експертизи на обекти и строежи, КТК и авторски надзор на 25 обекта в столицата и страната. Като председател на съюза на строителните конструктори в България (ССКБ) той инициира провеждането на днешната международна конференция по проектиране и строителство на сгради и съоръжения, която в началото беше национална.

Никола Игнатиев беше професор по стоманобетон и масивни конструкции в УАСГ и ВСУ „Ч. Храбър". Той е известен проектант, консултант и преподавател. Многобройни са неговите проекти и експертизи на стоманобетонни конструкции и съоръжения. Ръководил е и е участвал в разработването на норми за проектиране на конструкции в земетръсни райони и за усилване на повредени от сеизмични въздействия конструкции. Значителни са неговите заслуги за въвеждането на Европейски норми (ЕН) за конструктивно проектиране и приложението на Еврокод 8. Взел е активно участие като експерт, консултант и един мандат председател на ТК 56 „Проектиране на строителни конструкции" към БИС. От 1982 – 1990 г. е бил избиран последователно за Генерален секретар и Заместник председател на Европейската асоциация по земетръсно инженерство. Дългогодишен член, секретар, заместник-председател и почетен председател е на Националния комитет по земетръсно инженерство. Автор или съавтор е на над 90 научни и научно-приложни публикации в областта на теорията и практиката на стоманобетона, на стоманобетонните

scientists in Bulgaria applied STRUDL, SAP, ANSYS and others for analysis of building structures. He has been a leader or a member of a team in the design of many sites in Bulgaria and abroad: NPK - Sofia, the Cultural and Administrative Center of Algeria. Co-author of 3 textbooks, methodical guides, monographs and more than 80 publications in Bulgaria, Russia, Germany, United Kingdom, Macedonia and Vietnam. He has over 20 of site expertise, KTC and authoring supervision of 25 in the capital and the country. As president of the Bulgarian Union of Construction Engineers (BUCE) he initiated the today's international conference on design and construction of buildings and facilities, which was initially a national one.

Prof. DSc Nikola Ignatiev was a

professor of reinforced concrete and massive constructions at UACEG and VUU "Ch. Hrabar" He is a renowned designer, consultant and lecturer. Numerous are his projects and expertise in reinforced concrete constructions and facilities. He has led and participated in the development of standards for the design of structures in seismic areas and for the reinforcement of seismically damaged structures. His contribution to the introduction of European Norms (ERs) for constructive design and application of Eurocode 8 was significant. He took active participation as an expert, consultant and chairman of TK 56 "Design of Building Structures" at BIS. From 1982 to 1990 he was elected successively as Secretary General and Deputy Chair of the European Earthquake Engineering Association. A long-standing member, secretary, deputy chairman and honorary chairman of the National Committee on Earthquake Engineering. He has authored or co-authored over 90 scientific and applied publications in the

конструкции, на сеизмичното осигуряване и усилване на конструкциите, публикувани в списания, годишници и материали на конференции и семинари. Съавтор е и в публикациите на проектите Risk Reduction in the Balkan Region: 1. UNESCO: Project RER-79/014; 2. UNIDO - Project RER-79/015 и 3. PSS - Project RER-88/0044 за намаляване на риска в Балканския регион. Значителен е неговия принос за организирането, провеждането и утвърждаването на международната конференция „Проектиране и строителство на сгради и съоръжения". От втората (2002 г.) до деветата (2016 г.) конференция той беше член на международния научен комитет и председател на националния научен съвет.

Акад. Ячко Иванов е известен специалист в областта на реологията на високо-концентрираните дисперсни системи, устойчивото строителство, композитните и интелигентни материали и тяхното приложение в строителството. Неговите многобройни публикации са получили световно признание. Той е единствения строителен инженер, член на Българската академия на науките. Автор е на три монографии, публикувани в чужбина и повече от 300 научни статии. Трудовете му са цитирани повече от 800 пъти, предимно от чужди автори. Днес негови лекции по актуални теми на строителството, в т.ч. по устойчиво строителство и интелигентни материали, слушат специалисти, студенти и докторанти в Европа, Америка, Африка и България. Член е на много професионални международни и български научни организации. Като председател на Научно-техническия съюз по строителство в България (НТССБ) от 2001 г., той има заслуги за Конференцията, започната с проф. Карамански да се организира и провежда в България вече като международна.

field of theory and practice of reinforced concrete, reinforced concrete constructions, seismic support and reinforcement of structures, published in magazines, yearbooks and materials of conferences and seminars. Co-author of the Publications of the Risk Reduction Projects in the Balkan Region: 1. UNESCO: Project RER-79/014; 2. UNIDO - Project RER-79/015 and 3. PSS - Project RER-88/0044 for risk reduction in the Balkan region. Significant is his contribution to the organization, conduct and validation of the international conference "Design and Construction of Buildings and Facilities". From the second (2002) to the ninth (2016) conference he was a member of the international scientific committee and President of the National Scientific Council.

Prof. DSc Yatchko Ivanov is a well-known

specialist in the field of rheology of high concentrated dispece systems, sustainable construction, nanocomposite and intelligent materials and their application in construction. His numerous publications have received worldwide recognition. He is the only one civil engineer, member of the Bulgarian Academy of Sciences. He is the author of three monographs published abroad and more than 300 scientific articles. His works are cited more than 800 times, mostly by foreign authors. Today his lectures on actual topics of construction, including for sustainable construction and intelligent materials, are attended by specialists, students and PhD students in Europe, America, Africa and Bulgaria. He is a member of many professional international and Bulgarian scientific organizations. As chairman of the Bulgarian Scientific and Technical Union of Civil Engineering (BSTUCE) since 2001, he has merit for the Conference, which started with Prof. Karamanski as an national, to be organized and held in Bulgaria as an international.

