**ВИСШЕ СТРОИТЕЛНО УЧИЛИЩЕ "ЛЮБЕН КАРАВЕЛОВ"**

**UNIVERSITY OF STRUCTURAL ENGINEERING AND ARCHITECTURE (VSU) "LYUBEN KARAVELOV"**

# XXV
# МЕЖДУНАРОДНА НАУЧНА КОНФЕРЕНЦИЯ ВСУ'2025

## СБОРНИК ДОКЛАДИ

## ТОМ II

*23-25 октомври 2025 г., София, България*




# XXV

## CONFERENCE PROCEEDINGS

## VOLUME II

***23-25 October 2025, Sofia, Bulgaria***

**Редактор**
Илиана Стойнова, доц. д-р инж.

**Editor**
Iliana Stoynova, Assoc. Prof. PhD, Eng.

XXV МЕЖДУНАРОДНА НАУЧНА КОНФЕРЕНЦИЯ ВСУ'2025
се организира със съдействието на
**Фонд "Научни изследвания"**
Административен договор № ФНИ-КП-06-МНФ/33 от 25.08.2025 г.




XXV INTERNATIONAL SCIENTIFIC CONFERENCE VSU'2025
is organized with the assistance of the
**Bulgarian Research Fund**
Administrative contract № FNI-KP-06-MNF/33 from 25.08.2025 г.

Висше строително училище „Любен Каравелов“ благодари за оказаната финансова подкрепа от Фонд „Научни изследвания“ за организирането на XXV Международна конфененция ВСУ2025.

ISSN: 1314-071X

Организатор

**Висше строително училище**
**"Любен Каравелов" – София**

Organizer
**UNIVERSITY OF STRUCTURAL ENGINEERING AND ARCHITECTURE**
**(VSU) "LYUBEN KARAVELOV"**

**Почетни съорганизатори**
Камара на инженерите в инвестиционното проектиране
Камара на архитектите в България
Научно-технически съюз по строителство в България
Камара на строителите в България
Съюз на архитектите в България

**Honorary co-organizers**
Chamber of Engineers in Investment Design
Chamber of Architects in Bulgaria
Scientific and Technical Union of Civil Engineering in Bulgaria
Bulgarian Construction Chamber
Union of Architects in Bulgaria

# МЕЖДУНАРОДЕН НАУЧЕН КОМИТЕТ

## Председател:

**Илиана Стойнова, доц. д-р инж.** – Ректор на ВСУ „Любен Каравелов“

## Членове:

**Александра Иванова**, доц. д-р, ВСУ „Любен Каравелов“
**Ана Янакиева**, доц. д-р инж., Институт по механика – БАН
**Анита Хандрулева**, доц. д-р инж., ВСУ „Любен Каравелов“
**Антонио Формисано**, проф. д-р инж., Неаполитански университет „Федерико II“, Италия
**Астериос Лиолиос**, проф. д-р инж., Тракийски университет „Демокрит“, Гърция
**Благовеста Иванова-Цоцова**, проф. д.изк., ВСУ „Любен Каравелов“
**Божидар Янев**, проф. д-р инж., Колумбийски университет, Ню Йорк; САЩ
**Борислава Манчева-Велкова**, доц. д-р арх., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
**Борислав Даалов**, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
**Валери Иванов**, проф. д-р арх., Университет по архитектура, строителство и геодезия
**Венцеслав Стоянов**, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
**Венцислав К. Стоянов**, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
**Веселин Славчев**, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
**Георги Георгиев**, доц. д-р, ВСУ „Л. Каравелов“ – София
**Голубка Нецевска**, проф. д-р инж., Институт за земетръсно инженерство и инженерна сеизмология, Скопие, Северна Македония
**Димитър Власарев**, проф. д-р арх, ВСУ „Л. Каравелов“ – София
**Дончо Партов**, проф. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
**Драган Костич**, проф. д-р инж., Нишки университет; Сърбия
**Ева Корманикова**, проф. д-р инж., Технически университет в Кошице, Словакия
**Иржи Студничка**, проф. д.т.н. инж., Технически университет в Кошице, Словакия
**Йешим Актуглу**, проф. д-р арх., Университет Докуз Еилул, Измир; Турция
**Йозеф Мелцер**, проф. д-р инж., Университет в Жилина; Словакия
**Клара Бертолини-Цестари**, проф. д-р арх., Политехнически университет в Торино, Италия
**Лъчезар Хрисчев**, доц. д-р инж., Университет по архитектура, строителство и геодезия, НТССБ
**Марио Чиорино**, проф. д-р инж., Политехнически университет в Торино, Италия

**Мери Цветковска**, проф. д-р инж., Университет „Св. св. Кирил и Методий“, Северна Македония
**Милош Дрдацки**, проф. д.т.н. инж., Институт по теоретична и приложна механика, ЧАН; Чехия
**Надя Куртович-Фолич**, проф. д-р арх., Университет в Нови Сад; Сърбия
**Наташа Луксор**, д-р арх., Фондация „Национално наследство“; Сърбия
**Николае Търану**, проф. д-р инж., Технически университет „Георге Асаши“,Яш; Румъния
**Радомир Фолич**, проф. д-р инж., Университет в Нови Сад; Сърбия
**Робърт Иди**, д-р инж., Университет Ълстър; Великобритания
**Светлана Лилкова** – Маркова, проф. д-р, Университет по архитектура, строителство и геодезия
**Станислав Цветков**, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
**Стела Ташева**, доц. д-р арх., Лесотехнически университет
**Теодор Рошавелов**, проф. д.т.н. инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
**Филип Ван Богарт**, проф. д-р инж., Университет Гент, Белгия
**Франтишек Валд**, проф. д-р инж., Чешки технически университет в Прага, Чехия
**Хартмут Пастернак**, проф. д.т.н. инж., Бранденбургски технологичен университет; Котбус – Сенфтенберг; Германия
**Цветослава Зарева** – Пеева, доц. д-р, ВСУ „Л. Каравелов“ – София
**Юлия Илиева**, доц. д-р арх., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
**Ячко Иванов**, акад. проф. д.т.н. инж., Европейски политехнически университет, НТССБ

# INTERNATIONAL SCIENTIFIC COMMITTEE

## Chair

**Iliana Stoynova, Assoc. Prof. Ph.D. Eng. -** Rector of the USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria

## Members

**Alexandra Ivanova**, Assoc. Prof. Ph.D., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
**Ana Yanakieva**, Institute of Mechanics, BAS, Bulgaria
**Anita Handruleva**, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
**Antonio Formisano**, Prof. Ph.D. Eng., University of Naples Federico II, Italy
**Asterios Liolios**, Prof. Ph.D. Eng., Democritus University of Thrace, Greece
**Blagovesta Ivanova-Tsotsova**, Prof. D.A., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
**Bojidar Yanev**, Prof. Ph.D. Eng., Columbia University, New York City, USA
**Borislava Mancheva-Velkova**, Assoc. Prof. Ph.D. Arch., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
**Borislav Daalov**, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“
Clara Bertolini-Cestari, Prof. Ph.D. Arch., Polytechnic University of Turin, Turin, Italy
**Doncho Partov**, Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
**Dragan Kostic**, Prof. Ph.D. Eng., University of Niš, Serbia
**Eva Kormaníková**, Prof. Ph.D. Eng., Technical University of Košice, Slovakia
**Frantishek Wald**, Prof. Ph.D. Eng., Czech Technical University in Prague, Czech Republic
**Georgi Georgiev**, Assoc. Prof. Ph.D., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“
**Golubka Necevska-Cvetanovska**, Prof. Ph.D. Eng., Institute of Earthquake Engineering & Engineering Seismology, Skopje, North Macedonia
**Hartmut Pasternak**, Prof. D.Sc. Eng., Brandenburg University of Technology Cottbus–Senftenberg, Germany
**Jiří Studnička**, Prof. D.Sc. Eng., Technical University of Košice, Slovakia
**Lachezar Hrischev**, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, NTSSB, Bulgaria
**Mario Chiorino**, Prof. Ph.D. Eng., Polytechnic University of Turin, Turin, Italy
**Meri Cvetkovska**, Prof. Ph.D. Eng., Cyril and Methodius University of Skopje, North Macedonia
**Nadja Kurtović-Folić**, Prof. Ph.D. Arch., University of Novi Sad, Serbia
**Natasa Zivaljevic-Luxor**, Ph.D. Arch., National Heritage Foundation, Serbia
**Nicolae Țăranu**, Prof. Ph.D. Eng., Gheorghe Asachi Technical University of Iași, Romania

**Philippe Van Bogaert**, Prof. Ph.D. Eng., Ghent University, Belgium
**Radomir Folić**, Prof. Ph.D. Eng., University of Novi Sad, Serbia
**Robert Eadie**, Ph.D. Eng., Ulster University, Northern Ireland, UK
**Stanislav Tsvetkov**, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
**Svetlana Lilkova-Markova**, Prof. Ph.D. Eng., University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Bulgaria
**Stela Tasheva**, Prof. Ph.D. Arch., University of Forestry, Bulgaria
**Teodor Roshavelov**, Prof. D.Sc. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
**Tsvetoslava Zareva-Peeva**, Assoc. Prof. Ph.D., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“
**Valeri Ivanov**, Prof. Ph.D. Arch., University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy
**Ventseslav Stoyanov**, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
**Ventsislav K. Stoyanov**, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
**Veselin Slavchev**, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
**Yatchko Ivanov**, Acad. Prof. DScTech. Eng., European Polytechnic University, NTSSB, Bulgaria
**Yesim Aktuglu**, Prof. Ph.D. Arch., Dokuz Eylul University, Izmir, Turkey
**Yulia Ilieva**, Assoc. Prof. Ph.D. Arch., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“

## ОРГАНИЗАЦИОНЕН КОМИТЕТ

**Председател**
Анита Хандрулева, доц. д-р инж.

**Членове**
Дончо Партов, проф. д-р инж.
Юлия Илиева, доц. д-р арх.
Станислав Цветков, доц. д-р инж.
Владислава Гогова-Илиева, гл. ас. д-р инж.
Антоанета Димитрова, ст. преп. Английски език
Фатима Хаджиева, студент

## ORGANIZING COMMITTEE

**Chair**
Anita Handruleva, Assoc. Prof. Ph.D. Eng.

**Members**
Doncho Partov, Prof. Ph.D. Eng.
Yulia Ilieva, Assoc. Prof. Ph.D. Arch.
Stanislav Tsvetkov, Assoc. Prof. Ph.D. Eng.
Vladislava Gogova-Ilieva, Ch. Assistant Prof. Ph.D. Eng.
Antoaneta Dimitrova, Senior Lecturer - English
Fatima Hadzieva, student

***Всички материали, представени за публикуване в Сборника с доклади са рецензирани от най-малко двама независими рецензенти, при запазване на анонимността на авторите.***

***All manuscripts submitted for publication in the Proceedings are peer-reviewed by at least two independent referees while the anonymity of authors is preserved.***

*Авторите запазват авторските си права върху докладите в Сборника, като носят пълна отговорност за тяхното съдържание.*
*ВСУ „Л. Каравелов“ разпространява сборника с публикуваните доклади и не носи отговорност, ако авторите са причинили вреда на трети лица. В случай на установено плагиатство Ръководството на ВСУ ще информира съответните органи.*

*The authors of contributions are responsible for the originality of research results and statements or opinions, expressed in their papers.*
*USEA (VSU) "L. Karavelov" distributes the Proceedings and is not responsible if the authors have caused injury to third parties. In the case of detected plagiarism, the Academic management will publish the name of the plagiar and will inform the relevant bodies for legal responsibility.*

# СЪДЪРЖАНИЕ

# TABLE OF CONTENTS


| | | |
|---|---|---|
| **III.** | **СТРОИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ.<br>ФУНДИРАНЕ И ГЕОТЕХНИКА.<br>BUILDING STRUCTURES.<br>FOUNDATION AND GEOTECHNICS.** | **17** |
| **3-1** | **BEHAVIOUR AND ANALYSIS OF RC FRAME UNDER EARTHQUAKE AND FIRE CONDITIONS**<br>Radomir Folić, Miloš Čokić | **19** |
| **3-2** | **STRUCTURAL DESIGN AND TECHNOLOGICAL CHALLENGES DURING THE CONSTRUCTION OF AN EIGHT-FLOOR OFFICE BUILDING IN SOFIA**<br>Doncho Partov, Dobromir Dinev | **29** |
| **3-3** | **РАЗРАБОТВАНЕ НА ОПИТНА ПОСТАНОВКА ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ КОРАВИНАТА НА СРЯЗВАНЕ ПРИ МАЛКИ И СРЕДНИ ДЕФОРМАЦИИ ОТ ОЕДОМЕТРИЧЕН ТЕСТ**<br>Кристина Илиева | **39** |
| **3-4** | **СРАВНЕНИЕ НА МЕТОДИКИТЕ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ИЗЧИСЛИТЕЛНАТА НОСИМОСПОСОБНОСТ НА ГВОЗДЕЙ, ЦИЛИНДРИНА КЛЕЧКА ИЛИ БОЛТ, ЗАЛЕГНАЛИ В НОРМИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА ДЪРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ 1989 Г. И ЕВРОКОД 5: ПРОЕКТИРАНЕ НА ДЪРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ – ЧАСТ 1-1: ОБЩИ ПРАВИЛА И ПРАВИЛА ЗА СГРАДИ. ЧАСТ I - ЕДНОСРЕЗНО СЪЕДИНЕНИЕ ОТ ДЪРВЕНИ ЕЛЕМЕНТИ**<br>Любомир Карадех | **49** |
| **3-5** | **STUDY OF THE BEHAVIOR OF EXPERIMENTAL SLABS WITH PROPPING OF ONE OF THE SLABS WHEN OVERLOADING THE STRUCTURE BY ITS OWN WEIGHT AND SIMULATED TEMPORARY LOAD**<br>Stanislav Bakardzhiev | **59** |
| **3-6** | **SURVEY OF THE DEFLECTIONS AND CRACKING OF AN EXPERIMENTAL REINFORCED CONCRETE SLAB DURING THE PERIOD OF STRIKING THE SLAB ABOVE IT**<br>Stanislav Bakardzhiev | **67** |
| **3-7** | **ИЗПЪЛНЕНИЕ НА МОНОЛИТНИ ВИДИМИ СТОМАНОБЕТОННИ ЕЛЕМЕНТИ В БЪЛГАРИЯ - ПРАКТИКИ И НАСОКИ ЗА РАЗВИТИЕ**<br>Станислав Бакърджиев | **75** |

| | | |
|---|---|---|
| **3-8** | **BEHAVIOR OF A TENSION PILE IN SOFIA REGION. AN ANALYTICAL AND NUMERICAL STUDY COMPARED WITH A STATIC LOAD TEST.**<br>Iliyan Markov | **85** |
| **3-9** | **ИНДИРЕКТЕН МЕТОД ЗА ОЦЕНКА НА НАЧАЛНИЯ И СРЕДЕН МОДУЛ НА СРАЗВАНЕ НА ПОЧВИ ВЪЗ ОСНОВА НА ОЕДОМЕТРИЧНО ИЗПИТВАНЕ**<br>Кристина Илиева , Николай Керенчев | **93** |
| **3-10** | **АКУСТИЧНА КЛАСИФИКАЦИЯ НА СГРАДИ ПО ИНТЕРНАЦИОНАЛЕН СТАНДАРТ ISO/TS 19488. РАЗЛИКА В ПОКАЗАТЕЛИТЕ ИНДЕКС НА ЗВУКОИЗОЛАЦИЯ R'W И ПРИВЕДЕНА РАЗЛИКА В ЗВУКОВИТЕ НИВА DNT,W**<br>Наталия Б.Иванова | **101** |
| **3-11** | **СГЛОБЯЕМИ ВРЪХНИ КОНСТРУКЦИИ ПРИ МОСТОВЕТЕ–НАСТОЯЩЕ И БЪДЕЩЕ**<br>Симеон Бошнаков | **111** |
| **3-12** | **ПРОВЕРКА – УТОЧНЕНИЕ ПРИ СЕИЗМИЧНИ АНАЛИЗИ НА СТОМАНОБЕТОННИ ЦИЛИНДРИЧНИ РЕЗЕРВОАРИ ЗА ВОДА. ЧАСТ ПЪРВА – ЕДИНИЧЕН РЕЗЕРВОАР (САМОСТОЯТЕЛЕН)**<br>Станислав Цветков, Минко Симеонов | **121** |
| **3-13** | **ПРОВЕРКА – УТОЧНЕНИЕ ПРИ СЕИЗМИЧНИ АНАЛИЗИ НА СТОМАНОБЕТОННИ ЦИЛИНДРИЧНИ РЕЗЕРВОАРИ ЗА ВОДА.**<br>**ЧАСТ ВТОРА – КЛЕТЪЧЕН РЕЗЕРВОАР (ТИП „БАТЕРИЯ“)**<br>Станислав Цветков, Минко Симеонов | **131** |
| **3-14** | **ВЛИЯНИЕ НА ФАКТОРА „КОРАВИНА“ ПРИ АНАЛИЗ НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКТИВНИ СТЕНИ, ПОДЛОЖЕНИ НА СЕИЗМИЧНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ.**<br>**ЧАСТ ПЪРВА – БЕЗ ОТЧИТАНЕ НА СЛУЧАЙНИТЕ ЕКСЦЕНТРИЦИТЕТИ НА ЕТАЖНИТЕ ПОДОВИ КОНСТРУКЦИИ**<br>Анита Хандрулева, Станислав Цветков, Хюсеин Хасан | **159** |
| **3-15** | **ВЛИЯНИЕ НА ФАКТОРА „КОРАВИНА“ ПРИ АНАЛИЗ НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКТИВНИ СТЕНИ, ПОДЛОЖЕНИ НА СЕИЗМИЧНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ.**<br>**ЧАСТ ВТОРА – ОТЧИТАНЕ НА СЛУЧАЙНИТЕ ЕКСЦЕНТРИЦИТЕТИ НА ЕТАЖНИТЕ ПОДОВИ КОНСТРУКЦИИ**<br>Анита Хандрулева, Станислав Цветков, Хюсеин Хасан | **175** |
| **3-16** | **АНАЛИЗИ С КОМПЮТЪРНО МОДЕЛИРАНЕ И „НА РЪКА“ – СРАВНИТЕЛЕН АНАЛИЗ, ПРИ СТОМАНОБЕТОННИ ПЛОЧИ.**<br>**ЧАСТ ПЪРВА – РЕШЕНИЕ „НА РЪКА“ ПО ЕЛАСТИЧНА СИСТЕМА**<br>Анита Хандрулева, Станислав Цветков, Хюсеин Хасан | **193** |
| **3-17** | **АНАЛИЗИ С КОМПЮТЪРНО МОДЕЛИРАНЕ И „НА РЪКА“ – СРАВНИТЕЛЕН АНАЛИЗ, ПРИ СТОМАНОБЕТОННИ ПЛОЧИ.**<br>**ЧАСТ ВТОРА – КОМПЮТЪРНО РЕШЕНИЕ ПО ЕЛАСТИЧНА СИСТЕМА**<br>Анита Хандрулева, Станислав Цветков, Хюсеин Хасан | **199** |

| | | |
|---|---|---|
| **IV.** | **СТРОИТЕЛНИ МАТЕРИАЛИ И ТЕХНОЛОГИИ. ТЕХНОЛОГИЯ И УПРАВЛЕНИЕ НА СТРОИТЕЛСТВОТО.**<br>**STRUCTURAL MATERIALS AND BUILDING TECHNOLOGIES. CONSTRUCTION TECHNOLOGY AND MANAGEMENT.** | **213** |
| **4-1** | **SUSTAINABLE MATERIALS FOR SOUNDPROOFING OF THE EDUCATIONAL AND RESIDENTIAL SPACES**<br>Oprisan Gabriel, Benchea Marcelin, Bujoreanu Carmen, Cozmanciuc Ruxandra, Romila Claudiu, Velniciuc Adi-Mihăiță | **215** |
| **4-2** | **СЪЗДАВАНЕ НА СИСТЕМА ЗА КОЛИЧЕСТВЕНА ОЦЕНКА НА РИСКА В БЪЛГАРСКА СТРОИТЕЛНА ФИРМА**<br>Георги Георгиев | **225** |
| **4-4** | **ИЗМЕНЕНИЕ НА ТЕХНОЛОГИЧНИ И ФИЗИКО-МЕХАНИЧНИ СВОЙСТВА НА БЕТОНИ СЪС СМЕСЕНИ ЦИМЕНТИ ПРИ ЗАМЯНА НА ЛЕТЯЩА ПЕПЕЛ С ТРАС**<br>Иван Дойков | **235** |
| **4-5** | **ФАКТОРИ, ВЛИЯЕЩИ ВЪРХУ СКОРОСТТА НА ИЗПЪЛНЕНИЕ НА МОНОЛИТНИ СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ**<br>Катя Белева | **243** |
| **4-6** | **ОБЗОР НА МЕТОДИТЕ ЗА РАЗРУШАВАНЕ НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ С МОНОЛИТНА СТОМАНОБЕТОННА КОНСТРУКЦИЯ**<br>Катя Белева, Румяна Захариева | **253** |
| **4-7** | **СРАВНЯВАНЕ НА ЗВУКОИЗОЛАЦИОННИТЕ КАЧЕСТВА НА ЕКОЛОГИЧНИ И ИНОВАТИВНИ СТРОИТЕЛНИ ЕЛЕМЕНТИ ПОСРЕДСТВОМ УМАЛЕНА АКУСТИЧНА КАМЕРА.**<br>Наталия Б.Иванова | **265** |
| **V.** | **ОРГАНИЗАЦИЯ НА СТРОИТЕЛСТВОТО. СТРОИТЕЛЕН МЕНИДЖМЪНТ И ПРЕДПРИЕМАЧЕСТВО.**<br>**БЕЗОПАСНОСТ И СИГУРНОСТ В СТРОИТЕЛСТВОТО. ПОЖАРНА БЕЗОПАСНОСТ. УСТОЙЧИВО СТРОИТЕЛСТВО И ЕКОЛОГИЧНА СИГУРНОСТ.**<br>**ДИГИТАЛИЗАЦИЯ В СТРОИТЕЛСТВОТО, АРХИТЕКТУРАТА И ОБУЧЕНИЕТО.**<br>**ИЗКУСТВЕН ИНТЕЛЕКТ В ИНВЕСТИЦИОННОТО ПРОЕКТИРАНЕ.**<br><br>**ORGANIZATION OF CONSTRUCTION. CONSTRUCTION MANAGEMENT AND ENTREPRENEURSHIP.**<br>**SAFETY AND SECURITY IN CONSTRUCTION. FIRE SAFETY. SUSTAINABLE CONSTRUCTION AND ENVIRONMENTAL SECURITY.**<br>**DIGITIZATION IN CONSTRUCTION, ARCHITECTURE AND EDUCATION.AI IN THE INVESTMENT DESIGN.** | **275** |
| **5-1** | **RECYCLED MATERIALS IN CONSTRUCTION: SUPPORTING THE TRANSITION TO A CIRCULAR ECONOMY**<br>Ivona Krulanović, Željka Beljkaš | **277** |

| | | |
|---|---|---|
| **5-2** | **INTEGRATED RISK MANAGEMENT MODELS FOR ENHANCING RESILIENCE AND SUSTAINABILITY OF WASTEWATER INFRASTRUCTURE IN URBAN ENVIRONMENTS**<br>Jovana Topalić, Maja Petrović, Vladimir Mučenski, Dragana Stanojević | **287** |
| **5-3** | **EXPERT SELECTION CRITERIA FOR A DELPHI STUDY ON CRANE SAFETY INSPECTION**<br>Željana Kužet, Vladimir Mučenski , Goran Bošković, Jovana Topalić | **293** |
| **5-4** | **STUDY OF THE FEASIBILITY OF USING WOODEN STRUCTURES IN THE CONSTRUCTION OF INDUSTRIAL AND WAREHOUSE BUILDINGS IN THE REPUBLIC OF BULGARIA**<br>Anton Angelov, Mihail Arnaudov | **303** |
| **5-5** | **DEVELOPMENT OF THE REGULATIONS FOR FIRE SAFETY FOR THE CONSTRUCTION OF BUILDINGS WITH WOODEN STRUCTURES IN THE REPUBLIC OF BULGARIA. FIRE PROTECTION AND FIRE BEHAVIOR OF WOODEN STRUCTURES.**<br>Anton Angelov | **315** |
| **5-6** | **КОМПОЗИЦИОННИ И КОНСТРУКТИВНИ РЕШЕНИЯ В АРХИТЕКТУРАТА НА БЪЛГАРСКИТЕ МАНАСТИРИ ПРЕЗ ВЪЗРАЖДАНЕТО**<br>Радосвета Кирова-Делчева | **329** |
| **5-7** | **THERMAL EFFECTS AND RISKS TO HEALTH AND THE ENVIRONMENT IN THE EVENT OF FIRE IN ELECTRIC VEHICLES IN ENCLOSED SPACES**<br>Teodosi Tsankov | **339** |
| **5-8** | **BUILDING INFORMATION MODELING IN FIRE SAFETY**<br>Aleksandar Dushanov | **347** |
| **5-9** | **ПРИЛОЖЕН АНАЛИЗ НА НОРМАТИВНО ИЗИСКВАНИТЕ СТРУКТУРА И СЪДЪРЖАНИЕ НА ЧАСТ "ПОЖАРНА БЕЗОПАСНОСТ" В ИНВЕСТИЦИОННИЯ ПРОЕКТ**<br>Борис Прешелков | **357** |
| **5-12** | **УЯЗВИМОСТ НА СТАЦИОНАРНИТЕ БАЗОВИ ПРИЕМО-ПРЕДАВАТЕЛНИ СТАНЦИИ ПРИ ГОРСКИ ПОЖАРИ: АНАЛИЗ НА РИСКА И ПРЕВАНТИВНИ МЕРКИ.**<br>Иво Кожухаров | **367** |
| **5-13** | **ВЪЗМОЖНОСТИ ЗА ОПТИМИЗАЦИЯ НА МАТРИЧНИТЕ ИЗЧИСЛЕНИЯ В CALCPAD ЗА 64-БИТОВА МНОГОЯДРЕНА ПРОЦЕСОРНА АРХИТЕКТУРА**<br>Неделчо Ганчовски | **375** |
| **5-15** | **КАСКАДЕН ЕФЕКТ И ДОМИНО ЕФЕКТ ПРИ БЕДСТВИЯ И КРИЗИ**<br>Стефан Първанов | **385** |
| **5-16** | **УСТОЙЧИВОСТ И УЯЗВИМОСТ НА ЖИЗНЕНОВАЖНИ ОБЩЕСТВЕНИ ФУНКЦИИ**<br>Стефан Първанов | **397** |

| | | |
|---|---|---|
| **5-17** | **МАСОВА ЕВАКУАЦИЯ НА НАСЕЛЕНИЕТО ПРИ БЕДСТВИЯ** Стефан Първанов | **409** |
| **VI.** | **СТУДЕНТСКА СЕКЦИЯ STUDENTS SECTION.** | **417** |
| **6-1** | **ВОДНИТЕ КУЛИ И ВОДНАТА КУЛА В ЛОЗЕНЕЦ** Емил Митев | **419** |
| **6-2** | **РЕКОНСТРУКЦИЯ И УСИЛВАНЕ НА ОБЩЕСТВЕНИ СГРАДИ: АРХИТЕКТУРНИ И КОНСТРУКТИВНИ АСПЕКТИ** Ивана Владимирова Филипова | **429** |
| **6-3** | **КАЗУСЪТ КОМПЛЕКСНА ЗАЩИТА НА ПАРКОВ ОБЕКТ СЪС СТАТУТ НА ЗАЩИТЕНА КУЛТУРНА ЦЕННОСТ И СТАТУТ НА ЗАЩИТЕНА ПРИРОДНА ТЕРИТОРИЯ ПО ПРИМЕРА НА АРХИТЕКТУРНО-ПАРКОВ КОМПЛЕКС ДВОРЕЦА – БАЛЧИК И ЗМ БОТАНИЧЕСКА ГРАДИНА – БАЛЧИК** Катерина Великова | **441** |

# III. СТРОИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ.ФУНДИРАНЕ И ГЕОТЕХНИКА.

# III. BUILDING STRUCTURES. FOUNDATION AND GEOTECHNICS.

# BEHAVIOUR AND ANALYSIS OF RC FRAME UNDER EARTHQUAKE AND FIRE CONDITIONS

**Radomir Folić[1], Miloš Čokić[2]**

***Abstract***: *Reinforced concrete (RC) structures in seismic regions face the critical risk of post-earthquake fire (PEF), where sequential hazards combine to drastically reduce residual capacity. This study investigates the behaviour of a representative two-span, four-storey RC frame subjected first to seismic loading (PGA = 0.2g) and subsequently to standard ISO 834 fire scenarios (R30, R60, R90). Nonlinear static (pushover) analysis was performed in order to determine target displacement and corresponding nodal forces, which were then used in a model for thermo-mechanical fire analysis. Results show that effective fire resistance was significantly reduced compared to fire-only cases, with residual load-bearing capacity dropping to ~45 % (R30), 41.5 % (R60), and 38.4 % (R90). Both concrete and reinforcement reached full utilization, indicating no reserve capacity under combined hazard scenarios. The findings highlight the necessity of performance-based design and multi-hazard assessment for RC buildings in seismic zones.*

***Key words***: *Reinforced concrete, Seismic analysis, Post-earthquake fire, Fire resistance, Nonlinear static analysis*

## 1. Introduction

The effect of fire on reinforced concrete (RC) structures is classified as an accidental action. The structural behaviour depends on: the type of structure and the materials used; the intensity, rate of development and duration of fire; the extent of elements exposed and the distribution of temperature across load-bearing members; the ability of the structure to redistribute loads; and the effectiveness of compartmentation in controlling fire spread [10]. Experimental testing of structural elements is most commonly carried out under "standard fire" conditions, defined by the ISO fire curve [18]. The fire resistance of an element is the elapsed time from fire onset until the "cold face" of the element reaches an average increase of 140 °C. The static approach treats the change of stresses and deformations independently of the heating rate, while the dynamic method introduces the temperature-rise rate and inertial effects caused by thermal impulses. This corresponds to thermo-dynamic analysis.

The standard fire conditions are defined between 20 °C and 1200 °C, and the thermal and mechanical properties of materials are specified for the same range. Under fire, the critical temperature is often reached very quickly, in many cases already within the first 5 minutes. The degradation of concrete in fire develops due to: decomposition of cement paste

[1] Radomir Folić, Professor Emeritus, Dr.Ing., University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Department of Civil Engineering and Geodesy, Trg Dositeja Obradovića 6, 21102 Novi Sad, folic@uns.ac.rs, r.folic@gmail.com
[2] Miloš Čokić, Structural Engineer, PhD, Belgrade, Republic of Serbia, cokicmilos@gmail.com

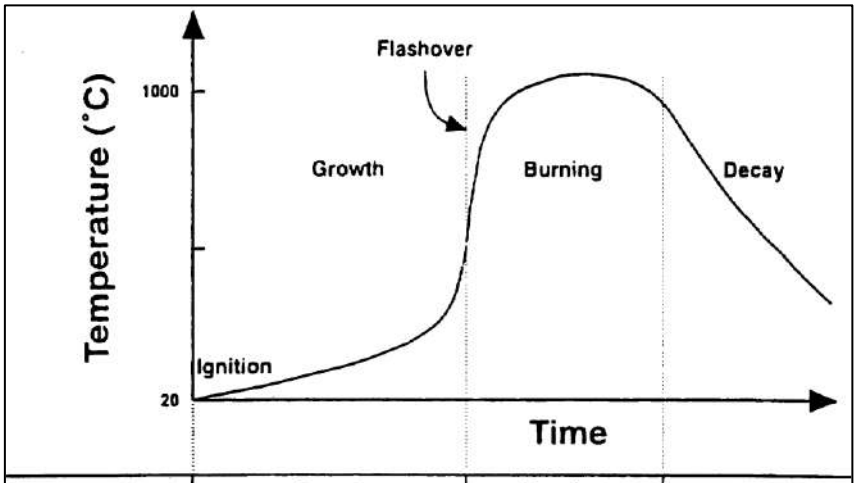
(dehydration); destruction of aggregates (volume changes); diffusion of water vapor; loss of adhesion between reinforcement and aggregates; loss of bond between reinforcement and concrete; reduction in reinforcement strength; and loss of prestress in tendons of prestressed structures. Increasing internal temperature causes a drop in the elastic modulus and yield strength of steel reinforcement. The effects of heating on steel properties become noticeable at 200 °C, significant at 400 °C, and critical at 600 °C. At elevated temperatures above 500 °C, concrete structures lose a considerable portion of their load-bearing capacity. Between 600–800 °C, bond stresses are practically reduced to zero.

As a consequence of fire, compressive strength and stiffness of RC members decrease significantly. The load-bearing capacity of individual elements may reduce to the level of sustained loads, which can trigger local collapse. Loss of stiffness of both concrete and reinforcement causes large deformations, while early damage manifests through spalling of the protective cover at edges and corners. Once the cover is lost, reinforcement is exposed and reaches critical temperatures much faster, increasing the probability of failure, especially in structures prone to progressive collapse. Therefore, effective fire compartmentation is crucial in mitigating risk. This paper presents values for the reduction of characteristic compressive strength of concrete, as well as reinforcing and prestressing steel strength as a function of temperature. These values can be applied in simplified design calculations and in determining reinforcement critical temperatures other than 500 °C. A detailed discussion is provided in [9b].

In Part 2: *Estimation of residual structural characteristics*, an analytical method is presented for material constitutive behaviour after fire and the estimation of residual structural properties [2]. The condition of members is classified through: the presence of soot and smoke deposits; visible colour changes in concrete; spalling; cracking; the extent of reinforcement exposure; and visible beam deflection or column distortion. These assessments usually require material sampling and laboratory testing [16].

Due to significant thermal and mechanical effects under fire, the structural response extends beyond the linear regime, making nonlinear time-dependent analysis essential for damage assessment. Such analysis includes thermal and mechanical stresses, as well as material and geometric nonlinearities. In practice, a *Performance-Based Design* approach is applied: first, thermal analysis is performed for the assumed fire duration; then, mechanical analysis in time increments determines stresses and strains in members [7], [22]. The objective is to trace the development of stresses and deformations in concrete and reinforcement until plastic hinges form and global collapse occurs. This analysis includes time-dependent temperature evolution (design fire), temperature-dependent material properties in accordance with Eurocodes, and finite element thermo-mechanical nonlinear procedures [22].

Specific fire design requirements depend on the building type and function, and vary with national standards. For this reason, this paper focuses on general aspects of fire safety in concrete buildings and provides supplementary information to EN [6a]: *Structural fire design*. In practice, fire severity is quantified using the ISO 834 [18] temperature-time curve, which is also widely implemented in national regulations. Laboratory furnace tests based on this curve are used to establish the fire resistance of prototype elements [6a]. This experimental approach has also been used to study the influence of design parameters, and much of the available design data originates from such tests. Standard furnace testing remains the primary source for tabulated design code values on fire resistance of single elements [9b]. Additionally, deformation limits may serve as stability criteria. In specific cases, where re-use of structures is critical, further reparability criteria may be introduced.




| Stage | Growth | Burning | Decay |
|---|---|---|---|
| Fire behaviour | Fuel controlled | Ventilation-controlled | Fuel-controlled |
| Human behaviour | Escape | Death | |
| Detection | Smoke detectors<br>Heat detectors | External smoke and flame | |
| Active control | Extinguish by hand, sprinklers or Fire Service. Smoke control | Control by Fire Service | |
| Passive control | Flammability, surface spread of flame | Fire resistance, containment, collapse | |

**Figure 1**. Development of fire in a building, after [9b]
)

The general methodology consists of the following key steps [3]:

1. Defining performance objectives;
2. Assessing seismic hazards and structural damage resulting from the earthquake;
3. Evaluating the probability of post-earthquake fire (PEF) ignition and subsequent fire-spread dynamics;
4. Analyzing the structural response under combined earthquake and fire loading conditions;
5. Assessing damage and quantifying associated losses.

This methodology is elaborated in detail in [3].

## 2. Materials and Methods

### 2.1. Geometry of the Frame

Concrete of strength class C30/37 was used for all members, in line with common practice in residential construction [6a]. Reinforcement was assumed as B500 cold-worked steel, applied for both longitudinal reinforcement and stirrups, as per EN 1992-1-2 recommendations [5], [6a]. The material properties under elevated temperatures followed Eurocode tabulated values [5], [9a], [21].

The case study frame is modeled as a four-storey, two-span RC structure. Columns are square 50x50cm with a 40mm concrete cover, longitudinal bars Ø18 placed symmetrically, and stirrups Ø10/15cm. Beams are rectangular 30x40cm with 40mm cover, longitudinal reinforcement Ø22 (top and bottom), and stirrups Ø10/15 cm. These detailing choices represent typical residential RC members, providing sufficient ductility and initial fire protection.



**Figure 2**. Numerical model in [15]

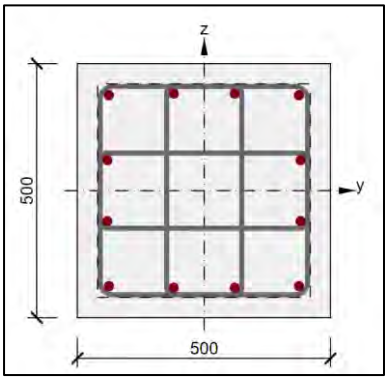



**Figure 3**. Column cross-section in [15]

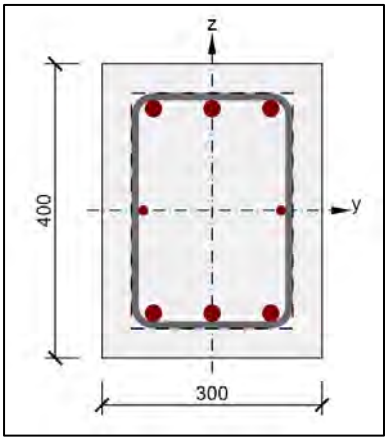



**Figure 4**. Beam cross-section in [15]

### 2.2. Materials

Concrete C30/37 was used for all members [6a]. Reinforcement was assumed as B500B cold-worked steel, applied for both longitudinal reinforcement and stirrups, as per EN 1992-1-2 recommendations [5], [6a]. The material properties under elevated temperatures followed Eurocode tabulated values [5], [9a], [21].

### 2.3. Loading Conditions

Three categories of loads were considered:

- Self-weight of all members, automatically generated in the ETABS model [8];
- Additional permanent load (G) of 6 kN/m applied on beams;
- Variable load (Q) of 6 kN/m representing live load, assuming residential occupancy [5].

### 2.4. Seismic Action

Seismic demand was evaluated by means of nonlinear static analysis (NSA) (pushover) in ETABS [8], using a design peak ground acceleration (PGA) of 0.2g for type 1 response spectrum for soil type C. The model was designed and analyzed according to EN 1990, EN 1991, EN 1992-1, and EN 1998-1, assuming ductility class DCM and behaviour factor q = 3.9 [6b].

From the pushover analysis, the target displacement corresponding to PGA = 0.2g was determined using the N2 method defined in EN 1998-1. The internal forces in the joints corresponding to this step of the pushover curve were extracted and used as equivalent nodal

loads for the subsequent fire analysis. In this way, the effect of prior seismic action is consistently represented in the fire resistance assessment.

### 2.5. Fire Action

The extracted nodal forces from ETABS were introduced into a separate model in IDEA StatiCa [15]. Fire analyses were carried out for three fire resistance classes (*R30, R60, R90*), following EN 1992-1-2 [6a].

For fire loading, the design load combination was adopted, as per Eurocode fire provisions [5].

Standard fire exposure followed the ISO 834 time–temperature curve [18]. Temperature-dependent material properties for concrete and steel were taken from Eurocode [5], [6a], with degradation factors consistent with [1], [9a], [21].

## 3. Results of the analysis

### 3.1. Seismic Action (EQ)

The nonlinear static analysis showed that the RC frame maintained its load-bearing capacity under the design seismic action. Target displacements were reached without signs of collapse, and plastic hinge formation was consistent with ductile behaviour expected for DCM design [6b], [13].

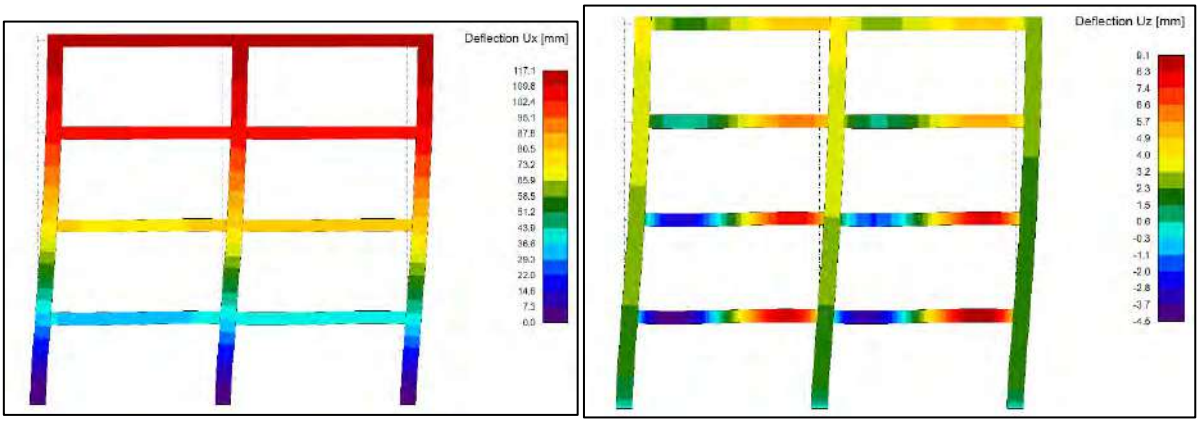



**Figure 5**. Lateral (left) and vertical (right) displacements of RC frame under seismic loading

### 3.2. Fire-only Scenarios

When exposed only to fire, the frame exhibited progressive degradation in stiffness and bearing capacity with increasing fire duration.

- Beams have exceeded the L/30 deflection criterion [18] as the primary failure mode.
- Columns are controlled by axial contraction criterion (h/100), but retained stability within designated fire classes.
- Fire resistance values were consistent with tabulated Eurocode data [5], [9a], with beams being the most vulnerable elements.