ИЗВЕСТНИ УЧАСТНИЦИ

Проф. Емануел Гдоутос е известен специалист в областта на приложната механика, композитните материали и сандвич конструкциите. Значителен интерес в научните среди и сред специалистите от практиката предизвикват неговите разработки по умора на еластомерите, нанотехнологиите, проектирането и анализа на поведението на мостове, изградени от композитни материали. Той има повече от 270 публикации в реномирани международни специализирани списания. Автор е на знакови монографии в областта на механиката на разрушението, съвременните достижения в приложната механика и др. Проф. Е. Гдоутос е чуждестранен член на БАН и академик на АН на Гърция, както и на много международни научни организации. Той е гост-лектор в Европа, Азия и Америка. Като заместник-председател на международния научен съвет в последните няколко международни конференции „Проектиране и строителство на сгради и съоръжения", той има значителна заслуга за нейното популяризиране.

Димитър Назърски е гост-професор в Университета по архитектура, строителство и геодезия, катедра „Строителни материали и изолации". Той е известен специалист в областта на дълготрайността на бетона и стоманобетона при различни експлоатационни и климатични въздействия. Освен това той е известен и като водещ специалист в областта на строителните хидро и топлоизолации. В продължение на 11 години е бил ръководител на катедра „Строителни материали и изолации" и член на УС на Българската асоциация за изолации в строителството (БАИС). Председател е

WELL KNOWN PARTICIPATS

Prof. Emanuel Gdoudos is a well-known

specialist in the field of applied mechanics, composite materials and sandwich structures. Significant interest in scientific circles and practitioners has caused its work on elastomer fatigue, nanotechnology, design and analysis of the behavior of bridges made of composite materials. He has more than 270 publications in reputed international specialized magazines. He is the author of sign monographs in the field of mechanics of destruction, modern achievements in applied mechanics and others. Prof. E. Goudos is a foreign member of the Bulgarian Academy of Sciences and an academician of the AN of Greece, as well as many international scientific organizations. He is guest lecturer in Europe, Asia and America. As Deputy Chairman of the International Scientific Council at the last few international conferences "Design and Construction of Buildings and Facilities", he has a considerable merit in promoting it.

Dimitar Nazarski is a guest professor at

the University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Department of Building Materials and Insulations. He is a renowned specialist in the field of concrete and reinforced concrete durability for various operational and climatic impacts. He is also known as a leading specialist in building hydro and thermal insulation. He has been head of the Department of Building Materials and Insulations for 11 years and a member of the Board of the Bulgarian Association for

на ТК 5 „Бетони“ на Българския институт по стандартизация (БИС) и член на УС на НТС по строителство. Приносът му като преподавател и учен е: книги и учебници – 8 броя, публикации в научни списания и сборници на научни конференции – над 150, цитиране в научни статии и доклади – 195. Проф. Д. Назърски е автор на 32 авторски свидетелства и на 4 ноу-хау за производство на строителни материали и изделия.

Insulation in Construction (BAIS). He is Chairman of TC 5 "Concrete" of the Bulgarian Institute for Standardization (BIS) and a member of the Managing Board of NTS Construction. His contribution as a lecturer and scientist is: books and textbooks - 8, publications in scientific journals and collections of scientific conferences - over 150, citation in scientific papers and papers - 195. Prof. D. Nazarski is the author of 32 author's testimonies and 4 know-how for the production of building materials and products.

Проф. Константи Казаков е утвърден български учен и преподавател с доказан международен авторитет. Научните му изследвания са в областта на строителната механика и съпротивление на материалите и по-специално в приложението на метода на крайните елементи при изчисленията и анализа на строителните конструкции. Негово дело са : нови видове крайни елементи, нов модифициран модел на Винклер за моделиране поведението на земната основа под строителни съоръжения и сгради и др. Има разработени и издадени 15 учебни пособия, над 200 публикации, 600 цитирания. Член е на професионални организации у нас и в чужбина. Проф. Казаков е един от сътрудниците на проф. Т. Караманski с принос за стартирането на научно-практическата конференция по проектиране и строителство на сгради и съоръжения. Многократно е член на Научния съвет на конференцията и редовен участник с доклади.

Prof. Konstantin Kazakov is a well-

established Bulgarian scholar and lecturer with proven international prestige. His scientific studies are in the field of building mechanics and resistance of materials, and in particular in the application of the finite element method in the calculation and analysis of building structures. His case is: new types of finite elements, a new modified version of Winkler for modeling the behavior of the earth base under construction facilities and buildings, etc. There have been developed and published 15 teaching materials, over 200 publications, 600 citations. She is a member of professional organizations in Bulgaria and abroad. Prof. Kazakov is one of Prof. T. Karamanski's contributors to the launch of a scientific and practical conference on design and construction of buildings and facilities. He has been a member of the Scientific Council of the conference on several occasions and a regular participant with reports.

Радомир Фолич е професор-емеритус на Университета в Нови Сад, член-кореспондент на Академията на науките и изкуствата във Войводина и член на Инженерната академия на Сърбия (бил е и неин председател). Проф. Фолич е световно известен специалист в областта на сеизмичното инженерство, мостовото строителство и теорията на армираните конструкции. Член е на Американския институт по бетона, на RILEM Technical Committee-104 DCC и почетен член на НТССБ. Той е председател на Асоциацията на строителните инженери на Сърбия и Главен редактор на „Journal Building materials and structures". До сега е бил ръководител на 25 докторски дисертации, публикувал е над 700 научни и технически статии, автор е на три книги и проектира около 90 преобладаващи структури. Неговите работи са цитирани повече от 450 пъти (SCI & Google Scholar). Той е президент на Асоциацията на строителните инженери в Сърбия и е организатор и редактор на повече от 40 конференции. Също така е главен редактор на вестник Строителни материали и структури.

Radomir J. Folić is professor emeritus at the University of Novi Sad and member of Engineering Academy of Serbia (former president), Corresponding Member of Academy of Science and Art of Vojvodina. His professional activity, in the first 17 years, was mainly in the field of structural design (amongst others the building of the Serbian National Theatre in Novi Sad, Novi Sad Bank, and Memorial structure in T. Veles) and supervision of structural construction. His research interests include: Earthquake Engineering, Concrete Structures and Bridges, Deep Foundation and Interaction Soil-Foundation-Structures, Assessment of condition and repair, strengthening and renewal of existing structures; Reliability and durability of Concrete structures. At the moment he is guest professor at doctoral studies at universities of Niš and Podgorica where he is teaching Methodology of scientific research, and Earthquake resistant structures. Until now he was the supervisor of 25 doctoral theses, has published more than 700 scientific and technical papers, authored three books, and has designed approximately 90 preponderant structures. His work was cited more than 450 times (SCI & Google Scholar). He is a member of ACI and past member of the RILEM Technical Committee-104 DCC. He is the president of Association of Civil Engineers of Serbia and has acted as organizer& Editor of more than 40 Conferences. Hi is also Editor in chef for Journal Building materials and structures.

Проф. Рао Сурампали е Президент и Главен изпълнителен директор на Световния институт за енергия, околна среда и устойчиво развитие (САЩ). Работил е 29 години като един от директорите на Американската агенция за опазване на околната среда. Той е световно известен

Prof. Rao Y. Surampalli is President and Chief Executive Officer of the Global Institute for Energy, Environment and Sustainability. He was with the U.S. Environmental Protection Agency (USEPA) for 29 years and retired as an Engineer Director. He received his M.S. and Ph.D. degrees in Environmental Engineering from Oklahoma State and Iowa State Universities, respectively. He has conducted research on over fifty (50) environmental engineering topics.

учен, ръководил над 50 инженерни проекта за опазване на околната среда, за реставрация на замърсени индустриални терени, за управление на отпадъците, развитие на инфраструктурите и управление на строителството. Почетен доктор е на много университети в САЩ и света. Той е главен редактор на ASCE Journal of Hazardous and Toxic Waste, and Nanotechnology for Environmental Engineering (a Springer Journal). Почетен член е на Американската асоциация на строителните инженери. Той е автор на над 700 технически публикации, включително 21 патента, 22 книги, 132 книги, 347 рецензирани статии в списания, представени на над 234 национални и международни конференции и над 130 презентации в целия свят.

He also is Editor-in-Chief of the ASCE Journal of Hazardous and Toxic Waste, and Nanotechnology for Environmental Engineering (a Springer Journal), and past Vice-Chair of Editorial Board of Water Environment Research Journal.
He has authored over 700 technical publications, including 21 patents, 22 books, 132 book chapters, 347 refereed journal articles, presented at over 234 national and international conferences and gave over 130 plenary/keynote or invited presentations worldwide.
He has received
over 30 national awards/honors from various professional organizations, including election as a Distinguished Member of the American Society of Civil Engineers.

Юрай Кралик е професор в Техническия университет в Братислава (Словакия). Изтъкнат специалист в областта на техническия контрол на атомни централи, структурната механика и динамика на конструкциите. Ръководител е на Департамента по структурна механика към факултета по контрола на безопасността на атомни централи. Ръководи повече от 10 проекта от група WEGA. Носител на много награди. Член на 8 национални и международни комисии. Неговият принос като учен и преподавател е: книги и учебници: 20 бр., научни списания: 51 бр., научни конференции: 402 бр., проекти и експертни доклади: 164 бр., цитиране в научни статии: 457 бр.

Juraj Kralik is a professor at the

Technical University in Bratislava (Slovakia). A prominent specialist in the field of technical control of nuclear power plants, structural mechanics and dynamics of structures. He is Head of the Department of Structural Mechanics at the Faculty of Nuclear Power Safety. He has managed more than 10 WEGA projects. Winner of many awards. Member of 8 national and international committees. His contribution as a scientist and lecturer is: books and textbooks: 20, scientific journals: 51, scientific conferences: 402, projects and expert reports: 164, quoting in scientific papers: 457.

Д-р Роберт Иди е ръководител на строителното образование и Директор на курса за магистри по Инфраструктурно инженерство на Университет Ълстър (Северна Ирландия). Изтъкнат специалист е по BIM и e-business в строителството. Член е на работната група TG83: e-Business in Construction, на 19 работни комисии, професионални и обучителни организации в Северна Ирландия, Канада и Африка и Азия. Почетен член на Асоциацията на изследователите в областта на управление на строителството и проектите. Проектирал е редица отговорни съоръжения в Англия и Ирландия. Автор е на нормативни документи в областта на строителството. От 2009г. работи съвместно с ЕПУ, Перник, а от 2015 г. и с ВСУ „Л. Каравелов", София. Има 72 публикации в списания.

Dr. Robert Eadie is Head of Building

Education and Director of the Masters Course in Infrastructure Engineering at Ulster University (Northern Ireland). A prominent specialist is BIM and e-business in construction. He is a member of the TG83 Task Force: e-Business in Construction, 19 working committees, professional and training organizations in Northern Ireland, Canada and Africa and Asia. Honorary member of the Association of Researchers in the field of construction management and projects. He has designed a number of responsible facilities in England and Ireland. He is the author of normative documents in the field of construction. Since 2009 works together with EPU, Pernik (Bulgaria) and from 2015 with VFU "L. Karavelov ", Sofia (Bulgaria). He has 72 publications in magazines.

Властимир Радонянин е професор в Университета в Нови Сад. Той е ръководител на докторантските програми по строително инженерство и ръководител на специалистите и изследователите по енергийна ефективност на ефективност на сградите. Световно известен специалист е в областта на управление на риска в строителството и при пожар. Негов доклад „GRAC - Green Recycled Aggregate Concrete" е награден като най-добър на международна конференция в Единбург през 2012 г. Заема важни постове в редица професионални организации и в Института по стандартизация на Сърбия. Той е публикувал над 280 научни статии на национални и международни конференции и в национални и международни списания. В списанията на SCI публикува 17 научни статии и е цитиран повече от 350 пъти в международни списания.

Vlastimir Radonjanin is a professor at

the University of Novi Sad. He is the head of PhD programs in civil engineering and head of specialists and researchers on energy efficiency of buildings. A world-renowned Edinburgh in 2012. He has held important positions in a number of professional organizations and at the Institute for Standardization in Serbia, and has published over 280 scientific articles on national and international conferences and in national and international journals, and has published 17 scientific articles in SCI journals and has been cited more than 350 times in international journals.