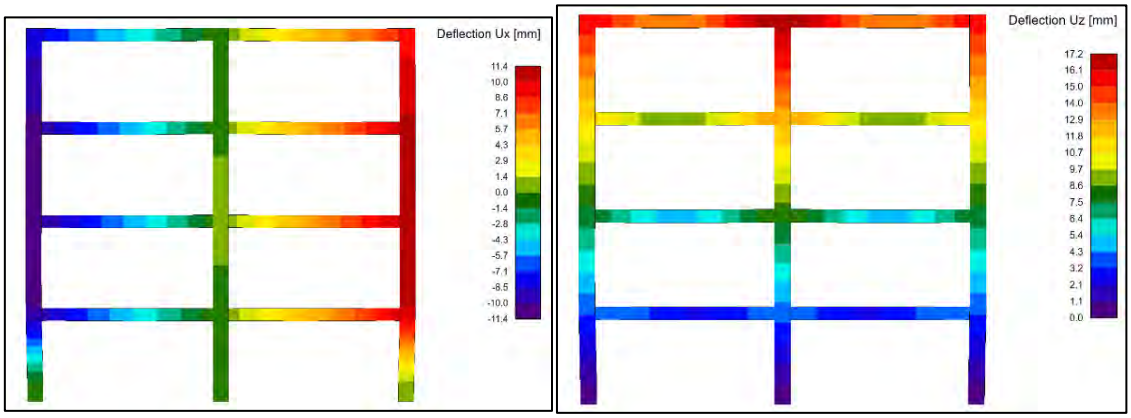



**Figure 6**. Lateral (left) and vertical (right) displacements of RC frame under fire loading R30

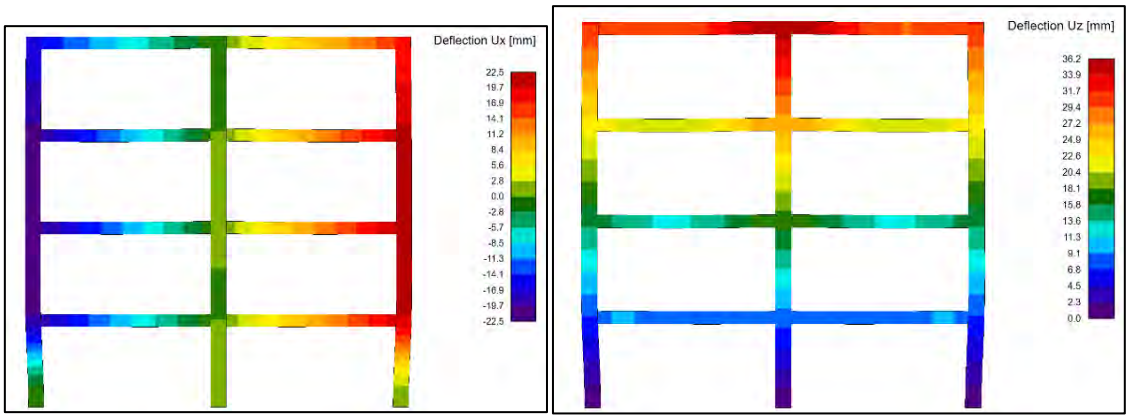



**Figure 7**. Lateral (left) and vertical (right) displacements of RC frame under fire loading R60

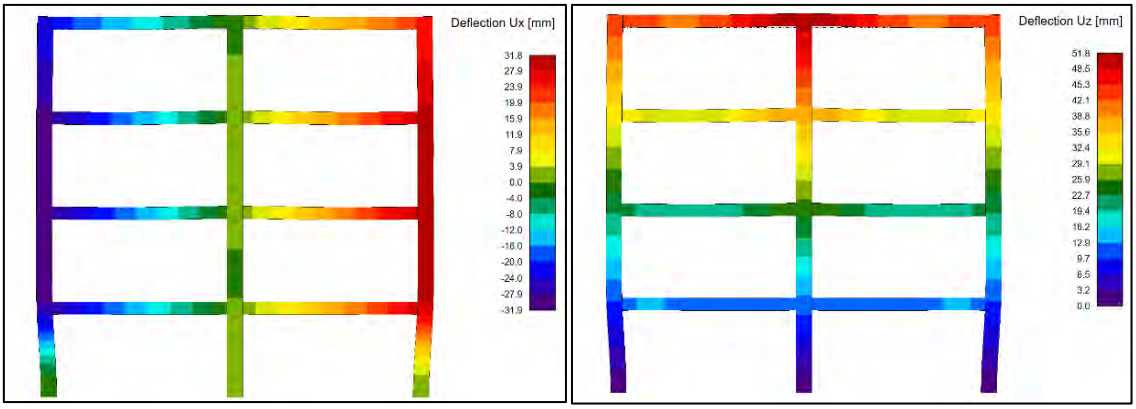



**Figure 8**. Lateral (left) and vertical (right) displacements of RC frame under fire loading R90

### 3.3. Combined Actions (EQ + FIRE)

When the frame was first subjected to the seismic action and then exposed to fire, the residual damage from the earthquake strongly influenced fire performance.

- Cracking, spalling of protective concrete cover, and prior yielding of reinforcement facilitated faster temperature penetration.
- Beams did not reach higher absolute deflections than in fire-only cases, but critical ISO 834 limits were exceeded earlier, indicating earlier functional failure.

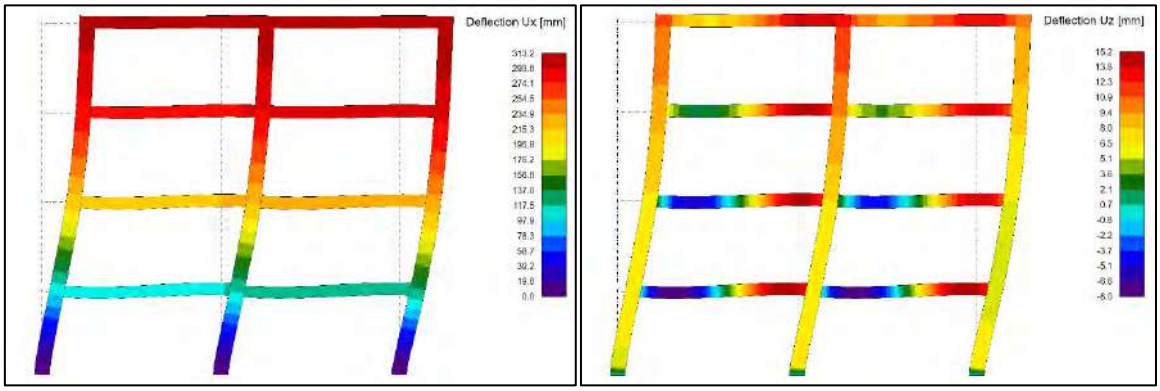



**Figure 9**. Lateral (left) and vertical (right) displacements of RC frame under *EQ+FIRE* loading R30

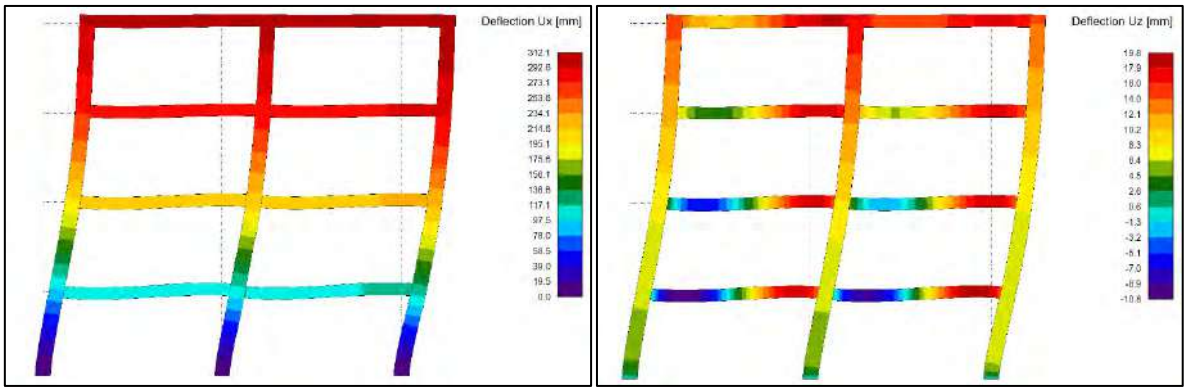



**Figure 10**. Lateral (left) and vertical (right) displacements of RC frame under *EQ+FIRE* loading R60

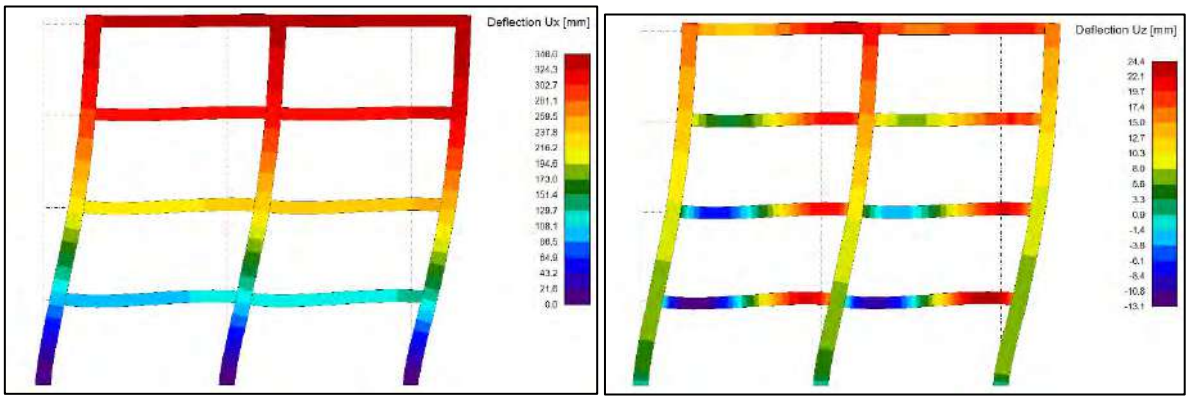



**Figure 11**. Lateral (left) and vertical (right) displacements of RC frame under *EQ+FIRE* loading R90

- The effective fire resistance was significantly reduced compared to fire-only conditions:
  - R30: ~45.0% of nominal fire capacity,
  - R60: ~41.5%,
  - R90: ~38.4%.
- These percentages represent the portion of the required load-bearing capacity that the structure can sustain under the given fire scenario. Values below 100% indicate that the system does not satisfy the prescribed fire resistance, as both

concrete and reinforcement reach 100% utilization and fail to provide additional reserve capacity.

- This indicates that the combination of earthquake and fire conditions, the structural system exhibits severe degradation rather than a simple summation of effects [14], [27], [30], [31].

**4. Discussion of the results**

The combined action of earthquake and fire led to rapid failure of both concrete and reinforcement, with effective capacity dropping below 50%. This confirms that post-earthquake fire is much more severe than isolated hazards, as also reported in [14], [26], [27], [31].

While fire-only models could sustain loads closer to the nominal capacity, *EQ+FIRE* models degraded much faster: from ~45% at R30 down to ~38% at R90. This trend clearly shows the cumulative loss of strength and stiffness from cracks, plastic hinges, and residual deformations caused by the earthquake, which accelerate fire-induced damage.

Beams did not develop larger absolute deflections than in fire-only cases; however, they exceeded the ISO 834 functional limits (*L/30* and *dD/dt*) much earlier, which means that failure occurred sooner even at lower deflection values. Columns primarily failed by exceeding axial contraction criteria. The simultaneous exhaustion of concrete and reinforcement shows that the failure mechanism is global, not local. Loss of cover concrete due to spalling and reinforcement exposure accelerates heating, while existing seismic cracks act as channels for thermal penetration.

According to ISO 834 [18], loss of load-bearing capacity is defined by exceeding both the limiting deflection ($D > L/30$) and the limiting rate of deflection ($dD/dt > L^2/(9000d)$), or contraction criteria for columns ($C > h/100$ and $dC/dt > h/1000$). In all analyzed cases, beams reached these deflection thresholds faster in *EQ+FIRE* than in fire-only, despite similar peak deflections. Although explicit time-history data of displacements and contractions were not available in the exported results, this conclusion is drawn from the fire resistance values calculated in [15]. hese values dropped well below 100% (45.0% for R30, 41.5% for R60, and 38.4% for R90), confirming earlier attainment of the ISO failure criteria even when absolute deflections remained comparable. These results confirm that the combined hazard drives faster exceedance of ISO limits, shortening the effective fire resistance period.

The results show that standard fire resistance design [6a], which ignores prior seismic damage, can overestimate structural safety. A performance-based multi-hazard approach [3], [22], [24] is needed, combining seismic demand analysis with thermo-mechanical degradation to realistically assess safety margins.

**5. Conclusions**

This study confirms that reinforced concrete frames exposed to sequential earthquake and fire loading lose their effective capacity much faster than under isolated hazards. Post-earthquake fire leads to significant reductions in load-bearing capacity, with effective resistance falling to ~45% at R30, ~41.5% at R60, and ~38% at R90.

From the ISO 834 perspective, beams did not reach greater maximum deflections compared to fire-only cases, but functional failure was triggered earlier because the criteria were exceeded much sooner. This was inferred from the significantly reduced fire resistance values, which reflect earlier exhaustion of both concrete and reinforcement compared to fire-only scenarios. Columns were governed by axial contraction. Earthquake-induced damage (cracks, residual drift, reduced stiffness) directly accelerated the crossing of these thresholds,

confirming that *EQ+FIRE* performance is not simply the sum of individual hazards but a compounded mechanism of degradation.

The findings highlight the need to consider post-earthquake fire in performance-based design. Conventional fire resistance checks, which neglect prior seismic damage, may substantially overestimate safety margins.

**REFERENCES**

[1] Bisby, L. et al.: White paper on fire resistance of concrete structures, NIST GCR 15/983, September 2014.
[2] CEB - Assessment of CS and design procedure for redesign, BI 162, Paris, 1983
[3] Dashti,S.,Ozden Caglayan,B., Dashti, N.: Post-Earthquake Fire Resistance in Structures: A Review of Current Research and Future Directions, Appl. Sci. 2025, 15, 3311. https://doi.org/10.3390/app15063311
[4] Elizade, R.R.: Fire effects on reinforced concrete, Journal of CE Research and Technology, Vol. 4 (3), pp. 1-10.
[5] EN 1991-1-2 Action on structure exposed to fire, 2002.
[6] a) EN 1992, Part 1-2 general rules - structural fire design, 2004. b) EN 1998-1:2004, Part 1: Design of structures for earthquake resistance-General rules, CEN 2004;
[7] Kodur, V. K. R., Dwaikat, M. M. S.: Performance-based fire safety design of reinforced concrete beams, Journal of Fire Protection Engineering, 2008, 18(4), pp. 293–320.
[8] ETABS, CSi, 2016
[9] a) fib Bulletin 46 Fire design of CS - structural behavior and assessment, 2003. 63-114; b) fib B. 3, Structural concrete; Structural concrete, Structural fire design, 55-64, 1999.
[10] Folić, R., Krnjetin, S.: Analysis of reinforced concrete columns and walls fire resistance, In Sebian, J. Izgradnja, Belgrade, , No. 11-12. 1992, pp. 5-13.
[11] Folić, R., Krnjetin, S.: Effects of building conception of concept structures to minimization of the fire and earthquake consequences, In Serbian, J. Preving, Belgrade 1994. pp. 11-17
[12] Folić, R. Čokić, M. Folić, B. Liolios, A.: Some demage and fragility of RC buildings, XXIII Internat. Conf. VSU 2023, Proc. Ed. I. Stoynova, pp. 423 - 437.
[13] Folić, R., Čokić, M., Folić, B.: Post earthquake evaluation of reinforced concrete buildings, Proc. of 13th Int. Scientific Conference "Condition assessment, maintenace and rehabilataion of C E structures, ACI of Serbia, V. Banja, June 17-21, 2024, pp 186-195.
[14] Haouach, I. et al.: Fire after earthquake assessment of 3D reinforced concrete structures, Engineering Structures 319 (2024) 118889, pp. 1-21
[15] IDEA StatiCa, 2024
[16] Ioannou, I. Aspinall, W. et al.: Expert judgment-based fragility assessment of reinforced concrete buildings exposed to fire, Reliability Engineering and System Safety, 2017, pp. 105–127
[17] Ioannou1, I. Rossetto1, T. Rush, D. Melo, J: Simplified model for pre code RC column exposed to fire followed by earthquake, Scientific Reports (2022) 12:8980
[18] ISO 834: Fire-resistance test-elements of buildings constructions, 2014.
[19] Karakale, V. et al. Lateral load behaviour of RC buildings exposed to fire: case study, J. of Asian architecture and building engineering , 2023, Vol. 22, No. 1, pp. 274-285
[20] Krnjetin, S., Folić, R.: Cocrete element and structures damges in real fire, In Sebian J. Izgradnja, Belgrade, No. 4, 1993, pp. 18-25.

[21] Kumar Chaudhary, R. Roy, T., Matsagar, V.: Member and structural fragility of reinforced concrete structure under fire, Journal of Structural Fire Engineering Vol. 11 No. 4, 2020; pp. 409-435
[22] Kumar, A. Prakash, P. R., Orabi, M. A.: Modeling reinforced concrete structures under fire conditions in GiD-OpenSees: Framwork, validation, and implications, Advances in Engineering Softwere, 201, 2025; 103855.
[23] COST- Intern. Conf. Application of Structural Fire Engineering, Prague, 29. April, 2011. Concrete structures, pp. 87-164.
[24] Khiali, V. Rodrigues, H.: Experimental Evaluation of Post-Earthquake Fire on Reinforced Concrete Structures—A Review, CivilEng 2023, 4, 469–482. https://doi.org/10.3390/civileng4020027
[25] Naiel, A.,Hanna, N., Lotfy, I.: Assessing seismic performance of mid-rise reinforced concrete buildings using fragility curves, Innovative Infrastructure Solutions, 2025, 10:9. https://doi.org/10.1007/s41062-024-01750-9
[26] Selamet, S., Kaya, U., Arslan, G.: Post-earthquake fire performance of reinforced concrete buildings: An overview, Fire Safety Journal, 2021, 120, 103052.
[27] Ronagh, H.R., Behnam, B.: Investigating the effects of prior damge on the post-earthquake fire resistance of RC portal frames, Int J of Concrete Structures and Materials, Vol. 6, No. 4, December 2012, pp 209-220.
[28] Roy, T. Matsagar, V.: Machanics of damage in RC member under post-blast fire scenario, Structures, 31, 2021, pp. 740-760.
[29] Scawthorn, C.: Fire following earthquake, Ch. 29, in Earthquake engineering handbook, Ed. Chen, L. CRC Press LLC, 2003.
[30] Shah, A. H. et al.: Fire performance of earthquake - damaged RC structures, Materials and Structures, 2016, 49: 2971-2989
[31] Vitorino, H. et al.: Assessment of post-earthquake fire capacity of RC frames without seismic design, Eng. Failure Analysis, 160, 2024, 108248.

# STRUCTURAL DESIGN AND TECHNOLOGICAL CHALLENGES DURING THE CONSTRUCTION OF AN EIGHT-FLOOR OFFICE BUILDING IN SOFIA

**DonchoPartov**[1], **Dobromir Dinev**[2],

*Higher School of Civil Engineering "Lyuben Karavelov",Sofia*
*Unuversity of Civil Engineering and Geodezy UACEG, Sofia*

***Abstract***: *The paper deals with the design and structural analysis of the construction of an 8th floor office-building in Sofia. The structure is formed by two blocks with a unique architectural form. The structural scheme of the building is performed with beamless floor structures with longitudinal spans: 5 – 5 – 5- 6 – 5/3 pcs. x 5 m. – 6 -5 m./ and transverse spans 9 pcs. x 5 m. The floor structure is formed by a flat slabs with a thickness of 200 – 250 mm carried by columns and walls. The height of the stories varies between 2700 to 3400 mm. The spatial stability of the building and the site is ensured in the two orthogonal directions with the required number of earthquake walls. The foundation of the two sections of the building is planned to be carried out on two foundation slabs of different heights, made of concrete with strength class B 25, reinforced with tied steel nets A III and A I, through which they are secured against punching, shearing and bending. Walls and columns are designed for eccentric axial loading due to the presence of vertical forces and bending moments in them. Floor slabs are designed for the resultant bending, shear and punching forces in them. According to the presented engineering-geological report, the foundation of the building is carried out on a seismically favorable layer of compacted gravels with calculated load: R = 0.50 MPa. The static analysis of the building was carried out for vertical load and seismic load for the IX degree on the "MSK" scale for the Sofia area, with a seismic coefficient of Kc= 0.27 in relation to horizontal loads. Floor reinforced concrete slabs are considered as non-deformable diaphragms in their plane, which ensure equal floor displacements of individual earthquake walls on each floor and distribute earthquake forces in proportion to their stiffness's. The study of the building of seismic effects was carried out as a 3D model, with the software product "TOWER 5.5" and the software products "ETABS" and "SAFE".*

***Keywords:*** *reinforced concrete structure, flat slabs, columns, walls, geological conditions, groundwater,*

[1] Doncho Partov,., Prof. Dr., HSCE "L. Karavelov", Sofia, partov@vsu.bg

[2] Dobromir Dinev, Assoc. Prof. Dr. UACEG, Sofia, ddinev_fce@uacg.bg

## 1. Introduction

The building is a cast-in-place reinforced concrete structure. The floor structure is formed by a flat slabs with a thickness of 200 – 250 mm carried by columns and walls. The height of the stories varies between 2700 to 3400 mm. In a longitudinal direction between numerical axes 1 and 4 and transversely between letter axes B and E, the block consists of two administrative floors, one ground floor and two basement floors, reaching an elevation of +13.23m. From axes 4 and 5 and transversely between axes B and E, as well as axes 4 and 7 and transverse axes D and E, the block consists of 3 administrative floors, one ground floor and 2 basements to an elevation of + 16.97 m. Between axes 5 and 10 and transversely between axes A and D, the block is developed on 4 administrative floors, a ground floor and two basements, reaching an elevation of + 20.71m. The construction of the building is realized in a traditional monolithic method. The structural scheme of the building is filled with beamless floor structures with longitudinal spans: 5 – 5 – 5- 6 – 5/3 pcs. x 5 m. – 6 -5 m./ and transverse spans 9 pcs. x 5 m. The machine room of the building near the elevator: H building. – 3.49 m, reaches the board elevation: + 23.00 m. The thickness of the floor slabs is as follows: Elevation: – 2.78 m. D plate = 25 cm. Elevation: + 0.00m. D plate = 22cm. Slabs on the remaining floor levels, including roof slab D slab=20cm. Basement walls: Deb. plate = 40 cm. Foundation plate: Thickness. plate = 60 cm. for the low body and D plate = 80 cm. for the high body. The columns in the basement: -2m, are 50/50 cm in size. All other columns above the elevation: - 2.78cm. to the roof structure have dimensions of 40 /40 cm. The object is divided along axis 5 into two independent sections by two walls, which in axis 5 in the first and third fields/axes A-G and D-E are reinforced concrete walls, passing from the foundation plate through the entire height of the building, to its roof. The joint between these two shield vertical walls is 5 cm. The spatial stability of the building and the site is ensured in the two orthogonal directions with the required number of earthquake walls. The foundation of the two sections of the building is planned to be carried out on two foundation slabs of different heights, made of concrete with strength class B 25, reinforced with tied steel nets A III and A I, through which they are secured against punching, shearing and bending. Walls and columns are designed for eccentric axial loading due to the presence of vertical forces and bending moments in them. Floor slabs are designed for the resultant bending, shear and punching forces in them. The flat floor structure was analyzed according to the theory of flat plates, published in BSA no. 4 -5 of 1993 of the ISA, by the method of replacement beams, and the results obtained were compared with those obtained with the TOWER 5.5 program. Securing the walls against punching is done with hidden beams under them.

### 1.1 Design of the mat foundation

According to the presented engineering-geological report, the foundation of the building is carried out on a seismically favorable layer of compacted gravels with calculated load: R = 0.50 MPa. The soil category is group A according to "NPPF" and group I according to "NPSSZR"87. Regarding the geological conditions: at a depth of 3.60m–3.90m from the existing terrain, groundwater appears, the estimated level of which is at an elevation of: 522m or at a depth of about 2.6 m from the existing terrain. This sets a number of requirements when choosing a solution for the construction of the foundation slab and basement walls. The presence of water at a level 2.0 m above the bottom of the trench (elevation 520 m) determines the choice of a continuous foundation slab under the columns and washers of the building and continuous basement walls up to the elevation; + 0.00 m. This means that the expansion joint between the two blocks will appear along the height of the building, above the elevation: + 0.00 m. This requirement for the continuity of the entire zero cycle is also

determined by the "total stiffness of the prismatic box-shaped structure" below the elevation: + 0.00 m., in which all vertical walls and frames absorbing the earthquake impact are considered as tensioned. Moreover, the penetration of the foundation plate under the vertical washers in axis 5 can only be ensured by continuous passage of the foundation plate. Thus, the considerations presented under this point treat the implementation of the building's zero cycle, provided that normal working conditions are ensured for its construction. This means that in the presence of existing groundwater, a separate trench drainage project must be prepared to ensure a normal construction process when performing the zero cycle. This will guarantee the stability of the existing ground masses adjacent to the newly constructed building and ensure a dry regime during the execution of the foundation slab, basement walls and the two basement slabs. It was suggested that this project be drawn up by Prof. B. Bozhinov, widely recognized in this field, who with this decision will ensure reliable use of the building, after entry into operation.

### 1.2. Structural requirements for the basement(sous-terrain) levels

In the project, for the structural part of the building, for the foundation span and basement walls, the application of concrete class B 25 strength and water impermeability W 0.6 is applied. Waterproofing is achieved by applying hydrophobic additives from SIKA or ADING companies.In the places of the working joints, between the foundation plate and the basement walls, waterproof acrylate gels or polyurethane resins are filled according to the detail of "Polymerinject". Under the outer walls of the basements and on the underlying concrete, under the bottom of the foundation slab, waterproofing is carried out according to architectural and plumbing projects. Before applying the waterproofing, a thorough examination of the concrete surfaces is carried out, performing the following types of operations: cutting all protruding and other fittings 2-3 cm below the surface of the concrete; any cracked or scaly areas are sanded down to firmness; all formwork bolt holes and irregularities on the surface of the concrete are repaired. The waterproofing is applied by a contractor licensed for this type of construction activity.

## 2. Structural analysis of building subjected to gravity and lateral loading

### 2.1. Static analysis

The static analysis of the building was carried out for vertical load and seismic load for the IX degree on the "MSK" scale for the Sofia area, with a seismic coefficient of Kc= 0.27 in relation to horizontal loads. Floor reinforced concrete slabs are considered as non-deformable diaphragms in their plane, which ensure equal floor displacements of individual earthquake walls on each floor and distribute earthquake forces in proportion to their stiffness's. The vertical frames made along the contour of the building, composed of columns 40/40 cm and side beam 25/65 cm, are included in the absorption of the horizontal forces. The walls also take their deductible load from the payload on the floor slabs. Earthquake walls are made of monolithic reinforced concrete, in a continuous process of concreting them, together with floor slabs and staircase. They are designed as prestressed elements at the foundation slab level. The study of the building of seismic effects was carried out with the program product "SEIZM" of CESSI. In addition, the entire building is modeled as a 3D model, with the software product "TOWER 5.5" and the software products "ETABS" and "SAFE". The comparisons of the results obtained from the different programs show a good match of the studied shear forces and displacements in the structure. In order to carry out the design checks for the selected cross-sections of the structural elements of the commercial and administrative

center, a complete analysis of the building's construction was carried out. The static-dynamic study was performed using the conventional structural analysis computer program ETABS. The detailed static analysis of the inter-story and foundation slabs was done with the computer program SAFE in April 2007 (Fig. 1 and Fig. 2). To obtain the displacements and efforts in the load-bearing structural elements of the building from the action of gravity loads, a static analysis of the inter-floor, roof and foundation slabs was performed.



**Figure 1**. General 3D view

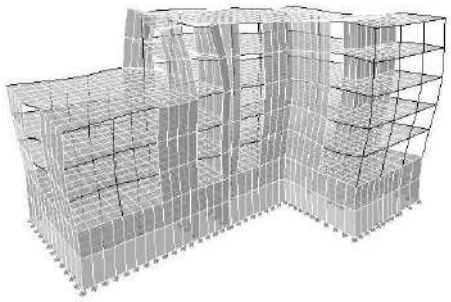


**Figure 2.** Modal analysis of structure

### 2.2. Computational model

The computational model implemented in the structural analysis is based on the developed architectural drawings, formwork plans and schemes (Fig. 3 and Fig. 4).

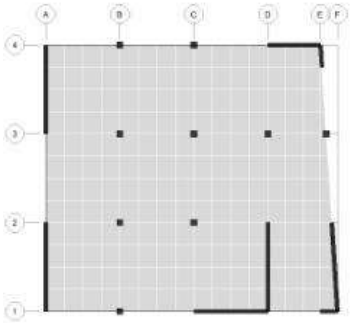


**Figure 3.** Arrangement of the walls to the left part

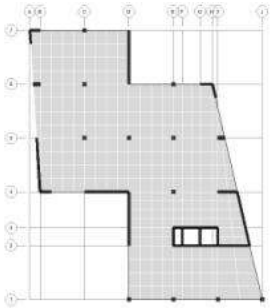


**Figure 4.** Arrangement of the walls to the right part

The computer model is based on the following assumptions:

- The materials used are homogeneous, isotropic and have linear-elastic behavior until failure;
- Relative deformations are small compared to unity;
- Displacements are small compared to the transverse dimensions of the elements;
- For all frame elements, the assumption of flatness and inextensibility of the transverse normal is valid;

The vertical loads are absorbed by the floor slabs and through a system of columns and vertical diaphragms are transmitted to the foundation slab. The lateral loads for the building are absorbed by vertical diaphragms formed by the external and internal reinforced concrete walls. Columns are loaded in centric load. The inter-story slabs are assumed to be non-

deformable horizontal diaphragms in their plane and serve to distribute the forces between the vertical diaphragms. The slabs are supported elastically at the floor levels on the vertical diaphragms and columns. The connection between the plates and walls is articulated. To reduce the stress concentration in the support zone on the columns, they are modeled with their actual cross-sections. The foundation plate is modeled on a linearly deformable elastic foundation under the Winkler assumptions. In order to dimension the ground base, the tension exclusion method was applied under the foundation slabs. In this way, the effect of redistribution of efforts at the appearance of tensile stresses in the ground base from lateral loads on the structure is accounted for.

### 2.3. Used materials

Concrete with strength class B 25 for foundation slab, floor slabs, washers, columns and walls: Rb = 14.5 MpaRbt = 1 05 MPa Sub-footings concrete with strength class B 10, Rb=6.0 MPa Rbt=0.57 MPa Reinforcement: Steel: AI-F, Rs=225 MPa AIII-F, Rs=375 MPa.

### 2.4. Gravity loads

Constant vertical loads act on the structure as follows:

- Loads from the self-weight of the structural elements – the self-weight of the structural elements is obtained based on the volume weight of the used materials;
- Self-weight loads of non-structural elements such as partition and enclosing walls and suspended facades, flooring, plastering, insulation and suspended ceilings.

Temporary vertical loads are:

- Payload of people and equipment;
- Snow load.

All loads comply with the recommendations and requirements of [1].

### 2.5. Earthquake load

The building is in an area with intense seismic activity. A response spectrum for the first type of soil was used to activate the earthquake inertial forces in the structure (Fig. 5).

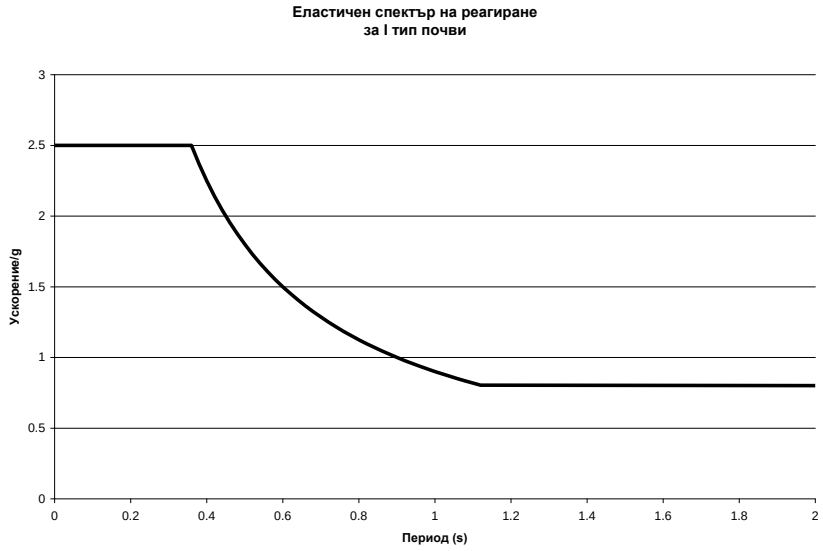



**Figure 5.** Elastic response spectrum according to [2]

The earthquake impact is considered in three directions:
SPECX – X-axis impact
SPECY – impact on Y axis
SPECXY – impact in the XY plane in a general position, with the impacts on X and Y combined according to the formula "Square root of the sum of the squares".

### 2.6. Dynamic analysis

To obtain the earthquake forces for the low part of the building, 12 modal forms are used, in which 98.85% of the effective mass is activated. For the high part of the building, 12 forms were also used, where 99.12% of the effective mass is activated, from the project documentation. In fig. 6 the first three forms of free vibration for the left part of the building are shown. In fig. 7 show the first three forms of free vibration for the right side of the building.

a)  b)  c) 

**Figure 6.** Modal analysis of the left part: T1=0.48 sec, T2=0.356 sec and T3=0.2249 sec

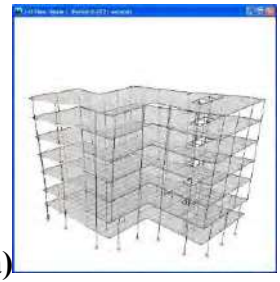
a)  b)  c) 

**Figure 7a,b,c.** Modal analysis of the right part: T1=0.65 sec, T2=0.47 sec and T3=0.39 sec

The mass that will be activated in the earthquake analysis is formed as follows:

- 100% of the mass obtained from permanent loads;
- 50% of the mass obtained from short-term loads;
- 80% mass derived from snow load.

### 2.7. Combinations of loads, internal forces, and displacements

The structure has been designed for the following special load combinations:
COMB1=1.0 permanent loads + 1.0 temporary loads + 1.0 SPECX
COMB2=1.0 permanent loads + 1.0 temporary loads + 1.0 SPECY
COMB3=1.0 Permanent Loads + 1.0 Temporary Loads + 1.0 SPECXY

Foor slabs have been designed for the following combination of loads:

- COMB=1.1 own weight + 1.3 permanent loads + 1.3 temporary loads

The roof slabs were designed with the combination of:

- COMB=1.1 own weight + 1.3 permanent loads + 1.3 temporary loads + 1.4 snow.

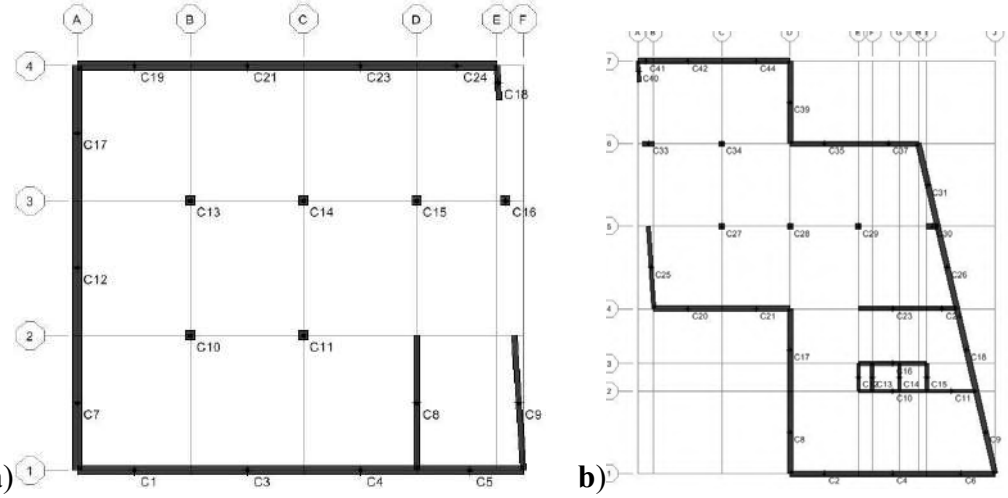
Foundation slabs have been designed for the following combinations:

- COMB1=1.1 dead weight + 1.3 permanent loads + 1.3 temporary loads + 1.0 earthquake (max)
- COMB2=1.1 dead weight + 1.3 permanent loads + 1.3 temporary loads + 1.0 earthquake (min)
- UPMAX=0.9 own weight + 0.9 permanent loads + 1.0 earthquake (max)
- UPMIN=0.9 own weight + 0.9 permanent loads + 1.0 earthquake (min)

The last two combinations are used to check the earth foundation with consideration of the exclusion of tension in the main joint.

### 2.8. Results of the analysis

The maximum elastic displacement of the roof slab for the left side of the building was obtained as 2.0 cm. The maximum elastic relative displacement between two floor levels is 1.3 mm. The maximum elastic displacement of the roof slab for the right side of the building was obtained to be 2.8 cm. The maximum elastic relative displacement between two floor levels is 1.29 mm. Fig 8 shows diagrams of the columns and walls for the individual left and right constructions.




**a)** **b)**

**Figure 8a,b.** Arrangements of the columns and walls for the left and right part of the building

The design forces in the vertical diaphragms are from earthquake loading. These efforts are obtained for the individual shapes and are combined according to the formula "Square root of the sum of the squares". For dimensioning efforts of the vertical diaphragms, the third special combination COMB3, from the project documentation, is authoritative. The design forces for the slabs are obtained for separate inter columnar and the strips between them. Their width is according to the margins of the plate – 1/2 of the width of the margin is for the inter-columnar strip, and the remaining 2 x 1/4 are for the over-column strips. In Fig. 9-13 show diagrams of the bending moments for the foundation, mezzanine and roof slabs of the left and right parts of the structure.

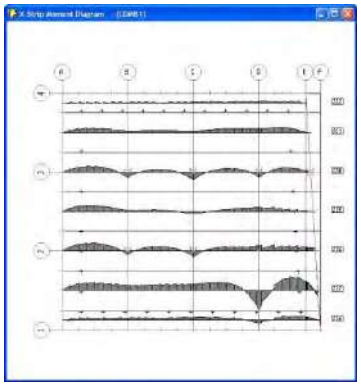
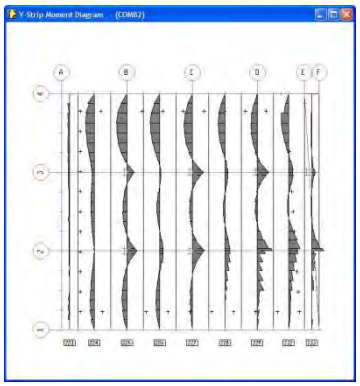
a)  b) 

**Figure 9a,b.** Bending moments for X- strips and Y- strips for the left building foundation slab

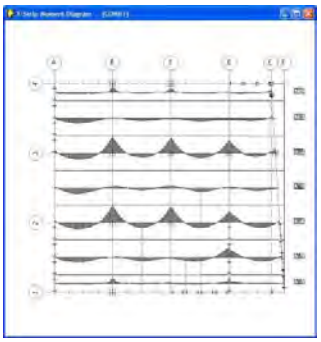
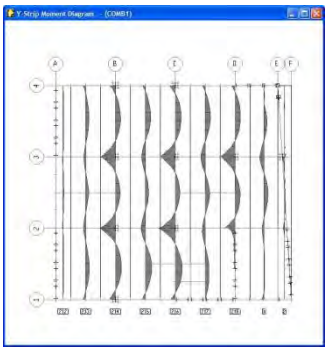
**a)**  **b)** 

**Figure 10a,b.** Bending moments for X- strips and Y- strips for the left building floor slab

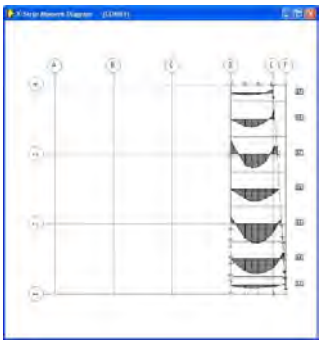
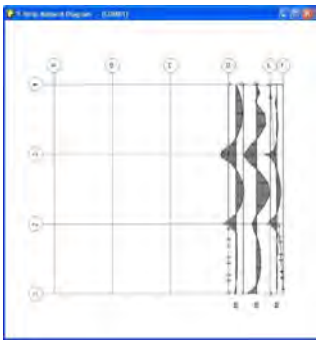
**a)**  **b)** 

**Figure 11a,b.** Bending moments for X- strips and Y- strips for the left building roof slab

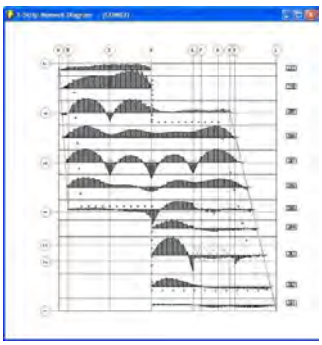
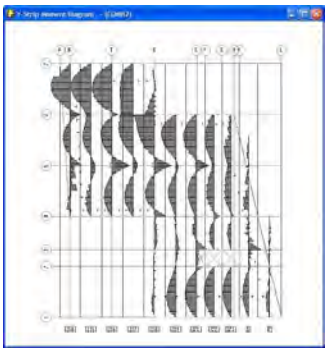
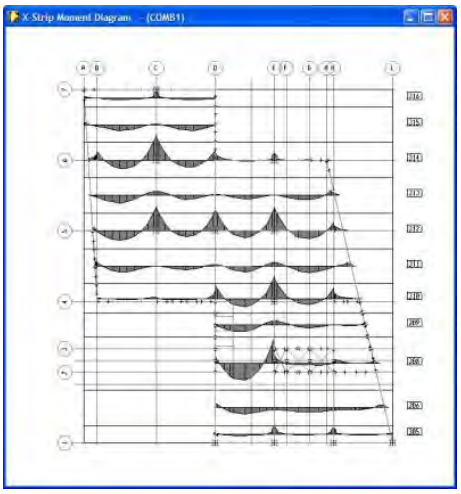
**a)**  **b)** 

**Figure 12a,b.** Bending moments for X- strips and Y- strips for the right building foundation slab

a) 

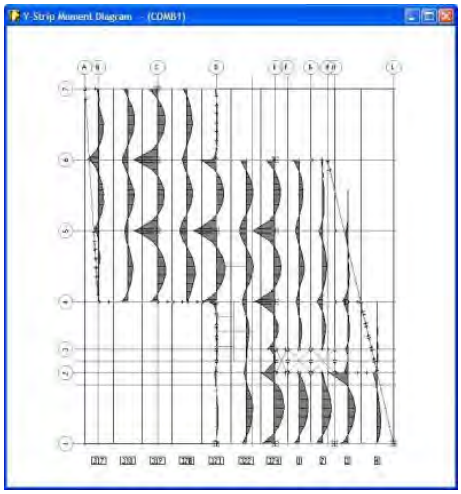

b) 


**Figure 13a,b.** Bending moments for X- strips and Y- strips for the right building floor slab

Detailed results for the strip efforts are shown in Appendix C of the project documentation.

### 3. Brief overview of some main details and fragments in the execution of the building

In the Fig. 14a shows the technology for strengthening the mass excavation of the building, in which poured reinforced concrete piles are used with rigid reinforcement located in the centre of the pile, made of a steel profile with a double T cross section. The vertical position of the piles is ensured by means of two rows of continuous steel beams resting on the surface of the piles, on one side and on the other anchored in the soil mass, by means of self-drilling anchor devices known as IBO anchors in practice. In Fig. 14b, the installation of the waterproofing and the reinforcement of the basement walls is documented. In Fig. 14c shows columns and walls in progress in the zero cycle of the building.

a) 

**Figure 14a.** Application of IBO anchors

b) 

**Figure 14b**. Reinforcement and waterproofing

c) 

**Figure 14c.** RC columns and diaphragms

Fig.15a show the building in the process of erecting. Fig.15b show the building after finishing

a) 

**Figure 15a.** Building in the process of erecting



**Figure 15b.** Building after finishing

## REFERENCES

[1] Norms for loads and impacts on buildings and facilities - 1989.
[2] Standards for the design of buildings and facilities in earthquake areas - 1987.
[3] REGULATION No. 3 on basic provisions for the design of construction structures and their impact. MRRB.DV.92/2004
[4] NORMS for the design of concrete and reinforced concrete structures (effective from July 1, 1989)
[5] NORMS for the design of buildings and facilities in earthquake regions from March 1987. NPSSZR, 87. [6] ORDER No. 1 / 01.09.1996/ for the design of flat foundations of 08. 10. 1996
[7] NORMS for the design of flat foundations

# РАЗРАБОТВАНЕ НА ОПИТНА ПОСТАНОВКА ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ КОРАВИНАТА НА СРЪЗВАНЕ ПРИ МАЛКИ И СРЕДНИ ДЕФОРМАЦИИ ОТ ОЕДОМЕТРИЧЕН ТЕСТ

**Кристина Илиева**[1]

*Университет по архитектура, строителство и геодезия*

# DEVELOPMENT OF A TEST SETUP FOR DETERMINING THE SHEARING STIFFNES AT SMALL AND MEDIUM SHEAR STRAIN FRON OEDOMETRIC TEST

**Kristina Ilieva**[1]

*University of architecture, civil engineering and geodesy*

***Abstract**: The determination of the shear modulus and the shape of the degradation curve is essential for modern geotechnical design. The present study introduces a modified experimental setup based on an oedometer test, allowing for the determination of shear modulus values at small and medium shear strains. The modified setup includes LVDT sensors for recording vertical deformations, temperature sensors for monitoring thermal fluctuations of the components and sensors, as well as a modified loading scheme. Sand samples taken from the riverbed of the Maritsa River (Plovdiv) were investigated. Preliminary results are presented, and a comparison is made with established empirical correlations for determining the degradation curve. Good agreement was achieved, reflecting the need for further, in-depth analysis of the obtained results.*

***Key words**: small strain stiffness, shear modulus, medium strain stiffness, oedometric test*

## 1. Теоретична и опитна постановка

Определянето на кривата на деградация на коравината на срязване в зависимост от срязващите деформации е основополагаща за по-коректното отчинане на якостно-деформационното поведение на земната основа в геотехническото проектиране [1], [2], [3], [4]. Съществуват множество традиционни, доказали се във времето, лабораторни методи, чрез които може да се получи началния модул на срязване, както и част от кривата на деградация в определен диапазон от срязващи деформаци [5]. Чрез изпитване с полеви методи, не могат да бъдат реализирани по-големи деформации от порядъка на $10E^{-05}$, 10 $E^{-04}$, но определянето на наалния модул на срязване може да бъде сравнително точно. Недостатъците на тези методи е, че изискват скъпа апаратура,

[1] Кристина Илиева, инженер, катедра Геотехника, Факултет по транспортно строителство, бул. Христо Смирненски №1, k.ilieva_fte@uacg.bg

висококвалифицирана работна ръка, имат висока себестойности и са рядко приложими на територията на Република България [6]. Поради тази причина се налага търсенето на алтернативен метод, който да бъде евтин по себестойност, с апаратура, която е налична във всички стандартни лаборатории по земна механика и да дава задоволителни като точност резултати.