КАМАРА НА СТРОИТЕЛИТЕ В БЪЛГАРИЯ
BULGARIAN CONSTRUCTION CHAMBER

Member of CISQ Federation
RINA
ISO 9001:2008
Certified Quality System

Камарата на строителите в България (КСБ) е юридическо лице, създадено на основание на Закона за Камарата на строителите от 2006 г. КСБ е независима, доброволна професионална организация и официален представител на строителния бранш в България. Има седалище в София и 27 регионални офиса в цялата страна.

Камарата е член на Европейската федерация на строителната индустрия (FIEC), на Асоциацията на европейските международни контрактори (EIC), на Конфедерацията на работодателите и индустриалците в България (КРИБ), на Българската стопанска камара (БСК) и на Българската търговско-промишлена палата (БТПП).

www.ksb.bg

Камара на строителите в България
1784 София, ул. Михаил Тенев 6
Факс: +359 2 963 2425 Телефон: + 359 2 806 29 12

ОСНОВНИТЕ ДЕЙНОСТИ НА КАМАРАТА ВКЛЮЧВАТ:

Поддържане на Централен професионален регистър на строителя, в който всички национални и чуждестранни физически и юридически лица, извършващи строителни дейности, са задължени да се регистрират.

Участие в разработването на стратегии, анализи и схеми за развитие на строителната индустрия и подпомагане на тяхното изпълнение.

Провеждане на законодателни инициативи в областта на строителството.

Предоставяне на консултации в сътрудничество с различни институции, общини и други организации, които имат отношение към строителната индустрия.

Разработване и прилагане на национални и международни проекти, съфинансирани от ЕС, както и на други проекти.

Сътрудничество с местните власти, дипломатически мисии, както и с местни и чуждестранни неправителствени организации.

Камарата на строителите в България издава свой седмичен вестник „Строител“, който е създаден през 2009 г. и е медиен лидер в бранша.

ФОНДАЦИЯ ЕВРИКА София 1000, бул. „Патриарх Евтимий“ № 1

Фондация “Еврика” е основана през 1990 година за подпомагане на даровити деца и млади хора при реализирането на проекти в областта на науката, техниката и управлението; подкрепа на младите новатори и предприемачи, разпространение на научни, технически и икономически знания; усъвършенстване на материалната база за научно и техническо творчество; подпомагане на обучението и специализацията, на международното сътрудничество в областта на науката и техниката.

Фондацията осъществява пет програми:

Таланти

Програмата има за цел издирването и развитието на надарени млади хора в областта на науката, техниката, технологиите и управлението. Чрез нея се подпомага обучението на талантливи младежи, подкрепя се участието им в научно-технически изяви, стимулира се провеждането на специализирани школи и летни университети и др.

Научни изследвания

Програмата има за цел да подпомага научните изследвания на младите учени във фундаменталните области на науката и по този начин да осигурява възможност за научна изява и развитие.

Информация, издания, изяви и международно сътрудничество

Чрез програма “Информация, издания, изяви и международно сътрудничество” се организират дейностите на фондацията, свързани с информационното осигуряване и разпространението на научно-технически знания сред младежта и децата, организирането на изяви за наука, техника, технологии и управление - конкурси, симпозиуми, семинари, кръгли маси, школи, научно-технически състезания, олимпиади, изложби, да насърчава международното сътрудничество на младите хора и техните организации в областта на науката, техниката, технологиите и управлението, както и да подпомага деловите им контакти със сродни организации в други страни.

Насърчаване на стопански инициативи

Чрез програмата “Насърчаване на стопански инициативи” се насочва и координира дейността на фондацията за стимулиране на създаването и внедряването на научно-технически идеи и разработки и други стопански инициативи на младежки колективи и търговски дружества на млади хора, както и на отделни младежи на възраст до 35 години.

Развитие

Програмата има за цел да подпомага ускореното развитие на съвместни дейности на програмна и проектна основа с международни, чуждестранни и национални организации и институции, в рамките на целите и предмета на дейност на фондацията.

За делови контакти: София 1000, бул. „Патриарх Евтимий“ № 1
Тел: 9815181; тел/факс: 9815483
E-mail:office@evrika.org

ИНСТИТУТ ПО МЕХАНИКА – БАН

е създаден преди повече от 40 г. с активна научно-изследователска и развойна дейност в областта на фундаменталните и научно-приложни изследвания в областта на различните клонове на механиката (вкл. строителна механика), развивана в **6 основни направления**

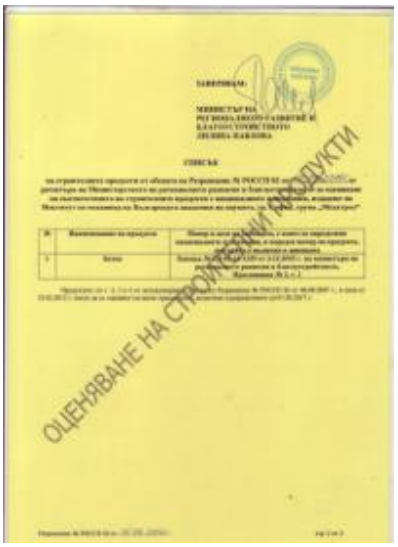
С пряк изход в авангардната строителна практика са провежданите изследвания в направление **„Физико-химична механика**“, където научните търсения са насочени в областта на неметалните полимерни и силикатни композити, както и такива на хибридна основа по разгърнатата верига „състав-структура-свойства-технология“ с използване на методи от областта на механиката, физиката, химията и инженерните науки. Теоретико-експерименталните изследвания са фокусирани върху оптимизиране на структурно-механичните и технологични характеристики на материали, **предназначени за строителството и индустрията**.