По време на своето изследване [7] на оедометричен тест със сензори за отчитане на деформациите с висока прецизност, забелязват възможността за отчитане на деформационни промени по време на разтоварване, което по аналитичен път да доведе до дефинирането на кривата на деградация.

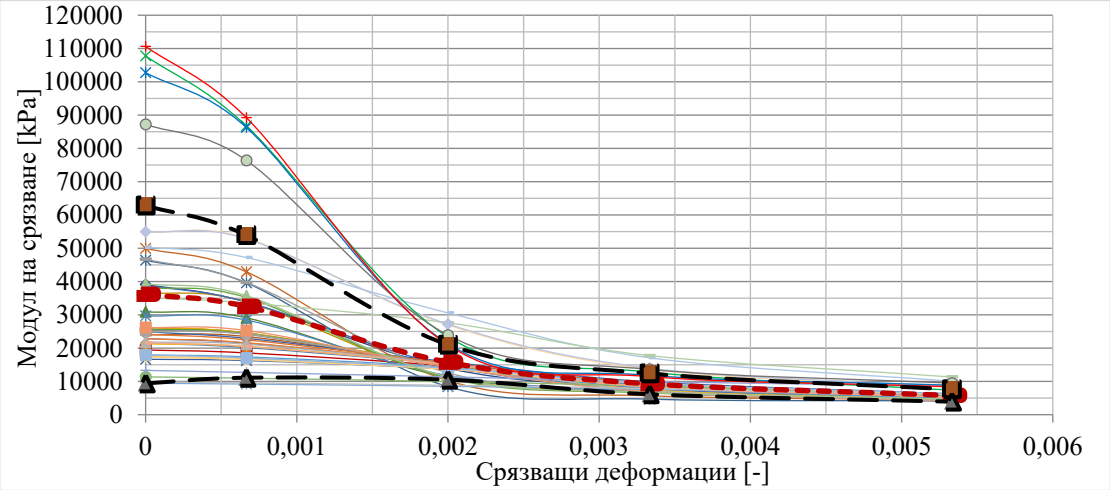
Направено е теоретично изследване чрез този подход на почвени проби от всякакъв вид, изпитани чрез стандартен оедометричен опит, съгласно [BDS EN ISO 17982-5]. За получаване на модула на срязване и срязващите деформации се следва следната аналитична процедура:

(1) $$G = \frac{E\left(1-\vartheta-\left(2\vartheta^2\right)\right)}{2(1-\vartheta)(1+\vartheta)}$$

(2) $$\gamma_s = \frac{2}{3}\varepsilon_1$$

където: $G$ – модул на срязване; $E$ – модул на Юнг; $\vartheta$ – коефициент на Поасон; $\varepsilon_1$ – относителни деформации.

След допълнителна апроксимация на експерименталните данни чрез частично дефинирана HIP-функция се забелязва потенциал за определяне на малки и средни срязващи деформации.




**Фигура 1.** Крива на деградация на началния модул на срязване определен чрез емпирично изчисление на множество проби

Данните също така показват, че се налга модифициране на стандартния оедометричен апарат, както и на тестовата процедура, за да може да бъде постигнат целевия диапазон на деформациите.

Модификациите се изразяват в:

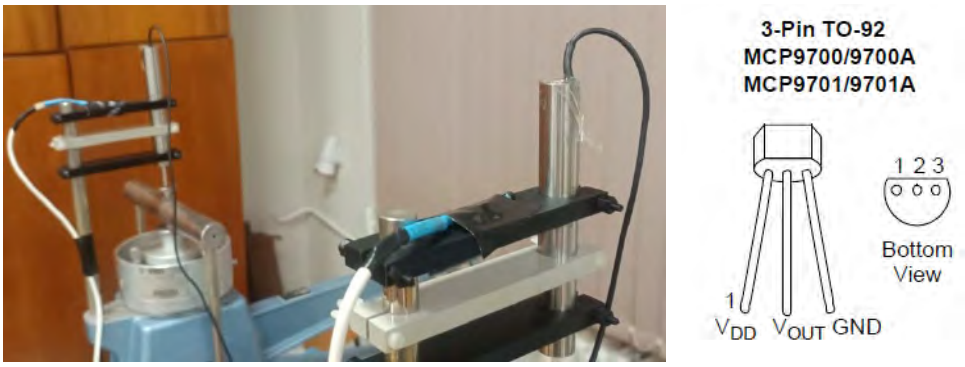
- Индуктивни датчици за преместване (LVDT) – Този тип сензори са с висока чувствително на деформации от порядъка на 1.227E-04mm за 0.0001V, която е и възможната теоретична стъпка на отчитане на преместване. Датчиците позволяват смяна на накрайника, който свързва деформиращата среда с ядрото.

Това позволява използване на различни по материал накрайници, които да удовлетворят изискванията на опита.



**Фигура 2.** Индуктивни датчици за преместване (LVDT)

- Температурни дачици – Температурните датчици са SMARTEC SMT172 TO92 с висока точност на измерване на температурните флуктоации – 0.1°C. Този тип датчици позволяват прецизно отчитане на температурните промени, които оказват влияние върху LVDT сензорите и закрепващите елементи;



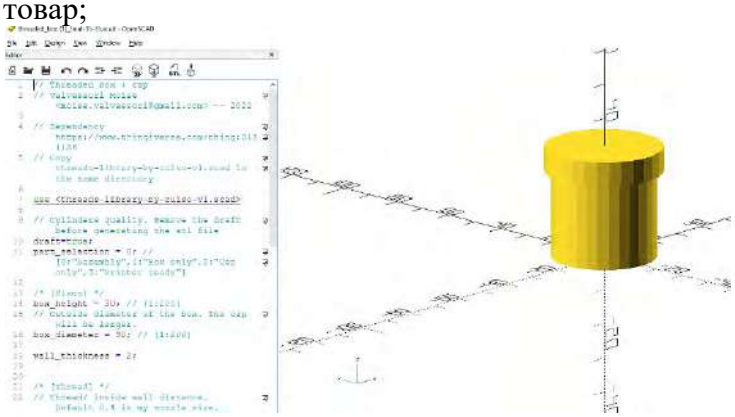

**Фигура 3.** Температурни датчици

- Акселерометър – Поради продължителността на опита от порядъка на 5 дни за стандартен оедометричен опит, се налага поставяне на акселерометър, за да се отчитат евентуални външни механични въздействия върху опитната постановка, които да повлияят върху отчетени деформации. Акселерометъра се захранва с +5V от АЦП;
- Аналогово-цифров преобразувател – Аналоговия-цифров преобразувател е 16 канален преобразувател National Instruments USB-6210 с възможно за записване до 10 аналогови канала с обща честота 250 000Hz;
- Стойки за закрепване – Стойките за закрепване са проектирани от Н. Керенчев и Т. Танев [7]. Налични са по една стойка на датчик, което е недостатъчно за осигуряването на статично му положение. Поради тази причини са 3D принтирани четири допълни стойки и допълнителни принтирани шпилки към тях, така че всеки датчик да бъде закрепен с по три крепежни елемента. Използваната пластмаса е PETG, която има ниски деформационни характеристики при температурни промени;



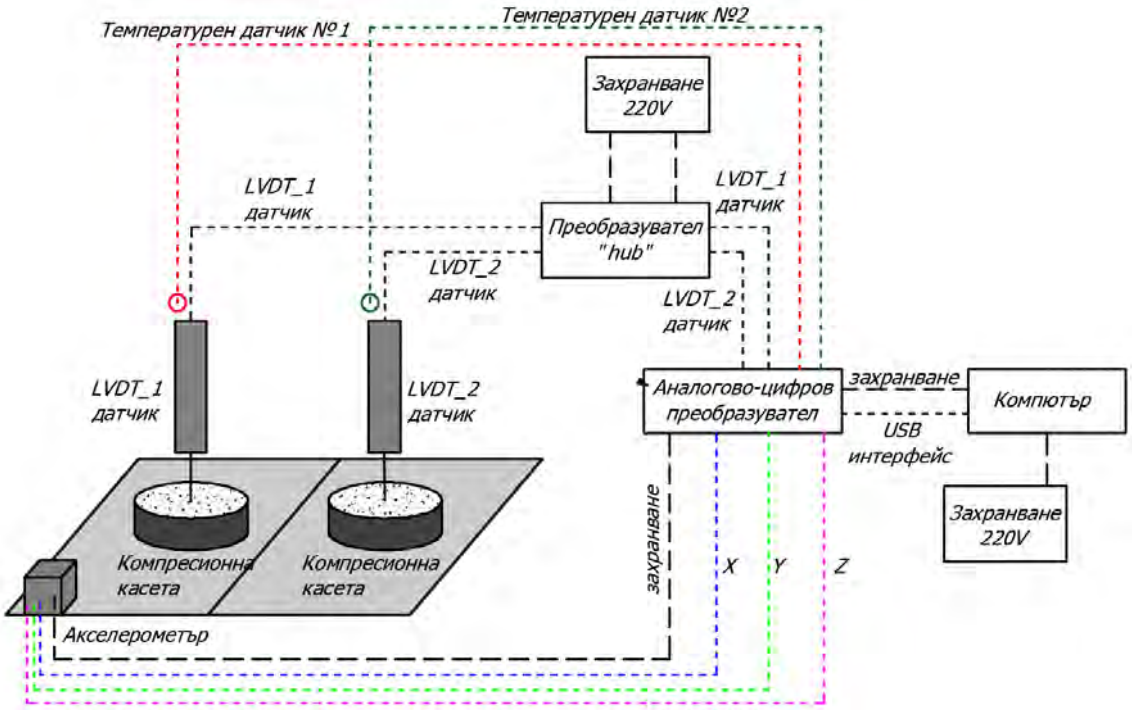
**Фигура 4.** Стойки за закрепване на датчиците

- Специални тежести – След направеното теоретично изследване се установява необходимоста от разтворване на малки тежести с цел реализиране на малки деформации. От направеното изследване описано в т. .. се установяват необходими тежести от порядъка на 100 – 150гр. Теглото им би следвало да може да варира при необходимост. Като решение бе взето да бъдат принтирани кутийки в които да могат да бъдат насипрвани оловни топчета до достигане на целевия товар;



**Фигура 5.** Изработени специални кутийки за тежести

Схемата на модифицираната опитна постанивка е представена на фиг. 1




**Фигура 6**. Принципна схема на модифицирана опитна постановка

**2. Калибрации на опитната постановка**

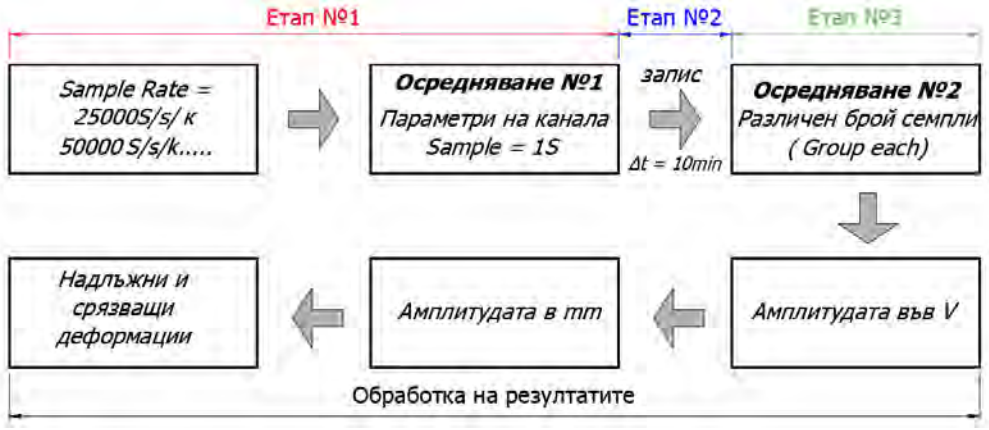
Калибрацията на опитната постановка бе извършена поетапно, като бе отделено необходимото внимание на всеки детайл.

**2.1. Определяне влиянието на електрическия шум**

Долният праг на отчет на деформациите се ограничава от наличието на електрически шум, породен от електромагнитни смущения, индуктивни паразитни ефекти, както и от избраната семплираща честота. За да се оптимизира съотношението точност на измерването/обем данни, е необходимо експериментално определяне на нивото на електрическия шум при различни режими на семплиране, с цел избор на най-подходящата конфигурация, която минимизира влиянието на шума, като същевременно осигурява достатъчна плътност и обем на данните за надежден анализ. В тази връзка се дефинират два етапа на семплиране**:**

- Семплиране №1 (първично) – извършва се преди началото на опита, чрез задаване на честота на отчет от сензорите (до 250 000 Hz общо за всички канали). За всеки канал индивидуално се задава и честота на осредняване на отчетените стойности (брой семпли за осредняване). Това са т.нар. параметри на канала.
- Семплиране №2 (вторично) – извършва се след записа, чрез допълнително осредняване на вече записаните стойности с различна честота, с цел редуциране на влиянието на електрическия шум и оптимизиране на крайния масив от данни за анализ.

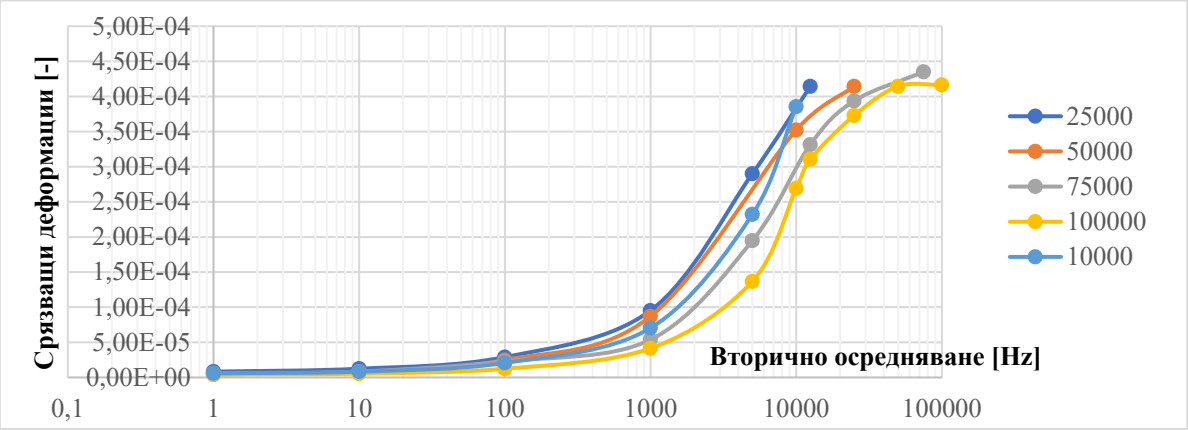
Схематичното представяне на процеса на семплиране е илюстрирано на **Фигура 2**.




**Фигура 7**. Процедура по определяне на електричвския шум

За да се определи най-точно подходящите параметри, калибрацията е извършена на два етапа.

Етап №1 - Направени са общо 5 опита. Използвани са различни семплиращи честоти (SR), като стойността на брой семпли са осредняване винаги е 1S. Заложени са калибрационни стоманени проби в компресионните касети. Записите са с дължина до 10min.




**Фигура 8**. Стоност на електрическия шум (като срязващи деформации) в зависимост от вторичното осряднявane при различни семокиращи честоти

Направеното изследване показва, че при записване на по-малка семплираща честота не се губи прекалено много от точността на датчика, а обема на данни е сравнтелно подходящ за обработка. Поради тази причина е прието да се използва семплираща честота между SR=10000Hz и SR=50000Hz. Влияние оказва и избора на брой семпли за осредняване по време на записването – S. За Етап №1 е определен S=1 Sample за осредняване. Това обаче води до не толкова удобен за работа масив от данни. За да се уточни какъв трябва да бъде броят семпли е извършен втори етап. При него са направени общо 12бр. записи в определена схема, представена в табл. 1.

**Таблица 1**. Схема на извършване на опити

| | SR = 10000 | SR = 20000 | SR = 25000 | SR = 50000 |
|---|---|---|---|---|
| Sample = 2SR | Group Each $k = 1$ | Group Each $k = 1$ | Group Each $k = 1$ | Group Each $k = 1$ |
| Sample = SR | Group Each $k = 1$ | Group Each $k = 1$ | Group Each $k = 1$ | Group Each $k = 1$ |
| Sample = 0.5SR | Group Each $k = 1$ | Group Each $k = 1$ | Group Each $k = 1$ | Group Each $k = 1$ |

При конкретно избрана семплираща честота са направени записи с различни стойности на брой семпли за осредняване. За всеки опит е определена амплитудата във волтове, след което е преобразувана в относителни деформации и чрез формула (2) са получени срязващите деформации. За да е сигурно, че деформациите, които ще бъдат реализирани по време на реалните опити, ще са над електрическия шум, определените стоности в Етап №2на амплитудата са удвоени. Резултатите са представени в табл. 2.

**Таблица 2**. Стойност на елкетрическия шум, преставена като удвоена срязваща деформация за всеки опит

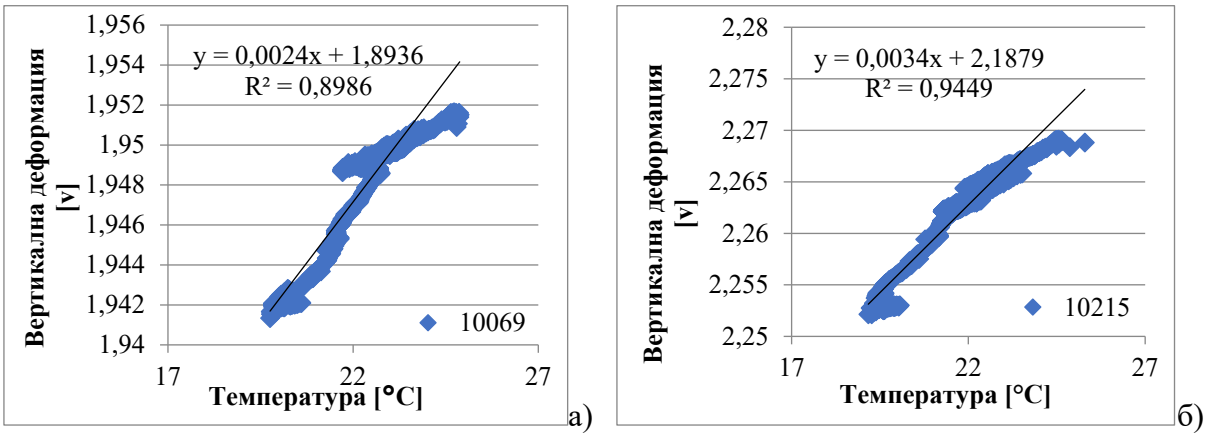
| | SR = 10000 | SR = 20000 | SR = 25000 | SR = 50000 |
|---|---|---|---|---|
| Sample = 2SR | $1.20E^{-05}$ | $1.49E^{-05}$ | $1.33E^{-05}$ | $2.24E^{-05}$ |
| Sample = SR | $1.16E^{-05}$ | $1.33E^{-05}$ | $1.16E^{-05}$ | $2.15E^{-05}$ |
| Sample = 0.5SR | $9.12E^{-06}$ | $9.95E^{-05}$ | $1.08E^{-05}$ | $1.82E^{-05}$ |

Видно е, че разликите в стойностите на амплитудата на шума не е голяма при различните семплиращи честоти и брой семпли за осредняване. Следователно за най-оптимален вариант – точност на измерванията, масив от данни и кратност на

семплирането се определят следните параметри – семплираща честота – 25000Hz, брой семпли за осредняване – S = 2500Hz.

### 2.2. Температурна калибрация

За температурното калибриране са извършени множество опити, със средна проължителност - 5 дни. Използвани са калибрационни стоманени проби. Записвани за всички канали на семплиращата честота 25000Hz и брой семпли за осредняване 2500S – два температурни датчика, два датчика за преместване и три канала за акселерометъра (механично въздействие по оси X, Y, Z). Реализирани са температурни разлики от порядъка на 2-3°C. Проведени са и опити с разлини накрайници на индуктивните датчици, като е установено за най-подходящ материал – неръждаема стомана. Определените стойности от температурната калибрация се прилага директно върху температурните промени записани по време на опита.




**Фигура 9**. Калибрационни графики на LVDT датчиците, спрямо температурните флуктоации: а)датчик 10069; б)датчик 10215

### 2.3. Определяне на средна грешка

Средностатистическата грешка от калибрацията на шума и температурата се определя чрез BIAS. Отчетено е, че стойността на BIAS от шум е 0.0001V, а от температура е 0.0002V и за двата апарата. Стойността на I отговаря броя на апаратите за които се извършва модифицираната схема. Определена е средно-квадратичната грешка от двете стойности.

(3) $$BIAS_{i,temp} = BIAS_{i,noise} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} y_{inter} - y_{true}$$

(4) $$BIAS_i = \sqrt{BIAS_{i,temp}^2 + BIAS_{i+1,temp}^2}$$

(5) $$BIAS_{total} = \sqrt{\sum_1^i BIAS_i^2}$$

За настоящото изпитване е определено, че $\mathrm{BIAS}_{\mathrm{total,mm}} = 0.00017\mathrm{mm}$ или относителни деформации $\mathrm{BIAS}_{\mathrm{total},\varepsilon} = 8.62\mathrm{e}^{-06}$.

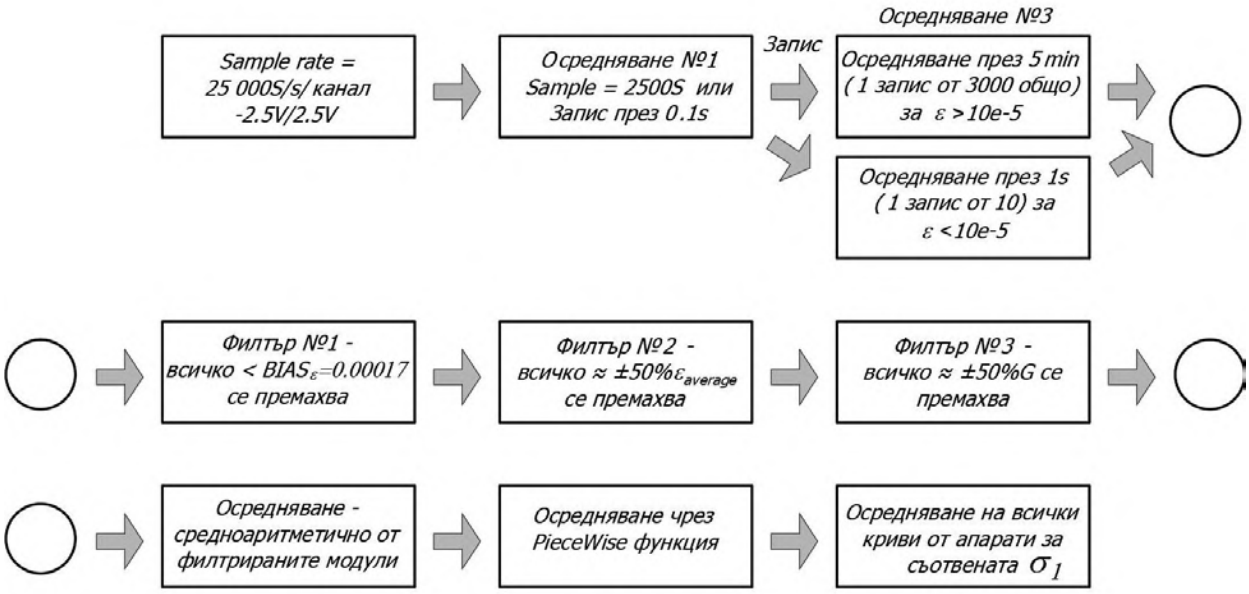
### 3. Експериментални резултати

Извършени са 6 броя опити на строителни почви – наносни пясъци от руслото на р. Марица, взети от строителна площадка намираща се в гр. Пловдив. Пясъците са изсушени и пресяти през сито 2.00mm с цел консистентност на материала. Вграждането на пясъците в компресионната касета е във въздушно-сухо състояние, със средна обемна плътност - $\rho_n = 1.69 g/cm^3$. След постанвянено в комресионния апарат, пробите се водонасищат, след което се изпитват по процедурата представена в табл. 1.

**Таблица 3**. Схема на разтоварване на модифициран оедометричен опит

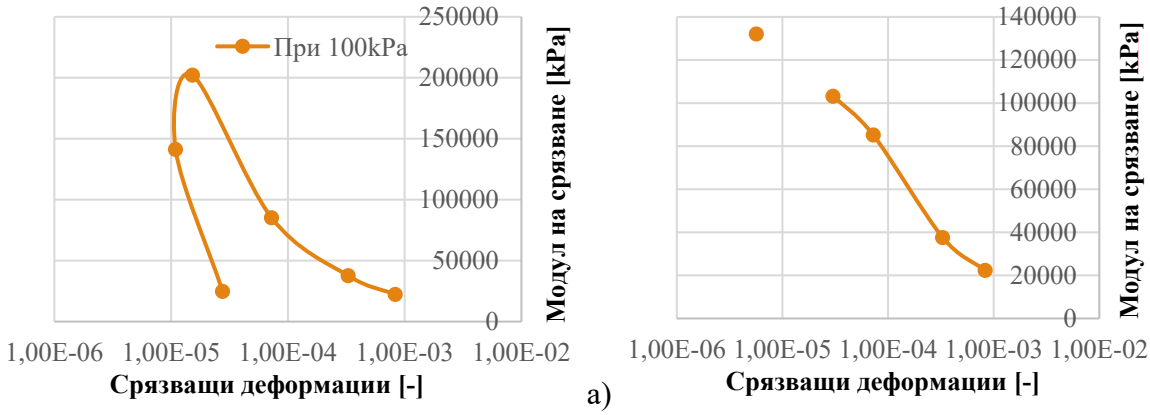
| Стъпка | Разтоварване при 100kPa | | Разтоварване при 200kPa | | Разтоварване при 400kPa | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Премахнат товар [gr] | Останало напрежение в/у пробата | Премахнат товар [gr] | Останало напрежение в/у пробата | Премахнат товар [gr] | Останало напрежение в/у пробата |
| №0 | ∑100kPa | | ∑200kPa | | ∑400kPa | |
| №1 | 100 | ∑97.5kPa | 100 | ∑197.5kPa | 100 | ∑397.5kPa |
| №2 | 150 | ∑93.75kPa | 150 | ∑193.75kPa | 150 | ∑393.75kPa |
| №3 | 250 | ∑87.5kPa | 250 | ∑187.5kPa | 250 | ∑387.5kPa |
| №4 | 500 | ∑75kPa | 500 | ∑175kPa | 500 | ∑375kPa |
| №5 | 1000 | ∑50kPa | 1000 | ∑150kPa | 1000 | ∑350kPa |
| №6 | 1000 | ∑25kPa | 1000 | ∑125kPa | 1000 | ∑325kPa |

Схемата на цялостната процедура по определяне на кривата на деградация е представена на фиг. 10



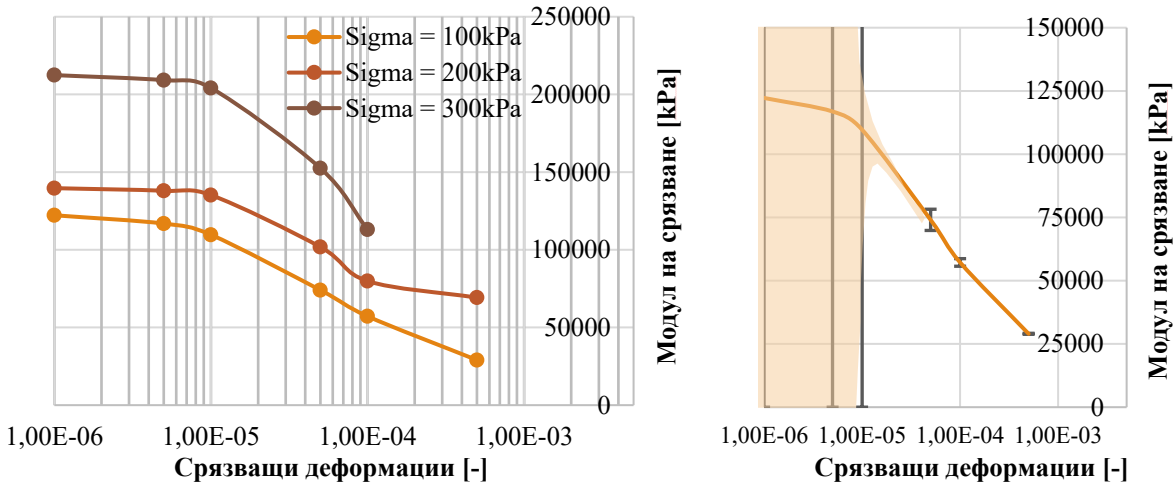

**Фигура 10**. Схема на изпитване и обработка на резултатите

След получаване на резултатите и извършване на опитите, за всеки опит се определят относителните и зрязващи деформации, както и модула на срязване по формула (2) и формула (3). След получаване на резултатите се прилагат различните филтри, които са представени на фиг. 5. Тези филтри спомагат за достигане на консистентност на данните и изчистване им от осцилации, получени от моменти механични въздействия. От филтрираните данни се определя средноаритметичен модул за всяка стъпка на разтоваране. По този начин се получава част от деградационната крива – фиг. 11.



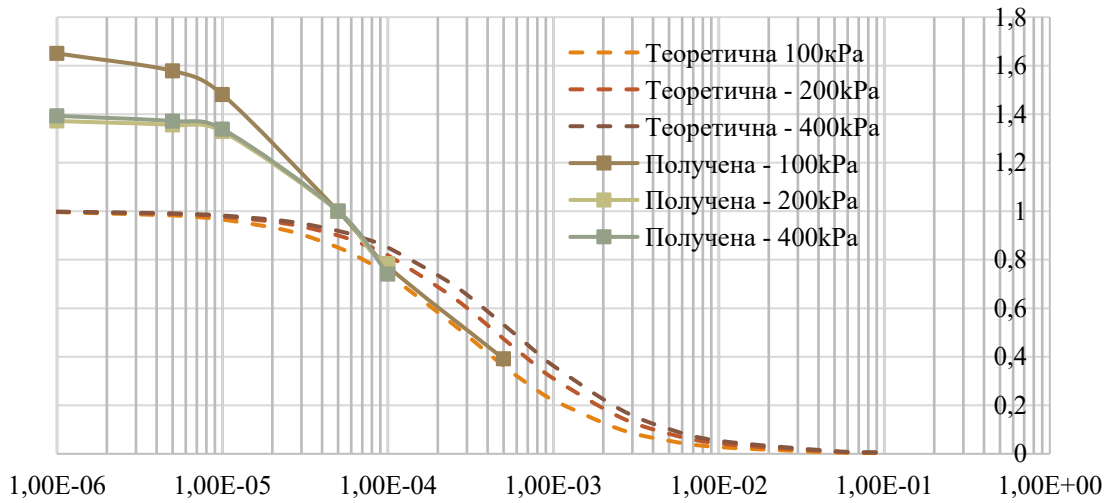

**Фигура 11.** Деградационна крива определена от един опит при 100kPa вертикално напрежение: а) преди прилагането на филтрите; б) след прилагането на филтрите

По тази методология се получава кривата от всеки един опит при съответното вертикално напрежение. Следва математическа обработка в програмен продукт на MatLab, при която се прилага PCHIP функцията, която дефинира пълния вид на деградационната крива. Изведени са стойности на началния модул на срязване при конкретни срязващи деформации за всички опити при всяко едно вертикално напрежение. За да може да се изведе една крива на разтоварване при вертикално напрежение 100kPa, 200kPa и 300kPa, за всяка срязваща деформация, са осреднени съответните стойности на модула на срязване – фиг. 12 а). Чрез определената грешка в т. 2.3. може да се приеме, че стойността на началния модул на срязване получен при деформации от порядъка $1E^{-05}$ е с голяма неточност. Там грешката нараства експоненциално и за стойност на началния модул на срязване може да се приеме стойността при $5E^{-05}$ - фиг. 12 б).




**Фигура 12.** Крива на деградация на Маришки пясъци, получени чрез модифицирана опитна постановка

Теоретичната крива е определена чрез Hardnin & Drenvich [8] за физични параметри, характеризиращи този тип пясъци – определени чрез инженерната практика и предишни изследвания.




**Фигура 13.** Криви на деградация на Маришки пясъци, получени чрез модифицирана опитна постановка, сравнени с теоретично получените

**Изводи**

Изследването на земни проби чрез модифициран оедометричен апарат дава задоволителни първични резултати. Изисква се допълнителен, задълбочен анализ на получените данни, определяне на филтри, които да редуцират деформационните флуктоации и да доведат до консистентност на резултатите. Необходимо е да се направят бъдещи изследвания в областта на обработката на получените резултати и оценката им за получаване на деградационната крива.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] A. Obruzd, R. Truty, *The Hardening soil model - A practical Guidebook*, 100701st ed. Switzerland, 2020. [Online]. Available: https://zsoil.com
[2] R. Obrzud, 'Constitutive models for practice', Aug. 2015.
[3] T. Schanz, P. A. Vermeer, and P. G. Bonnier, 'The hardening soil model: Formulation and verification', in *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, 1st ed., R. B. J. Brinkgreve, Ed., Routledge, 2019, pp. 281–296. doi: 10.1201/9781315138206-27.
[4] Керенчев Н., *Параметри в геотехническото моделиране*. София, 2022.
[5] M. Asslan, 'Factors Influencing Small-Strain Stiffness of Soils and its Determination', 2008.
[6] Ilieva, K., 'DIRECT AND ALTERNATIVE METHODS FOR DETERMINING THE MAXIMUM SHEAR MODULUS (G0) OF SOILS', in *Proceedings of the 28th European Young Geotechnical Engineers Conference – EYGEC 2024*, Demir Kapija, R. N. Macedonia: Macedonian Association for Geotechnics, 29.06 2024, pp. 135–142.
[7] Керенчев, Н., 'РАЗРАБОТВАНЕ НА ОПИТНА ПОСТАНОВКА ЗА ИЗМЕРВАНЕ НА ПАРАМЕТРИ, ОПИСВАЩИ ДЕФОРМАЦИОННОТО ПОВЕДЕНИЕ НА СТРОИТЕЛНИ ПОЧВИ.', *ГОДИШНИК НА УНИВЕРСИТЕТА ПО АРХИТЕКТУРА СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ – СОФИЯ*, vol. XLVI, 2013.
[8] B. O. Hardin and V. P. Drnevich, 'Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves', *J. Soil Mech. Found. Div.*, vol. 98, no. 7, pp. 667–692, Jul. 1972, doi: 10.1061/JSFEAQ.0001760.

# СРАВНЕНИЕ НА МЕТОДИКИТЕ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ИЗЧИСЛИТЕЛНАТА НОСИМОСПОСОБНОСТ НА ГВОЗДЕЙ, ЦИЛИНДРИНА КЛЕЧКА ИЛИ БОЛТ, ЗАЛЕГНАЛИ В НОРМИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА ДЪРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ 1989 Г. И ЕВРОКОД 5: ПРОЕКТИРАНЕ НА ДЪРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ – ЧАСТ 1-1: ОБЩИ ПРАВИЛА И ПРАВИЛА ЗА СГРАДИ. ЧАСТ I - ЕДНОСРЕЗНО СЪЕДИНЕНИЕ ОТ ДЪРВЕНИ ЕЛЕМЕНТИ

**Любомир Карадех**[1]

*Висше строително училище „Любен Каравелов" – София*

# COMPARISON OF THE METHODS FOR DETERMINING THE LOAD-BEARING CAPACITY OF NAILS, DOWELS OR BOLTS, LAID DOWN IN THE DESIGN STANDARDS FOR WOODEN STRUCTURES 1989, AND EUROCODE 5: DESIGN OF TIMBER STRUCTURES – PART 1-1: COMMON RULES AND RULES FOR BUILDING. PART I – TIMBER-TO-TIMBER SINGLE SHEAR

**Lyubomir Karadeh**[1]

*Higher School of Civil Engineering „Lyuben Karavelov" – Sofia*

***Резюме:*** *В статията е представено сравнение на методиките за определяне на изчислителната носимоспособност на гвоздей, цилиндрина клечка или болт, за едносрезно съединение от дървени елементи, залегнали в Норми за проектиране на дървени конструкции 1989 г. и Еврокод 5: Проектиране на дървени конструкции – Част 1-1: Общи правила и правила за сгради. Направени са нужните изводи.*

***Ключови думи:*** *Еврокод 5, едносрезно съединение от дървени елементи, сравнение*

***Abstract****: The article presents comparison of the methods for determining the load-bearing capacity of nails, dowels or bolts for timber-to-timber single shear, laid down in the design standards for wooden structures 1989, and Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: Common rules and rules for building. The necessary conclusions have been drawn.*

***Key words:*** *Eurocode 5, timber-to-timber single shear, comparison*

[1] гл. ас. д-р инж. Любомир Карадех, ВСУ „Л. Каравелов" 1373 София, ул. Суходолска 175, e-mail: karadeh@abv.bg

## 1. Въведение

Методиката за определяне на изчислителната носимоспособност на различни видове съединителни средства, залегнала в Норми за проектиране на дървени конструкции е изключително опростена. Това предполага улеснение за проектанта конструктор и намаляване на вероятността от грешки. Изчислителни методологии за носимоспособности за строителни конструкции са показани в [6]. Проблеми със стоманени конструкции са разгледани в [4] и [5].

За разлика от българските норми европейските норми Еврокод 5: проектиране на дървени конструкции – част 1-1 предлагат една доста изчерпателна и подробна методика. Съвсем естество това води до усложняване на изчисленията. Тук за улеснение работата на проектанта е задължително да се ползват специализирани софтуери, като доста подходящ в това отношение е програмата Excel. Въпреки възможността за автоматизация на проектантския труд, поради усложняването на изчислителните процедури съществува по-голяма вероятност за грешки и времето за проектиране се увеличава.

Настоящото сравнение има за цел да анализира доколко близки са резултатите, получени по методиките, представени в двата нормативни документа. Сравнението е полезно с оглед избор на методика за определяне на носимоспособността на стоманени съединители. В ределени случаи избора на българските норми може да се окаже по-целесъобразен заради опростените изчисления.

В настоящия доклад са разгледани и анализирани едносрезните съединения от дървени елементи.

## 2. Кратко представяне на методиките за определяне на изчислителната носимоспособност на гвоздей, цилиндрина клечка или болт, залегнали в Норми за проектиране на дървени конструкции 1989 г. и Еврокод 5: проектиране на дървени конструкции – част 1-1: общи правила и правила за сгради за едносрезно съединение от дървени елементи

В таблица 11 (табл. 1) на Норми за проектиране на дървени конструкции [3] е представено определянето на изчислителните носимоспособности $T_d$ на гвоздей, цилиндрична клечка или болт за един срез в съединявани елементи от бор или ела при направление на усилията, предавани от цилиндричните клечки или болтове по направление на влакната, а при гвоздеи - под произволен ъгъл спрямо влакната.

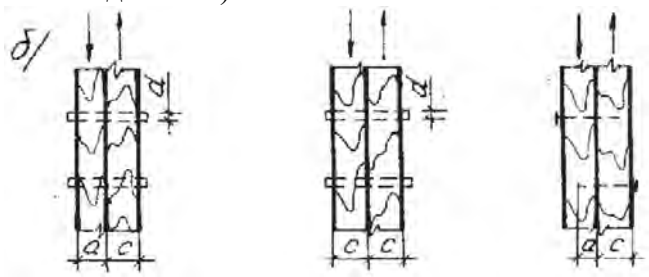
**Таблица 1.** Определяне на изчислителните носимоспособности $T_d$ [3]

*Таблица 11*

| Напрегнато състояние в съединението | | Изчислителна носимоспособност за един срез, kN | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Гвоздей | Стоманена цилиндрична клечка или болт | Цилиндрична дъбова клечка |
| Симетрични съединения (фиг.19а) | а) Смачкване на краен елемент | 0,8 ad | 0,8 ad | 0,5 ad |
| | б) Смачкване на среден елемент | 0,5 cd | 0,5 cd | 0,3 cd |
| Несиметрични едносрезни съединения (фиг.19б) | в) Смачкване на по-тънкия елемент (при $a \leq 0{,}35\ c$) | 0,8 ad | 0,8 ad | 0,5 ad |
| | г) Смачкване на по-тънкия елемент (при $c > a > 0{,}35\ c$) | k ad | k ad | k ad |
| | д) Смачкване на по-дебелия елемент или на равни по дебелина елементи | 0,35 cd | 0,35 cd | 0,2 cd |
| Несиметрични двусрезни съединения (фиг.19в) | е) Смачкване на по-дебелите средни елементи (при $a \leq 0{,}5\ c$) | 0,25 cd | 0,25 cd | 0,14 cd |
| | ж) Огъване на съединителя в симетрични и несиметрични съединения | 2,5 $d^2$ + 0,01 $a^2$, но не повече от 4 $d^2$ | 1,8 $d^2$ + 0,02 $a^2$, но не повече от 2,5 $d^2$ | 0,45 $d^2$ + 0,02 $a^2$, но не повече от 0,65 $d^2$ |

Размерите на съединяваните елементи $a$ и $c$, както и диаметърът на съединителя $d$ във формулите са в cm.

За едносрезни съединения са разгледани случаите в), г) и д) от таблица 11 на [3] (несиметрични едносрезни съединения).




**Фигура 1.** Несиметрични едносрезни съединения [3]

Значенията на коефициента $k$ от точка „г“ на таблица 11 са дадени в таблица 12 (табл. 2) [3].

**Таблица 2.** Определяне на коефициента $k$ [3]

*Таблица 12*

| Вид на съединителя | Значение на коефициента $k$ за един срез при отношение $a/c$ | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0,35 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,00 |
| Гвоздей, стоманена цилиндрична клечка или болт | 0,80 | 0,58 | 0,48 | 0,43 | 0,39 | 0,37 | 0,35 |
| Цилиндрична дъбова клечка | 0,50 | 0,50 | 0,44 | 0,38 | 0,32 | 0,26 | 0,20 |

Съгласно Еврокод 5: проектиране на дървени конструкции – част 1-1 [1] характеристичната носимоспособност $F_{v,Rk}$ на гвоздеи, скоби, болтове, клечки и винтове, за една равнина на срязване за един свързващ елемент за едносрезни

съединения, е равна на най-малката от стойностите, изчислени съгласно следните формули:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & \text{(a)} \\ f_{h,2,k} t_2 d & \text{(b)} \\ \dfrac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta}\left[\sqrt{\beta + 2\beta^2\left[1+\dfrac{t_2}{t_1}+\left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2\right]+\beta^3\left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta\left(1+\dfrac{t_2}{t_1}\right)\right] + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(c)} \\ 1{,}05\dfrac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta}\left[\sqrt{2\beta(1+\beta)+\dfrac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d\ t_1^2}} - \beta\right] + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(d)} \\ 1{,}05\dfrac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta}\left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta)+\dfrac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d\ t_2^2}} - \beta\right] + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(e)} \\ 1{,}15\sqrt{\dfrac{2\beta}{1+\beta}}\sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(f)} \end{cases}$$

където:

$t_i$ е дебелината на дървесния елемент, дървесната плоча или дълбочина на проникване с индекс 1 или 2;

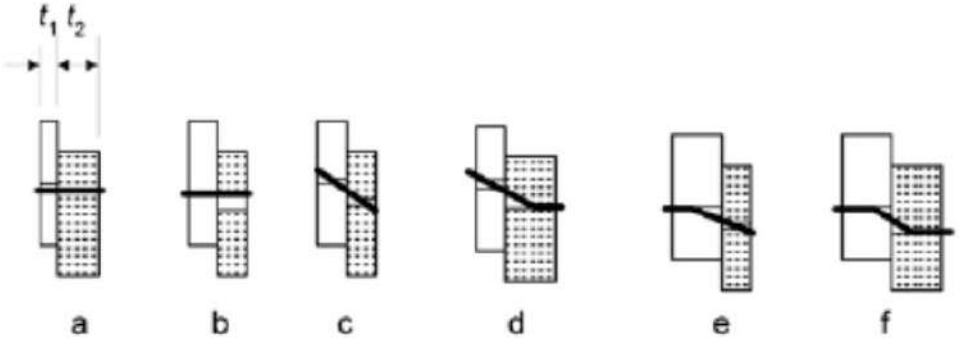
$f_{h,i,k}$ - характеристична якост на местно смачкване в дървен елемент *i*;

$d$ - диаметър на свързващия елемент;

$M_{y,Rk}$ - характеристичния пластичен момент на свързващия елемент в N.mm;

$\beta$ - отношението между якостите на смачкване за елементите - $\beta = \dfrac{f_{h,,2,k}}{f_{h,1,k}}$

$F_{ax,Rk}$ - характеристична носимоспособност на изтръгване на свързващия елемент. За сравненията е прието $F_{ax,Rk} = 0$.