Използвайки най-пълно своя потенциал от научно-приложната си дейност ИНСТИТУТ ПО МЕХАНИКА-БАН, работи успешно и в областта на **оценяване и сертифициране на строителни продукти**. По този начин спомага на български и европейски производители да предлагат своите продукти на европейския пазар с доказани характеристики и изпълнени изисквания на хармонизираните европейски стандарти.

Институтът по механика-БАН е един от първите нотифицирани от Европейската комисия лица, изпълняващи изискванията на Регламент 305/2011г., регламентиращ условията, при които строителните продукти се оценяват, издава им се сертификат за съответствие и се пускат на пазара независимо в коя европейска страна.

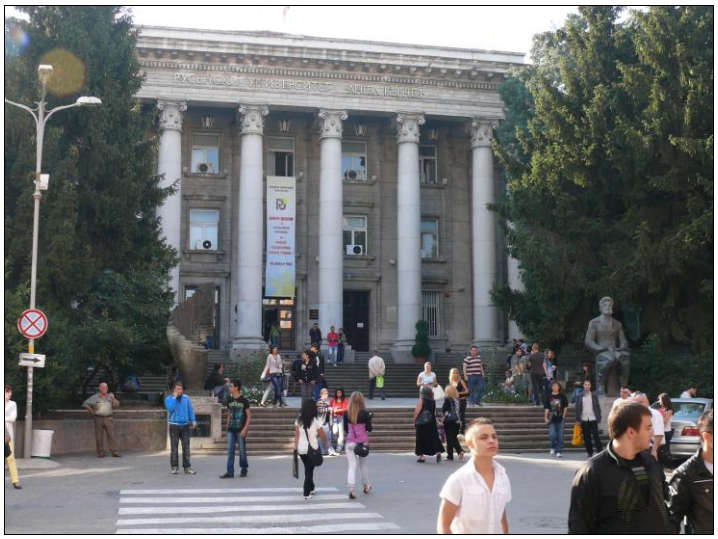
Институтът по механика-БАН притежава разрешение от МРРБ за оценяване съответствието на строителни продукти по хармонизираните европейски стандарти № CPR 02-NB1938/24.02.2014г. и № 02-РОССП/15.09.2016 г. за оценяване съответствието на строителни продукти по български стандартни и национални изисквания.

В обхвата на разрешенията са продукти, като ограничителни системи за пътища (мантинели), метални конструкции, електрозаварени стоманени профили, битумни продукти, бетони, продукти за армиране на бетонни конструкции и др.



1113 София, ул. "Акад. Г. Бончев", блок 4
тел.: +359 2 973 31 40; факс: +359 2 870 74 98
e-mail: office@imbm.bas.bg

Русенски университет „Ангел Кънчев“



- **Сред десетте най-големи български университета**
- **Акредитирано държавно висше училище**
- **Обучава повече от 9 000 студенти в 51 бакалавърски, над 80 магистърски специалности и в докторантура http://www.uni-ruse.bg/**
- **Център за продължаващо обучение**
  Тел.: 082/888 567; e-mail: fpk@uni-ruse.bg
- **Център за кариерно развитие**
  Тел.: 082/ 888 425; e-mail: kariera@uni-ruse.bg
- **Ежегодно Изложение на земеделска и автомобилна техника http://expo.uni-ruse.bg/**

КООРДИНАТИ
7017 - Русе, ул. “Студентска” № 8
Тел.: 082 888 465 (Ректорат)
E-mail: **secretary@uni-ruse.bg**

University of Ruse “Angel Kanchev”

- **Among the ten largest Bulgarian Universities**
- **An accredited public higher school**
- **9 000 undergraduate and PhD students are taught in the 51 Bachelor degree courses and over 80 Master degree courses http://www.uni-ruse.bg/**
- **Center for continuous education**

+359/82 888 567; e-mail: fpk@uni-ruse.bg

- **Center for career development**

+359/ 82 888 425; e-mail: kariera@uni-ruse.bg

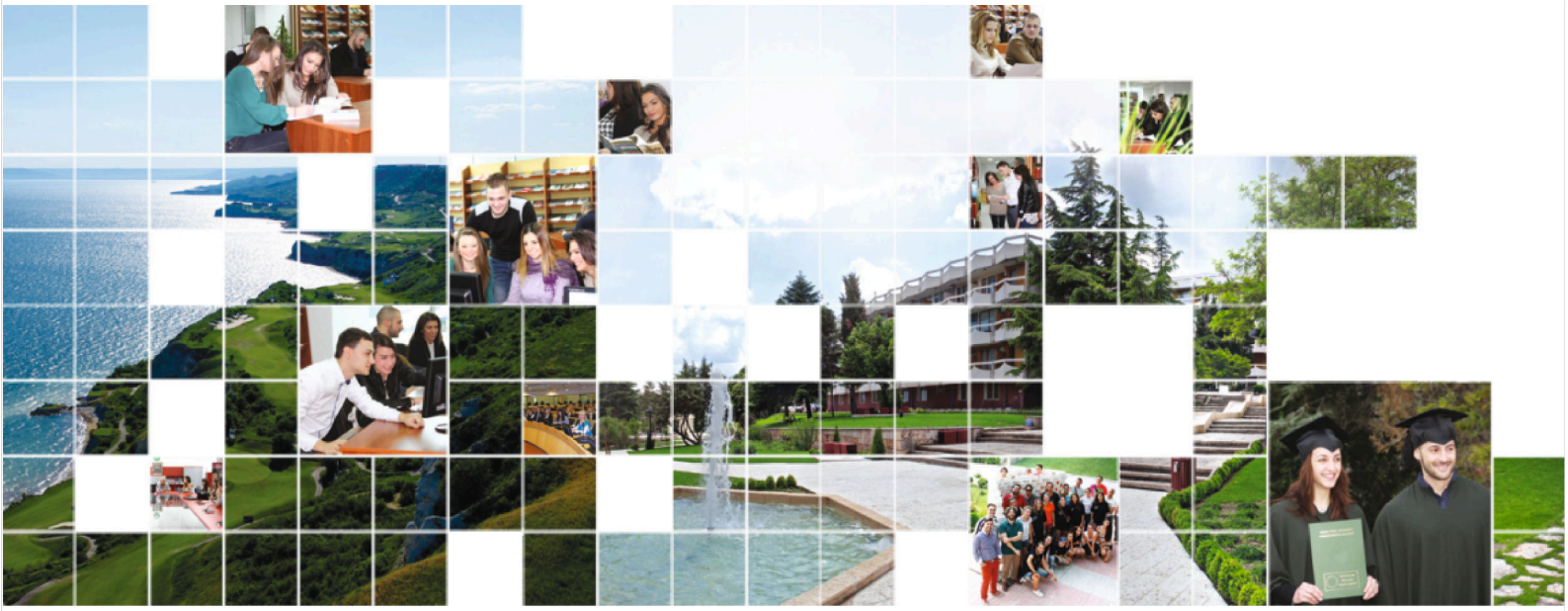
- **Annual Exhibition of agricultural and automobile equipment - http://expo.uni-ruse.bg/**