**Фигура 2.** Форми на разрушаване при едносрезни съединения от тип „дървесина към дървесина“ и „дървесна плоча към дървесина“ [1]

„Формите на разрушение показани на фиг. 2 са както следва: (a) – смачкване на дървесината в елемент с дебелина $t_1$; (b) – смачкване на дървесината в елемент с дебелина $t_2$; (c) – смачкване на дървесината в двата елемента, без пластификация в съединителя; (d) – смачкване на дървесината в двата елемента и пластификация на съединителя в елемента с дебелина $t_2$; (e) – смачкване на дървесината в двата елемента и пластификация на съединителя в елемент с дебелина $t_1$; (f) – смачкване на

дървесината в двата елемента и пластификация на съединителя на две места и в двата елемента.“ [2], стр. 44.




**Фигура 2.** Определяне на $t_1$ и $t_2$ при гвоздеи за едносрезно съединиение [1]

Изчислителната носимоспособност $F_{y,Rd}$ се получава по формулата:

$$F_{y,Rk} = k_{\text{mod}} . \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M}$$

където:

$k_{\text{mod}} = 0{,}8$ е коефициента на изменение;

$\gamma_M = 1{,}3$ - частен коефициент за характеристиките на материала за съединения с масивен дървен материал.

За обикновени гладки кръгли гвоздеи, произведени от стоманена тел, чиято минимална якост на опън е 600 N/mm², характеристичната стойност на пластичния момент се приема, както следва:

$M_{y,Rk} = 0{,}3 . f_u . d^{2,6}$, [N.mm]

където:

$f_u$ е якостта на опън на стоманената тел в N/mm$^2$;

$d$ - диаметър на гвоздея в mm.

За гвоздеи с диаметър до 8 mm без предварително пробиване на отворите се прилага следната якост на смачкване в дървен материал или дървен материал от слепен фурнир LVL:

$f_{h,k} = 0{,}082 . \rho_k . d^{-0,3}$, [N/mm$^2$]

където:

$\rho_k$ е характеристичната обемна плътност в kg/m$^3$;

$d$ - диаметър на гвоздея в mm.

Характеристичната стойност на пластичния момент за болтове се приема:

$M_{y,Rk} = 0{,}3 . f_{u,k} . d^{2,6}$, [N.mm]

където:

$f_{u,k}$ е характеристичната якост на опън в N/mm$^2$;

$d$ - диаметър на болта в mm.

За болтове с диаметър до 30 mm се използва следната характеристична стойност на якостта на смачкване за дървесината и LVL при ъгъл 0° спрямо влакната:

$f_{h,0,k} = 0{,}082.(1-0{,}01.d).\rho_k$ , [N/mm$^2$]

където:

$\rho_k$ е характеристичната обемна плътност в kg/m$^3$;

$d$ - диаметър на болта в mm.

### 3. Основни предпоставки на сравненията

Приети са стандартни размери на дървените елементи със следните дебелини в mm: 40; 60; 80; 100; 120; 140; 160; 180; 200; 220. Диаметрите на гвоздеите са: 3,6 mm; 4,6 mm; 5,6 mm; 6,6 mm и 7,6 mm. Съответно на болтовете: M10; M12; M14; M16; M18; M20; M22.

Дължините на гвоздеите са приети съгласно най-често срещаните дължини на пазара.

Прието е болтовете да са клас 5.8 с $f_{ub} \equiv f_{u,k} = 500$ MPa.

Класа на якост и за двата дървени елемента на съединението е един и същ - C22 (т. е. $\beta = 1$).

Някои от конструктивните изисквания за съединения с гвоздеи изисквани в [1] и [3] не са спазени, тъй като не са от значение за изследването. Спазено е изискването залегнало в [1] най-малката дълбочина на проникване от страната на върха за гладки гвоздеи да е $8d$.

Процентните разлики между $T_d$ и $F_{v,Rd}$ са определени по отношение на $T_d$ т. е. $\Delta\% = \frac{T_d - F_{v,Rd}}{T_d}.100$. По тази формула се получават отрицателни процентни разлики при $T_d < F_{v,Rd}$ и положителни процентни разлики при $T_d > F_{v,Rd}$.

### 4. Резултати от сравненията

В таблици 3, 4 и 5 са показани процентните разлики между носимоспособностите при различни възможни съчетания между дебелини на дървените елементи и диаметри на съединителните средства.

Резултатите за M12, M14, M16, M18 и M20 не са представени в настоящия доклад поради голямия им обем, но са отчетени в анализа.

**Таблица 3.** Процентни разлики между $T_d$ и $F_{v,Rd}$ за гвоздеи с диаметри от 3,6 mm до 7,6 mm

| $d$=3,6 mm | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 40 | 28,8 | 40 | 28,8 |
| $c$, mm | 40 | 60 | 60 | 80 |
| $a/c$ | 1 | 0,48 | 0,667 | 0,36 |
| $T_d$ | 0,504 | 0,631 | 0,644 | 0,814 |
| Форма на разруш. | д) | г) | г) | г) |
| $F_{v,Rd}$ | 0,587 | 0,53 | 0,587 | 0,53 |
| Форма на разруш. | f) | e) | f) | e) |
| Разлики | -16,4% | 16,1% | 8,9% | 35,4% |

| $d$=4,6 mm | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 40 | 40 | 60 | 40 | 50 | 36,8 |
| $c$, mm | 40 | 60 | 60 | 80 | 80 | 100 |
| $a/c$ | 1 | 0,667 | 1 | 0,5 | 0,625 | 0,368 |
| $T_d$ | 0,644 | 0,821 | 0,966 | 1,067 | 1,074 | 1,31 |
| Форма на разруш. | д) | г) | д) | г) | г) | г) |
| $F_{v,Rd}$ | 0,827 | 0,845 | 0,879 | 0,845 | 0,879 | 0,8 |
| Форма на разруш. | c) | e) | f) | e) | f) | e) |
| Разлики | -28,4% | -2,9% | 9% | 20,8% | 18,2% | 38,9% |

| $d$=5,6 mm | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 60 | 50 | 60 | 80 | 60 | 44,8 |
| $c$, mm | 60 | 80 | 80 | 80 | 100 | 120 |
| $a/c$ | 1 | 0,625 | 0,75 | 1 | 0,6 | 0,373 |
| $T_d$ | 1,176 | 1,308 | 1,377 | 1,568 | 1,613 | 1,921 |
| Форма на разруш. | д) | г) | г) | д) | г) | г) |
| $F_{v,Rd}$ | 1,217 | 1,198 | 1,217 | 1,217 | 1,217 | 1,114 |
| Форма на разруш. | f) | e) | f) | f) | f) | e) |
| Разлики | -3,5% | 8,4% | 11,6% | 22,3% | 24,5% | 42,2% |

| $d$=6,6 mm | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 60 | 60 | 80 | 60 | 80 | 60 |
| $c$, mm | 60 | 80 | 80 | 100 | 100 | 120 |
| $a/c$ | 1 | 0,75 | 1 | 0,6 | 0,8 | 0,5 |
| $T_d$ | 1,386 | 1,624 | 1,848 | 1,901 | 2,059 | 2,297 |
| Форма на разруш. | д) | г) | д) | г) | г) | г) |
| $F_{v,Rd}$ | 1,595 | 1,595 | 1,595 | 1,595 | 1,595 | 1,595 |
| Форма на разруш. | f) | f) | f) | f) | f) | f) |
| Разлики | -15,1% | 1,8% | 13,7% | 16,1% | 22,5% | 30,6% |

| $d$=7,6 mm | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 60,8 | 80 | 60,8 | 80 | 100 | 60,8 | 80 | 100 | 120 |
| $c$, mm | 80 | 80 | 100 | 100 | 100 | 120 | 120 | 120 | 120 |
| $a/c$ | 0,76 | 1 | 0,608 | 0,8 | 1 | 0,507 | 0,667 | 0,833 | 1 |
| $T_d$ | 1,894 | 2,128 | 2,219 | 2,371 | 2,66 | 2,634 | 2,736 | 2,888 | 3,192 |
| Форма на разруш. | г) | д) | г) | г) | д) | г) | г) | г) | д) |
| $F_{v,Rd}$ | 1,862 | 2,014 | 1,862 | 2,014 | 2,014 | 1,862 | 2,014 | 2,014 | 2,014 |
| Форма на разруш. | e) | f) | e) | f) | f) | e) | f) | f) | f) |
| Разлики | 1,7% | 5,4% | 16,1% | 15,1% | 24,3% | 29,3% | 26,4% | 30,3% | 36,9% |

| $d$=7,6 mm | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 60,8 | 80 | 100 | 120 | 60,8 | 80 | 100 | 60,8 | 80 | 60,8 |
| $c$, mm | 140 | 140 | 140 | 140 | 160 | 160 | 160 | 180 | 180 | 200 |
| $a/c$ | 0,434 | 0,571 | 0,714 | 0,857 | 0,38 | 0,5 | 0,625 | 0,338 | 0,444 | 0,304 |
| $T_d$ | 3,128 | 3,095 | 3,222 | 3,456 | 3,493 | 3,526 | 3,557 | 3,697 | 4,025 | 3,697 |
| Форма на разруш. | г) | г) | г) | г) | г) | г) | г) | в) | г) | в) |
| $F_{v,Rd}$ | 1,862 | 2,014 | 2,014 | 2,014 | 1,862 | 2,014 | 2,014 | 1,862 | 2,014 | 1,862 |
| Форма на разруш. | e) | f) | f) | f) | e) | f) | f) | e) | f) | e) |
| Разлики | 40,4% | 35,1% | 37,5% | 41,7% | 47% | 42,9% | 43,4% | 49,6% | 49,8% | 49,6% |

**Таблица 4.** Процентни разлики между $T_d$ и $F_{v,Rd}$ за болтове М10

| $d$=10 mm | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 40 | 40 | 60 | 40 | 60 | 80 | 40 | 60 | 80 | 100 |
| $c$, mm | 40 | 60 | 60 | 80 | 80 | 80 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| $a/c$ | 1 | 0,667 | 1 | 0,5 | 0,75 | 1 | 0,4 | 0,6 | 0,8 | 1 |
| $T_d$ | 1,4 | 1,8 | 2,1 | 2,32 | 2,46 | 2,8 | 2,92 | 2,88 | 3,12 | 3,5 |
| Форма на разруш. | д) | г) | д) | г) | г) | д) | г) | г) | г) | д) |
| $F_{v,Rd}$ | 2,558 | 3,037 | 3,838 | 3,038 | 3,857 | 3,874 | 3,038 | 3,857 | 3,874 | 3,874 |
| Форма на разруш. | c) | e) | c) | e) | e) | f) | e) | e) | f) | f) |
| Разлики | -82,7 | -68,7% | -82,7% | -30,9% | -56,7% | -38,3% | -4% | -33,9% | -24,1% | -10,6% |

| $d$=10 mm | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 140 |
| $c$, mm | 120 | 120 | 120 | 120 | 120 | 140 | 140 | 140 | 140 | 140 | 140 |
| $a/c$ | 0,333 | 0,5 | 0,667 | 0,833 | 1 | 0,286 | 0,429 | 0,571 | 0,714 | 0,857 | 1 |
| $T_d$ | 3,2 | 3,48 | 3,6 | 3,8 | 4,2 | 3,2 | 4,08 | 4,08 | 4,2 | 4,56 | 4,9 |
| Форма на разруш. | в) | г) | г) | г) | д) | в) | г) | г) | г) | г) | д) |
| $F_{v,Rd}$ | 3,038 | 3,857 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,038 | 3,857 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 |
| Форма на разруш. | e) | e) | f) | f) | f) | e) | e) | f) | f) | f) | f) |
| Разлики | 5% | -10,8% | -7,6% | -2% | 7,7% | 5% | 5,4% | 5% | 7,7% | 15% | 20,9% |

| $d$=10 mm | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 140 | 160 | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 |
| $c$, mm | 160 | 160 | 160 | 160 | 160 | 160 | 160 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 |
| $a/c$ | 0,25 | 0,375 | 0,5 | 0,625 | 0,75 | 0,875 | 1 | 0,222 | 0,333 | 0,444 | 0,556 | 0,667 | 0,778 | 0,889 | 1 |
| $T_d$ | 3,2 | 4,56 | 4,64 | 4,7 | 4,92 | 5,32 | 5,6 | 3,2 | 4,8 | 5,28 | 5,2 | 5,4 | 5,6 | 5,92 | 6,3 |
| Форма на разруш. | в) | г) | г) | г) | г) | г) | д) | в) | в) | г) | г) | г) | г) | г) | д) |
| $F_{v,Rd}$ | 3,038 | 3,857 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,038 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 |
| Форма на разруш. | e) | e) | f) | f) | f) | f) | f) | e) | f) | f) | f) | f) | f) | f) | f) |
| Разлики | 5% | 15,4% | 16,5% | 17,5% | 21,2% | 27,1% | 30,8% | 5% | 19,2% | 26,6% | 25,5% | 28,2% | 30,8% | 34,5% | 38,5% |

| $d$=10 mm | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 | 200 |
| $c$, mm | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 |
| $a/c$ | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 |
| $T$ | 3,2 | 4,8 | 5,84 | 5,8 | 5,76 | 6,02 | 6,24 | 6,66 | 7 |
| Форма на разруш. | в) | в) | г) | г) | г) | г) | г) | г) | д) |
| $F_{v,Rd}$ | 3,038 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 |
| Форма на разруш. | e) | f) | f) | f) | f) | f) | f) | f) | f) |
| Разлики | 5% | 19,2% | 33,6% | 33,2% | 32,7% | 35,6% | 37,9% | 41,8% | 44,6% |

| $d$=10 mm | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 | 200 | 220 |
| $c$, mm | 220 | 220 | 220 | 220 | 220 | 220 | 220 | 220 | 220 | 220 |
| $a/c$ | 0,182 | 0,273 | 0,364 | 0,455 | 0,545 | 0,636 | 0,727 | 0,818 | 0,909 | 1 |
| $T_d$ | 3,2 | 4,8 | 6,24 | 6,5 | 6,36 | 6,44 | 6,72 | 7,02 | 7,4 | 7,7 |
| Форма на разруш. | в) | в) | г) | г) | г) | г) | г) | г) | г) | д) |
| $F_{v,Rd}$ | 3,038 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 | 3,874 |
| Форма на разруш. | e) | f) | f) | f) | f) | f) | f) | f) | f) | f) |
| Разлики | 5% | 19,2% | 37,9% | 40,4% | 39% | 39,8% | 42,3% | 44,8% | 47,6% | 49,6% |

**Таблица 5.** Процентни разлики между $T_d$ и $F_{v,Rd}$ за болтове М22

| $d$=22 mm | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 40 | 40 | 60 | 40 | 60 | 80 | 40 | 60 | 80 | 100 |
| $c$, mm | 40 | 60 | 60 | 80 | 80 | 80 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| $a/c$ | 1 | 0,667 | 1 | 0,5 | 0,75 | 1 | 0,4 | 0,6 | 0,8 | 1 |
| $T_d$ | 2,8 | 3,96 | 4,62 | 5,104 | 5,412 | 6,16 | 6,424 | 6,336 | 6,864 | 7,7 |
| Форма на разруш. | д) | г) | д) | г) | г) | д) | г) | г) | г) | д) |
| $F_{v,Rd}$ | 4,878 | 6,305 | 7,317 | 8,002 | 8,685 | 9,756 | 9,716 | 10,27 | 11,09 | 12,19 |
| Форма на разруш. | c) | c) | c) | c) | c) | c) | e) | c) | c) | c) |
| Разлики | -74,2% | -59,2% | -58,3% | -56,7% | -60,4% | -58,3% | -51,2% | -62,1% | -61,5% | -58,3% |

| $d$=22 mm | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 140 |
| $c$, mm | 120 | 120 | 120 | 120 | 120 | 140 | 140 | 140 | 140 | 140 | 140 |
| $a/c$ | 0,333 | 0,5 | 0,667 | 0,833 | 1 | 0,286 | 0,429 | 0,571 | 0,714 | 0,857 | 1 |
| $T_d$ | 7,04 | 7,656 | 7,92 | 8,36 | 9,24 | 7,04 | 8,976 | 8,976 | 9,24 | 10,03 | 10,78 |
| Форма на разруш. | в) | г) | г) | г) | д) | в) | г) | г) | г) | г) | д) |
| $F_{v,Rd}$ | 9,716 | 10,44 | 11,64 | 13,11 | 14,63 | 9,716 | 10,44 | 11,64 | 13,11 | 14,75 | 14,91 |
| Форма на разруш. | e) | e) | e) | e) | c) | e) | e) | e) | e) | e) | f) |
| Разлики | -38% | -36,3% | -46,7% | -56,8% | -58,3% | -16,3% | 9,5% | -29,6% | -41,8% | -47,1% | -38,3% |

| $d$=22 mm | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 140 | 160 | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 |
| $c$, mm | 160 | 160 | 160 | 160 | 160 | 160 | 160 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 |
| $a/c$ | 0,25 | 0,375 | 0,5 | 0,625 | 0,75 | 0,875 | 1 | 0,222 | 0,333 | 0,444 | 0,556 | 0,667 | 0,778 | 0,889 | 1 |
| $T_d$ | 7,04 | 10,03 | 10,21 | 10,34 | 10,82 | 11,7 | 12,32 | 7,04 | 10,56 | 11,62 | 11,44 | 11,88 | 12,32 | 13,02 | 13,86 |
| Форма на разруш. | в) | г) | г) | г) | г) | г) | д) | в) | в) | г) | г) | г) | г) | г) | д) |
| $F_{v,Rd}$ | 9,716 | 10,44 | 11,64 | 13,11 | 14,75 | 14,91 | 14,91 | 9,716 | 10,44 | 11,64 | 13,11 | 14,75 | 14,91 | 14,91 | 14,91 |
| Форма на разруш. | e) | e) | e) | e) | e) | f) | f) | e) | e) | e) | e) | e) | f) | f) | f) |
| Разлики | -38% | -4,1% | -14% | -26,7% | -36,3% | -27,4% | -21% | -38% | 1,1% | 0% | -14,5% | -24,1% | -21% | -14,5% | -7,5% |

| $d$=22 mm | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a$, mm | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 | 200 | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 | 200 | 220 |
| $c$, mm | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | 220 | 220 | 220 | 220 | 220 | 220 | 220 | 220 | 220 | 220 |
| $a/c$ | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 | 0,182 | 0,273 | 0,364 | 0,455 | 0,545 | 0,636 | 0,727 | 0,818 | 0,909 | 1 |
| $T_d$ | 7,04 | 10,56 | 12,85 | 12,76 | 12,67 | 13,24 | 13,73 | 14,65 | 15,4 | 7,04 | 10,56 | 13,73 | 14,3 | 14 | 14,17 | 14,78 | 15,44 | 16,28 | 16,94 |
| Форма на разруш. | в) | в) | г) | г) | г) | г) | г) | г) | д) | в) | в) | г) | г) | г) | г) | г) | г) | г) | д) |
| $F_{v,Rd}$ | 9,716 | 10,44 | 11,64 | 13,11 | 14,75 | 14,91 | 14,91 | 14,91 | 14,91 | 9,716 | 10,44 | 11,64 | 13,11 | 14,75 | 14,91 | 14,91 | 14,91 | 14,91 | 14,91 |
| Форма на разруш. | e) | e) | e) | e) | e) | f) | f) | e) | f) | e) | e) | e) | e) | e) | f) | f) | f) | f) | f) |
| Разлики | -38,2% | 1,1% | 9,4% | -2,7% | -16,4% | -12,6% | -8,5% | -1,7% | 3,1% | -38% | 1,1% | 15,2% | 8,3% | -5,3% | -5,2% | -0,8% | 3,4% | 8,4% | 11,9% |

## 5. Анализ на резултатите

При съединенията с гвоздеи няма ясно изразени зависимости, свързани с изменението на процентните разлики. Тенденция като цяло е разликите да се увеличават с увеличаване диаметъра на гвоздеите, като екстремните им стойности са 49,8% и -15,1%. При всички варианти на съединенията с изключение на един, формите на разрушаване по европейските норми са e) и f).

При болтовите съединения при всички диаметри на болтовете с увеличаване на размера $c$ разликите първоначално намаляват, след което започват да се увеличават. С увеличаване диаметрите на болтовете положителните разлики намаляват. При стойности на $c \leq 100$ преобладаващите форми на разрушаване по европейските норми са c), e) и f), а при $c \geq 120$ – e) и f).

## 6. Заключение

Разликите между изчислителните носимоспособности на гвоздей, цилиндрина клечка или болт за едносрезни съединения, получени по методиките залегнали в разгледаните нормативни документи са приемливи. Представените сравнения са направени за клас на якост на дървесината по европейските норми С22. Може да се очаква, че с увеличаване на класа на якост на дървесината резултатите по българските норми ще стават все по-неикономични в сравнение с резултатите по европейските норми. Това за българските условия не е чак толкова съществено, тъй като нашия пазар не разполага с целия набор от класове на якост, залегнали в Еврокод 5. Българските норми разглеждат само три категории иглолистна дървесина, като най-често ползваните за строителство са първа и втора категории. Това на практика позволява спокойно да се работи с българските норми, по опростената методика за определяне на изчислителната носимоспособност на съединенията.

## ЛИТЕРАТУРА

[1] БДС EN 1995-1-1 2004 - Проектиране на дървени конструкции. Част 1-1: Общи правила и правила за сгради.
[2] Бояджиева Д. Дървени конструкции. Ръководство. София 2016.
[3] Норми за проектиране на дървени конструкции. Публ. БСА, бр. 5-6/1990 г.
[4] Хандрулева Ан., Механизми на разрушение на пространствени прътови конструкции Издателство - София: Висше строит. у-ще "Любен Каравелов", 2020.
[5] Хандрулева Ан., ИЗСЛЕДВАНЕ НА ЯКОСТ И КОРАВИНА НА СФЕРИЧНИ КУПОЛИ, XXIII МЕЖДУНАРОДНА НАУЧНА КОНФЕРЕНЦИЯ ВСУ'2023 22-24 юни 2023 г., София, България.
СБОРНИК ДОКЛАДИ, Том I, доклад 3-14, стр. 521-530
[6] Цветков Ст., Конструктори за строителни инженери – сглобяемите едноетажни сгради от стоманобетонни елементи. ВСУ, С., 2019.