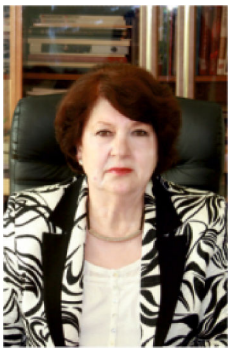
CONTACT DETAILS:
7017 – Ruse, 8 Studentska Street
Tel.: +359 82 888 650 (International Contacts Office)
E-mail: **secretary@uni-ruse.bg**

ВАРНЕНСКИ СВОБОДЕН УНИВЕРСИТЕТ
ЧЕРНОРИЗЕЦ ХРАБЪР

- ☆ ЕВРОПЕЙСКИ ДИПЛОМИ
- ☆ РАЗУМНИ ТАКСИ ЗА ОБУЧЕНИЕ
- ☆ ВИСОКИ ПОСТИЖЕНИЯ В ОБЛАСТТА НА ВИСШЕТО ОБРАЗОВАНИЕ
- ☆ ПРЕПОДАВАТЕЛИ И ЕКСПЕРТИ ОТ ЦЕЛИЯ СВЯТ
- ☆ ПРОГРАМИ ЗА СТУДЕНТСКА МОБИЛНОСТ
- ☆ ПРОГРАМИ ЗА СТАЖОВЕ И ПРАКТИКИ
- ☆ МАЙСТОРСКИ КЛАСОВЕ
- ☆ ГЛОБАЛНИ ВЪЗМОЖНОСТИ ЗА КАРИЕРНО РАЗВИТИЕ

Вашият европейски университет

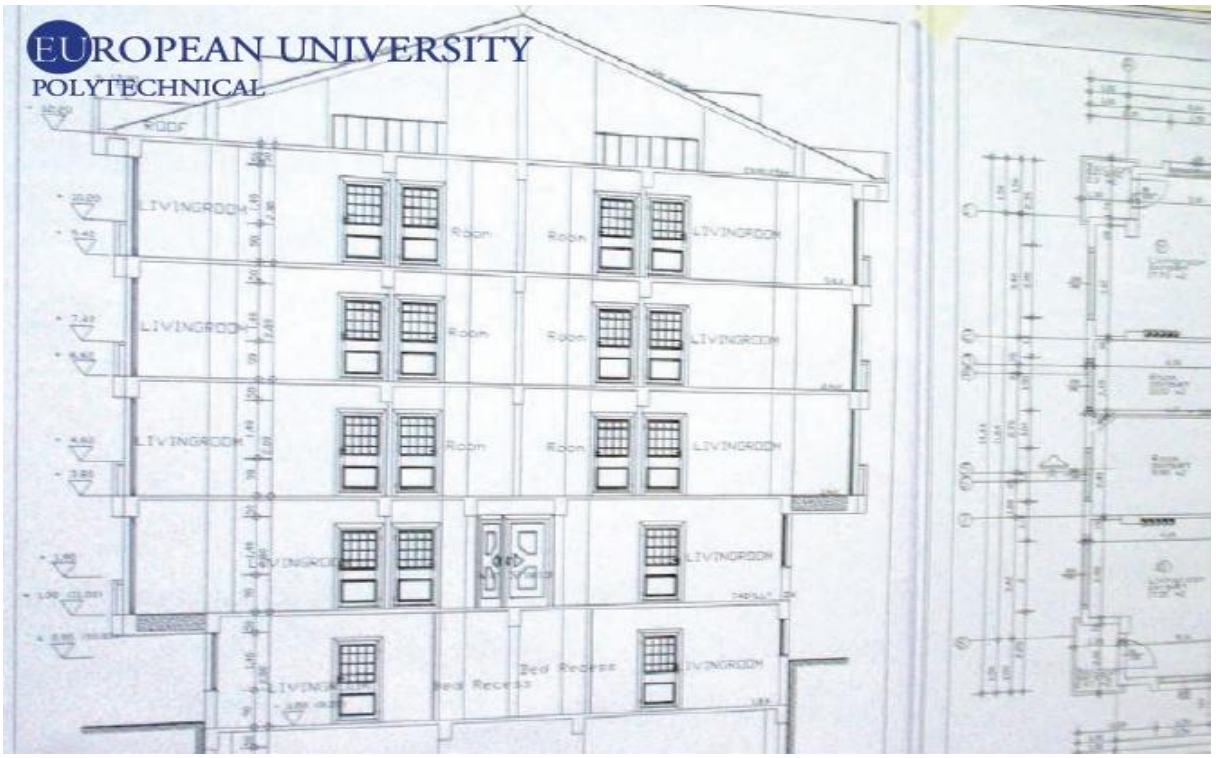




"Вашето присъствие в академичеството семейство на Варненския свободен университет е наш морален и професионален ангажимент в името на бъдещия ви успех!"

Проф. д.ик.н Анна Недялкова
Президент на Варненския свободен университет

EUROPEAN UNIVERSITY
POLYTECHNICAL
PARTNER OF MULTIVERSITY GROUP



EUROPEAN POLYTECHNICAL UNIVERSITY

offers CIVIL ENGINEERIGN education in the following programs:

- **BACHELOR OF CIVIL ENGINEERIGN**
- **MASTER OF RENOVATION OF BUILDINGS AND FACILITIES**
- **MASTER OF EARTHQUAKE ENGINEERING**

All programs are taught in English

For enrolling please contact:

E-mail: office@epu.bg
Tel. +359 (0) 898 75 10 12
Fax.+ 359 (0) 76 605 207
23, Sv.Kiril I Metodi blvd. 2300 Pernik, Bulgaria

София 1373
ул.“Суходолска“ № 175
телефон: 02 8029100
факс: 02 8029101
имейл: vsu@vsu.bg
www.vsu.bg

ВИСШЕ СТРОИТЕЛНО УЧИЛИЩЕ „ЛЮБЕН КАРАВЕЛОВ“

строителен факултет

Специалност:

„Строителство на сгради и съоръжения“

- образователно-квалификационна степен “бакалавър” с професионална квалификация **“строителен инженер”**
- образователно-квалификационна степен “магистър” с професионална квалификация **“строителен инженер”**
- образователно-квалификационна степен “магистър” (платено обучение) след завършена степен “бакалавър”
  - „Строителни Конструкции”
  - „Технология на Строителното Производство”
  - “Управление на Инвестиционни Проекти ”
  - “Технология и Управление на Строителството”
  - “Строителна Геология”
  - “Фасаден Инженеринг”

„Строително Инженерство”

- образователно-квалификационна степен „бакалавър” с професионална квалификация **„строителен инженер”**

„Строителен Мениджмънт”

- образователно-квалификационна степен „бакалавър” с професионална квалификация **„строителен инженер”**

архитектурен факултет

Специалност:

„Архитектура“

- образователно-квалификационна степен “магистър” с професионална квалификация **“архитект”**

“ Строителство и Архитектура на Сгради и Съоръжения”

- образователно-квалификационна степен “бакалавър”, с професионална квалификация **“инженер-архитект”**

Магистърска програма след завършена степен “бакалавър” или ”магистър” (платено обучние) :

- „Опазване на Архитектурното Наследство”
- „Дизайн”
- „Урбанизъм”
- „Ландшафтна Архитектура”
- „Управление на Недвижимости”
- „Защита на Населението (Строителна Пожарна и Аварийна Безопасност)”

80 години Визия Строителство Успех

ВИСОКИ СКОРОСТИ В НАУКАТА ЗА

- ТРАНСПОРТА
- СТРОИТЕЛСТВОТО
- КОМУНИКАЦИЯТА
- ИКОНОМИКАТА

ПОЛИТЕХНИКА С ТРАДИЦИИ НАД 90 ГОДИНИ!

София – 1574, ул. „Гео Милев“ 158, 02/9709 240
www.vtu.bg

ВИСШЕ ТРАНСПОРТНО УЧИЛИЩЕ "ТОДОР КАБЛЕШКОВ"

УНИВЕРСИТЕТ ПО АРХИТЕКТУРА СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ

УАСГ - най-старото висше техническо училище в България, приема студенти за академичната 2016/2017 година по следните специалности:

АРХИТЕКТУРЕН ФАКУЛТЕТ

АРХИТЕКТУРА *магистър*

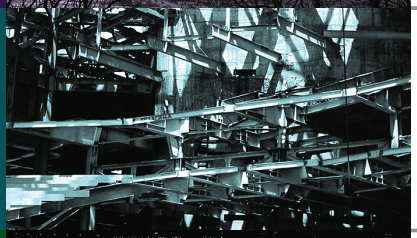
АРХИТЕКТУРНА ТЕОРИЯ И КРИТИКА
магистър за магистри, с обучение на английски език

СЪВРЕМЕННА АРХИТЕКТУРНА ТЕХНОЛОГИЯ
магистър за магистри, с обучение на английски език

УРБАНИЗЪМ *бакалавър*

УРБАНИЗЪМ *магистър за бакалаври*

СТРОИТЕЛЕН ФАКУЛТЕТ



СТРОИТЕЛСТВО НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ *магистър*

СТРОИТЕЛСТВО НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ *магистър, с обучение на английски език*

УПРАВЛЕНИЕ В СТРОИТЕЛСТВОТО *бакалавър*

СТРОИТЕЛСТВО НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ *магистър - задочно*

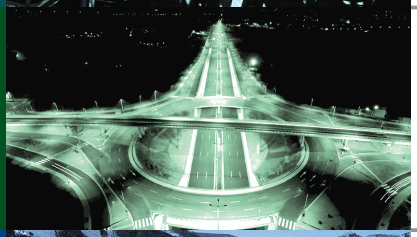
КОНСТРУКТИВНО ИНЖЕНЕРСТВО *магистър за бакалаври*

РЕКОНСТРУКЦИЯ И МОДЕРНИЗАЦИЯ НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ
магистър за бакалаври

УПРАВЛЕНИЕ НА ПРОЕКТИ В СТРОИТЕЛСТВОТО
магистър за бакалаври

ИЗСЛЕДВАНЕ И ПРОЕКТИРАНЕ НА СТРОИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ
магистър за бакалаври

ФАКУЛТЕТ ПО ТРАНСПОРТНО СТРОИТЕЛСТВО



ТРАНСПОРТНО СТРОИТЕЛСТВО *магистър*

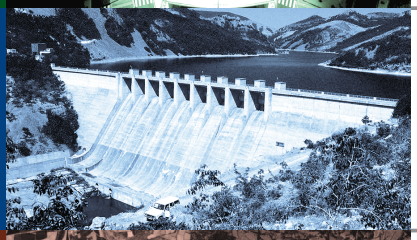
ТРАНСПОРТНО СТРОИТЕЛСТВО *магистър - задочно*

ГЕОТЕХНИЧЕСКО ИНЖЕНЕРСТВО *магистър за бакалаври*

ТРАНСПОРТНО СТРОИТЕЛСТВО *магистър за бакалаври*

ИНФРАСТРУКТУРНО ИНЖЕНЕРСТВО *специализация ТРАНСПОРТНО СТРОИТЕЛСТВО, съвместно обучение с ТУ - Виена и две дипломи - българска и австрийска*

ХИДРО-ТЕХНИЧЕСКИ ФАКУЛТЕТ



ВОДОСНАБДЯВАНЕ И КАНАЛИЗАЦИЯ *магистър*

ВОДОСНАБДЯВАНЕ И КАНАЛИЗАЦИЯ *магистър - задочно*

ХИДРОТЕХНИЧЕСКО СТРОИТЕЛСТВО *магистър*

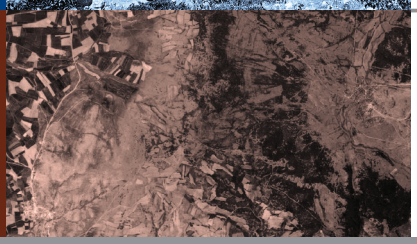
ХИДРОТЕХНИЧЕСКО СТРОИТЕЛСТВО *магистър - задочно*

ХИДРОМЕЛИОРАТИВНО СТРОИТЕЛСТВО *магистър*

ХИДРОМЕЛИОРАТИВНО СТРОИТЕЛСТВО *магистър - задочно*

ВиК ПРЕЧИСТВАНЕ НА ВОДИ *магистър за бакалаври*
ВиК МРЕЖИ И СЪОРЪЖЕНИЯ *магистър за бакалаври*
ХИДРОТЕХНИЧЕСКО СТРОИТЕЛСТВО *магистър за бакалаври*
ХИДРОМЕЛИОРАТИВНО СТРОИТЕЛСТВО *магистър за бакалаври*
УПРАВЛЕНИЕ НА ВОДНИ РЕСУРСИ *магистър за бакалаври*
ИНФРАСТРУКТУРНО ИНЖЕНЕРСТВО *специализация ХИДРОСТРОИТЕЛСТВО, съвместно обучение с ТУ - Виена и две дипломи - българска и австрийска*
ГАЗОСНАБДЯВАНЕ *магистър за бакалаври*
ПРОЕКТИРАНЕ, ИЗГРАЖДАНЕ И ЕКСПЛОАТАЦИЯ НА ГАЗОПРЕНОСНИ СИСТЕМИ *магистър за бакалаври*

ГЕОДЕЗИЧЕСКИ ФАКУЛТЕТ



ГЕОДЕЗИЯ *магистър*

ГЕОДЕЗИЯ *магистър - задочно*

УСТРОЙСТВО И УПРАВЛЕНИЕ НА ЗЕМИ И ИМОТИ *бакалавър*

УПРАВЛЕНИЕ НА ЕВРОПЕЙСКИ ИНФРАСТРУКТУРНИ ПРОЕКТИ *магистър за бакалаври*

КАДАСТЪР *магистър за бакалаври*

ФОТОГРАМЕТРИЯ И ПРОСТРАНСТВЕНИ ИНФОРМАЦИОННИ СИСТЕМИ *магистър за бакалаври*

www.uasg.bg

МИННО-ГЕОЛОЖКИ УНИВЕРСИТЕТ
“СВ. ИВАН РИЛСКИ”
СОФИЯ, БЪЛГАРИЯ

Минно-геоложки университет
“Св. Иван Рилски”
1700 София, България
Студентски град,
ул. “проф. Боян Каменов”
Ректорат
Тел.: +359 28060201
Факс: +359 29624940
e-mail: rector@mgu.bg
www.mgu.bg

Минно-геоложкият университет „Св. Иван Рилски“ съществува като образователна институция повече от 63 години. За тези десетилетия той се утвърждава като безспорен център за научни и научно-приложни изследвания в минерално-суровинния отрасъл.

Днес МГУ „Св. Иван Рилски“ е авторитетен образователен и научноизследователски университет, където се подготвят инженери по 17 широкопрофилни специалности в **бакалавърска степен** и по 43 специалности в **магистърски програми**, успешно конкуриращи тези в страната и европейските държави.

Университетът изгражда и поддържа учебна лабораторна база, отговаряща на съвременните изисквания на водещи световни университети. Повече от 22 400 инженери, сред които граждани на много страни от Европа, Азия, Африка и Южна Америка са завършили университета. Те се реализират в области като енергетика, геология, разработване на полезните изкопаеми, гражданско, промишлено и метро строителство, сондиране, добив и транспорт на нефт и газ, газоснабдяване, опазване на околната среда и др.

Минно-геоложкият университет се намира на територията на Студентски град, една от най-красивите части на столицата София, разположен в подножието на планината Витоша. На площ от 100 дка са изградени корпусите на Ректората, Факултетите, Лабораторен блок, университетската библиотека, музеите със своите богати колекции по минералогия и петрография, исторична геология и палеонтология, многофункционален спортен комплекс, издателска къща, научни и учебни лаборатории.

Университетът предлага всички удобства, за да направи студентският живот приятен и комфортен - добре уредени и обзаведени общежития, студентски стол, книжарници, зали и игрища за различни видове спорт.

Кампусът на университета е разположен в паркова местност с голям брой кафенета, плувен басейн, фитнес и боди билдинг клубове, медицински и търговски центрове, банки, редовен обществен траспорт и метро до центъра на града.

www.mgu.bg

Тирлин люкс

4003 Пловдив, бул. "Марица" 27
тел. 032/95-16-28, GSM: 089/660-18-81
www.tirlin-lux.com

ЖИЛИЩЕН КОМПЛЕКС С РЕСТОРАНТ И МНОГОЕТАЖЕН ПАРКИНГ на бул. Марица 25

Просторни апартаменти, прекрасна локация на брега на реката, качествено строителство на разумни цени

TOWER
G
Tower
ГЛАВБОЛГАРСТРОЙ
ХОЛДИНГ АД

GLAVBOLGARSTROY
HOLDING AD

ARENA ARMEEC