# STUDY OF THE BEHAVIOR OF EXPERIMENTAL SLABS WITH PROPPING OF ONE OF THE SLABS WHEN OVERLOADING THE STRUCTURE BY ITS OWN WEIGHT AND SIMULATED TEMPORARY LOAD

**Stanislav Bakardzhiev**[1]

*USEA "Lyuben Karavelov"*

***Abstract**: This report examines the behavior of two overloaded experimental flat slabs during a period of complete striking of one of the slabs partial propping with shores of the slab above it. The deflections of the slabs were mesured using gauges, as well as the crack formation in characteristic sections of the concrete horizontal elements. The experimental results obtained were compared with those from a numerical model and the corresponding conclusions were drawn based on this.*

***Key words**: Early, Striking, Overloading, Deflections, Cracks*

## 1. Introduction

Building has always been an industry that seeks ways to optimise the use of formwork systems in the production of reinforced concrete elements. Regardless of whether the early striking method is used or whether the basic techniques for faster striking are known, formwork is often striked earlier than the specified project period, especially in the Balkans. All this, in turn, carries its own risks. Of course, there are studies that clarify the issues regarding the methods for earlier striking of reinforced concrete slabs from formwork systems, the specifics of these practices, and the risks that accompany all this [4], [5], [6] [7] [8], [9], [10], [11], [12]. This report is part of a series of studies that examine the behavior of an experimental reinforced concrete structure in the production of its flat slabs using a system for applying the early striking method [1], [2], [3]. The study examines the behavior of two experimental flat slabs during the complete formwork removal of one of the slabs and partial formwork removal with props under the slab above it under overload conditions.

## 2. Research objectives and tasks

The main objective of the study is to show the behavior of an experimental reinforced flat structure at the stage of full overload of the structure. Often, in building practice, we see overloading of multi-story structures with inter-floor loads, such as pallets of bricks, glue, or other inventory loads, which leads to actual overloading of the slabs of a building or facility. The tasks of the study are to observe the deflections of the slabs using dial gauges, as well as the crack formation in characteristic sections of the elements. The experimental results are compared with those from a numerical model, and based on this, conclusions are drawn to show what happens to an overloaded flat reinforced concrete slab and the slabs below it.

## 3. Експериментална конструкция

[1]Stanislav Bakardzhiev, Chief Assist. Prof., PhD, Eng., USEA "Lyuben Karavelov", Building Faculty, Technology and Management in building Department, Sofia, «Suhodolska» 175, st.bakardzhiev@mail.bg

The parameters of the structure are described in more detail in [1], [2], and [3] and Figure 1. Specifics regarding the reinforcement, concreting, and formwork of the structure are given in [1], [2], and [3]. Deflections in the slabs are measured with dial gauges attached to a metal frame between the slab at level +1.21 (first slab) and the slab at level +2.32 (second slab), independent of the structure.

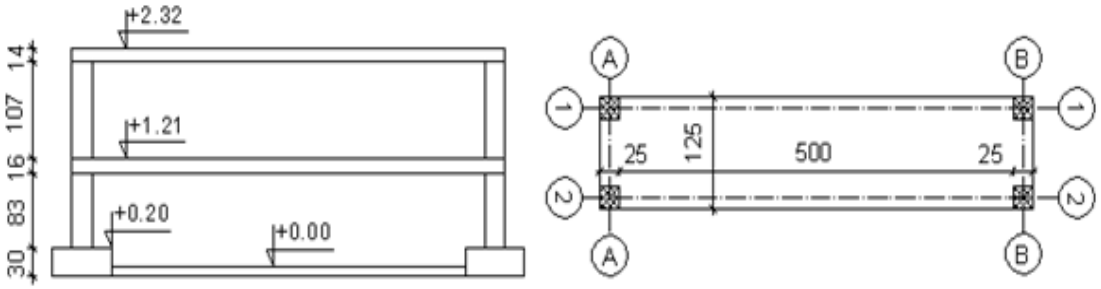



**Figure 1.** Geometry of the experimental setup [1]



**Figure 2.** Some of the situations of casting, loading, and striking for the structure

**4. Information about numerical model**

The banks are modeled as a composite section with two tubular sections - 50 cm long, the lower section with a diameter of 60 mm and a thickness of 2 mm, and the upper section with a diameter of 50 mm and a thickness of 1.7 mm. It should be noted that the mechanism for adjusting the height of the props is not considered and is not modeled. It should be noted that the column-slab and shore-slab nodes are modeled as simple joins [1], [2], [3]. For each of the steps in the experiment, the real values of the modulus of elasticity are entered into the numerical model [1].

**5. Actual research**

This study examines Stage 8 and Steps 11 and 12 of the construction of an experimental reinforced concrete structure produced using a system for applying the early striking method. Figure 1 and Table 1 show where these steps and the corresponding stage are located in the experiment. Figures 2, 3, 4, and 5 show in more detail, with diagrams and images, the subject of our study, namely how a flat slabs structure behaves under serious overload on the top slab of the experimental setup.

### 5.1. Basic combinations of casting, loading, and striking

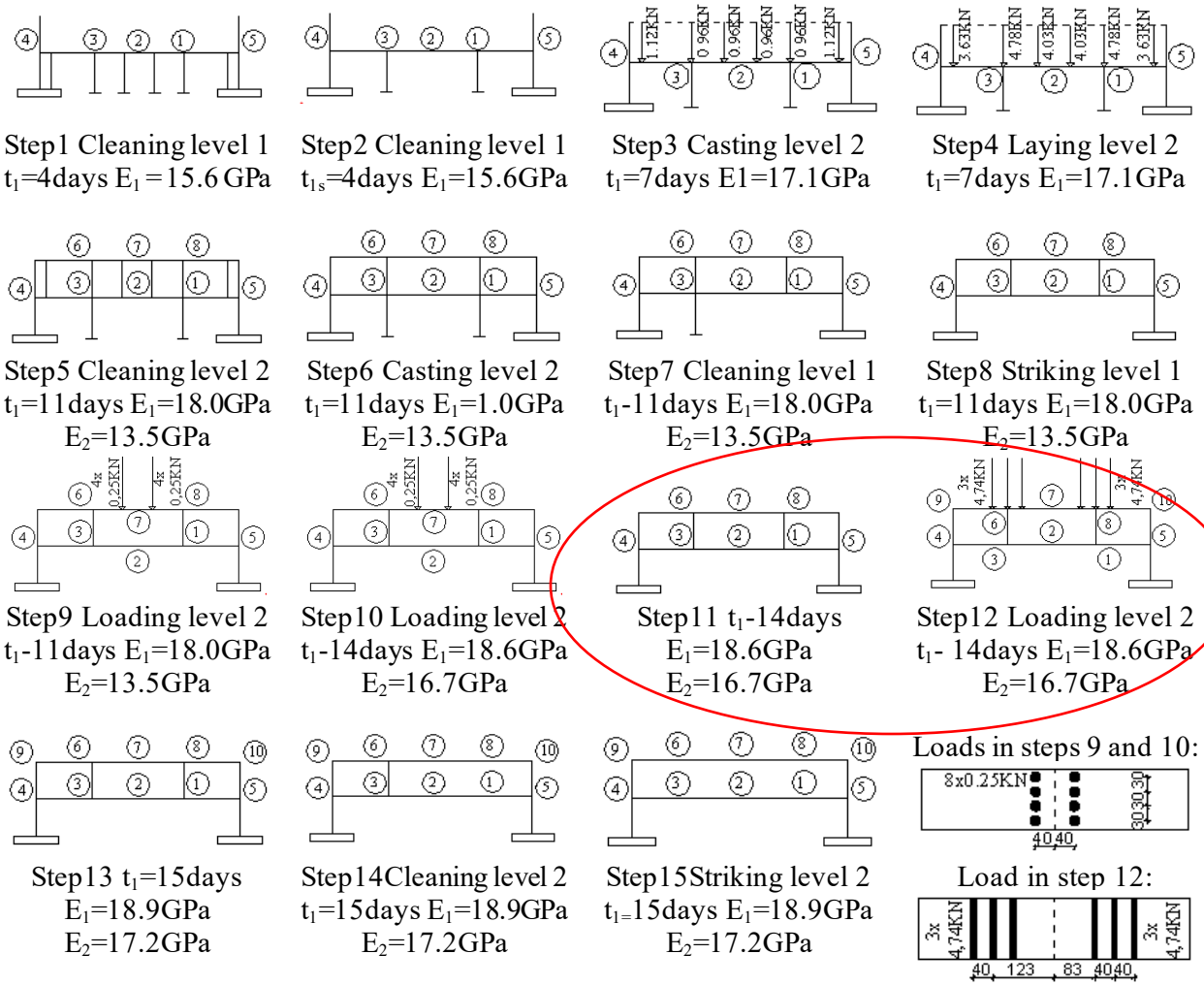



**Figure 1.** Basic combinations of casting, loading, and striking for the experimental structure [1]

### 5.2. Main stages of casting, loading, and striking for the experimental structure

**Table 1**. Stages of the constructive process in [1].

| Stage | Step | Period (days) | Time (days) | Actions |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 1-2 | 4th | 1 | Cleaning 1st slab |
| 2 | 3 | 4th – 7th | 3 | Casting 2nd slab |
| 3 | 4 | 7th | 1 | Laying 2nd slab |
| 4 | 4-5 | 7th – 11th | 4 | - |
| 5 | 5-8 | 11th | 0,5 | Cleaning 2nd slab and striking 1st slab |
| 6 | 9-10 | 11th – 14th | 3,5 | Loading 2nd slab with temporary load |
| 7 | 11 | 14th | 0,5 | Unloading the temporary additional load |
| 8 | 12 | 14th | 0,5 | Loading 2nd slab with temporary load |
| 9 | 13-15 | 15 | 1 | Removing the additional load and striking 2nd slab |

### 5.3. Step 12, which the study examines

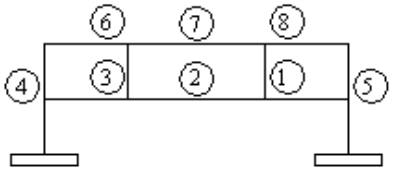



**Figure 2**. Step12 Loading level 2 $t_1$- 14days $E_1$=18.6GPa $E_2$=16.7GPa

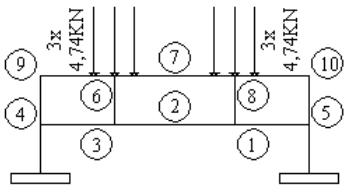



**Figure 3**. Step12 Loading level 2 $t_1$- 14days $E_1$=18.6GPa $E_2$=16.7GPa

### 5.4. Loading situation in images



**Figure 4**. Loading situation in Step 11



**Figure 5**. Loading situation in Step 12

### 5.5. Deflections and cracks (mm)

The values of elastic deflections (Elastic Zo), experimental deflections (Exp. Zo), and cracks in the slabs are shown in Table 2, Table 3 and Table 4.

**Table 2**. Elastic deflections in each of the points.

| Day, t1st slab | Step | Deflection in point (mm) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 4th (1) day | 1 | 0.08 | 0.06 | 0.08 | 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 |
| 4th (2)day | 2 | 0.15 | 0.31 | 0.15 | 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 |
| 7th (1)day | 3 | 0.19 | 0.38 | 0.19 | 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 |
| 7th (2)day | 4 | 0.32 | 0.67 | 0.32 | 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (1)day | 5 | 0.27 | 0.52 | 0.27 | 0.00 | 0.00 | 0.37 | 0.54 | 0.37 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (2)day | 6 | 0.27 | 0.46 | 0.27 | 0.00 | 0.00 | 0.41 | 0.71 | 0.41 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (3)day | 7 | 1.63 | 1.47 | 0.47 | 0.00 | 0.00 | 0.67 | 1.70 | 1.67 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (4)day | 8 | 6.07 | 8.14 | 6.10 | 0.00 | 0.00 | 6.14 | 8.27 | 6.11 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (5)day | 9 | 6.52 | 8.75 | 6.56 | 0.00 | 0.00 | 6.62 | 8.97 | 6.58 | 0.00 | 0.00 |
| 14th (1)day | 10 | 5.92 | 7.96 | 5.97 | 0.00 | 0.00 | 5.98 | 8.11 | 6.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14th (2)day | 11 | 5.51 | 7.40 | 5.54 | 0.00 | 0.00 | 5.57 | 7.48 | 5.54 | 0.00 | 0.00 |
| 14th (3)day | 12 | 9.53 | 12.74 | 9.58 | 0.00 | 0.00 | 9.75 | 13.09 | 9.70 | 0.00 | 0.00 |
| 15h (1)day | 13 | 5.41 | 7.27 | 5.44 | 0.00 | 0.00 | 5.46 | 7.35 | 5.43 | 0.00 | 0.00 |
| 15th (2)day | 14 | 5.26 | 7.17 | 5.44 | 0.00 | 0.00 | 5.48 | 7.53 | 5.80 | 0.00 | 0.00 |
| 15th (3)day | 15 | 4.66 | 6.27 | 4.68 | 0.00 | 0.00 | 6.68 | 8.95 | 6.64 | 0.00 | 0.00 |

**Table 3**. Experimental deflections in each of the points.

| Day, t1st slab | Step | Deflection in point (mm) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 4th (1) day | 1 | 0.09 | 0.14 | 0.11 | 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 |
| 4th (2)day | 2 | 0.30 | 0.48 | 0.27 | 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 |
| 7th (1)day | 3 | 0.53 | 1.01 | 0.65 | 0.00 | 0.00 | 0.36 | 0.55 | 0.20 | 0.00 | 0.00 |
| 7th (2)day | 4 | 0.99 | 1.66 | 1.06 | 0.00 | 0.00 | 0.69 | 1.06 | 0.65 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (1)day | 5 | 1.09 | 1.94 | 1.29 | 0.00 | 0.00 | 0.79 | 1.36 | 0.88 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (2)day | 6 | 1.25 | 2.06 | 1.38 | 0.00 | 0.00 | 1.07 | 1.82 | 1.17 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (3)day | 7 | 1.83 | 2.44 | 1.45 | 0.00 | 0.00 | 1.35 | 2.47 | 1.84 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (4)day | 8 | 2.51 | 3.81 | 2.75 | 0.00 | 0.00 | 2.22 | 3.60 | 2.34 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (5)day | 9 | 3.01 | 4. 46 | 3.17 | 0.00 | 0.00 | 2.71 | 4.29 | 2.95 | 0.00 | 0.00 |
| 14th (1)day | 10 | 4.17 | 6.22 | 4.54 | 0.00 | 0.00 | 3.96 | 5.84 | 4.28 | 0.00 | 0.00 |
| 14th (2)day | 11 | 4.09 | 6.14 | 4.31 | 0.00 | 0.00 | 3.71 | 5.56 | 3.98 | 0.00 | 0.00 |
| 14th (3)day | 12 | 8.93 | 12.42 | 9.08 | 0.00 | 0.00 | 9.07 | 12.32 | 8.97 | 0.00 | 0.00 |
| 15h (1)day | 13 | 6.81 | 9.90 | 7.07 | 0.00 | 0.00 | 6.37 | 8.70 | 6.27 | 0.00 | 0.00 |
| 15th (2)day | 14 | 6.74 | 9.85 | 7.06 | 0.00 | 0.00 | 6.45 | 8.86 | 6.43 | 0.00 | 0.00 |
| 15th (3)day | 15 | 6.64 | 9.67 | 6.88 | 0.00 | 0.00 | 6.65 | 9.12 | 6.58 | 0.00 | 0.00 |

**Table 2**. Cracks

| Period | Point | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| until Step 11 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| after Step 12 | 0.00 | 0.10 | 0.00 | 0.95 | 0.80 | 0.00 | 0.05 | 0.00 | 0.40 | 0.25 |

### 5.6. Graphical representation of the results at the stage under consideration [1]

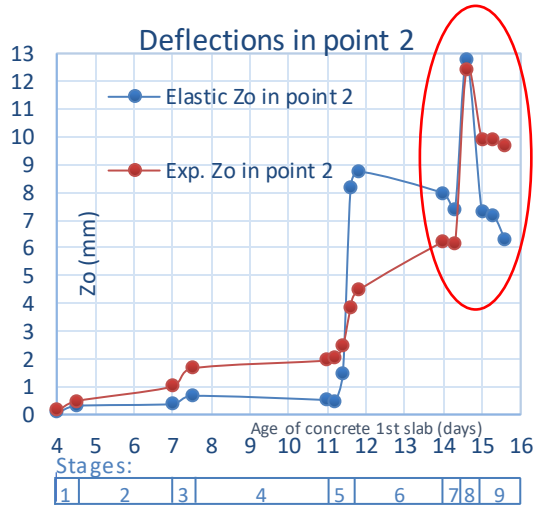



**Figure 6.** Deflections in point 2.

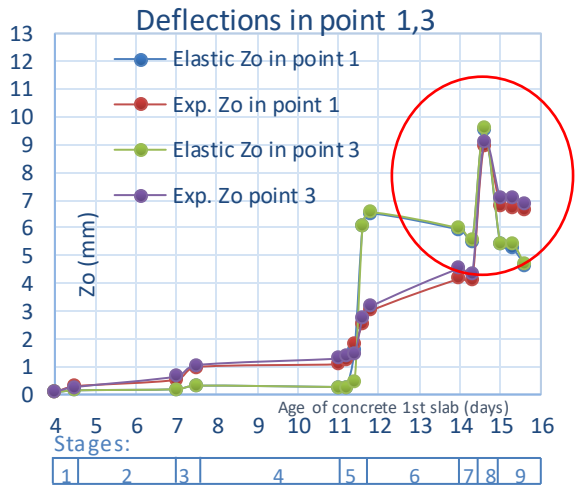
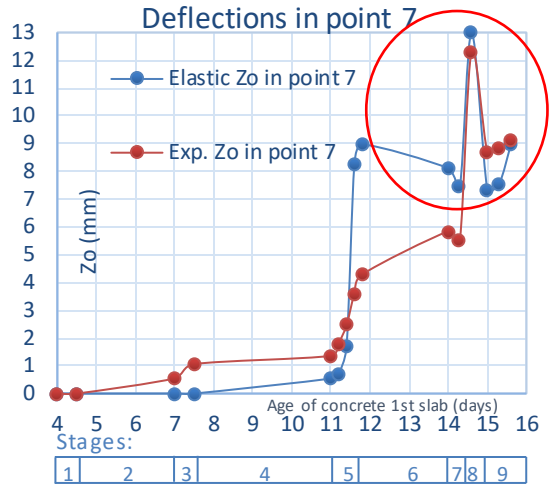



**Figure 7.** Deflections in point 1 and 3.




**hFigure 8.** Deflections in point 7.

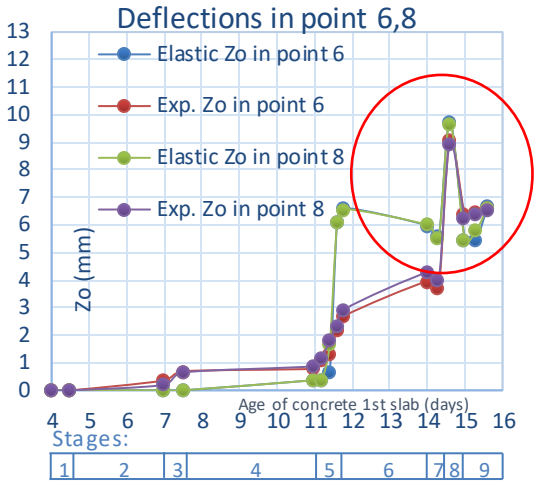



**Figure 9.** Deflections in point 6 and 8.

**5.7. Examination of dependencies between elastic and experimental deflecyion in the slabs**

- At all stages, except Stage 8, of the execution of the two experimental slabs, significant differences are observed between the elastic deflections obtained from the numerical model. This is due to the imperfection of the simple joints in the props introduced in the model. Due to the presence of some strain in the column-slab joint, negative bending moments are obtained above the slabs, which in turn causes higher crack formation above the shores rather than in the main field.
- In Stage 8, almost equal values of elastic deflections in the main field and experimentally measured values are observed. This is because the cracks in the main field are smaller than 0.3 mm and, for this reason, the slab in the main field is still considered to be working elastically, while at the over the columns the cracks are quite serious and release a so-called simple joint in the apparatus, which makes the experimental structure behave as close as possible to that in the numerical model at this stage.

**Conclusions**

After the observations and the research, it is concluded that when checking flat slabs for their stability when applying methods for early striking, it is advisable to take into account the fact that in the simple joints, which are massively modeled in this node, there is some straining caused by the vertical reinforcing of the column. Also, in the main field, there is a certain reserve, which, with more precise calculations, can be rationalized and reduced in terms of the cross-section of the reinforcement used.

**Acknowledgments**

Acknowledgments to "Tehstroy" Ltd., "Tirlin" JsCo, "doka" Bulgaria and eng. Radoslav Stafunski.

**REFERENCES**

[1] Bakardzhiev S, Experimental study of flat, reinforced concrete slabs created in the method of early striking, XI ISC „Civil Engineering Design and Construction", Sept. 10-12, 2020, Varna, Bulgaria ISSN 2603-4255 (CD-ROM); ISSN 2683-071X (online), doi:10.1088/1757-899X/951/1/012010

[2] Bakardzhiev S, Study of the behavior of a experimental reinforced concrete slab at different stages of loading from the production of the reinforced concrete slab over it, XII ISC „Civil Engineering Design and Construction", Sept. 08-10. 2022, Varna, Bulgaria ISSN 2603-4255 (CD-ROM); ISSN 2683-071X (online), doi:10.1088/1757-899X/1276/1/01202

[3] Bakardzhiev S, Gorolomov A, Deflections in reinforced concrete slabs at an early age in the loading stage from a self-weight of the slabs and adjoining period-instant temporary load, XIII ISC „Civil Engineering Design and Construction", Sept. 12-13. 2024, Varna, Bulgaria ISSN 2603-4255 (CD-ROM); ISSN 2683-071X (online), doi:10.1088/1757-899X/1323/1/012009

[4] Gasch I, Alvorado Y, Calderon P and Ivorra S, Construction loads using a shoring – clearing striking process, (Structures and Buildings), 2013, Volume 167 Issue SB4, p 217-229

[5] Buitrago M, Adam J, Moragues J and Calderon P, 2018 Load transmission between slabs and shores during the construction of RC building structures – A review, (Engineering Structures 173 (2018)), p 951–959

[6] Hrischev L, Tsvetkov S and Nedelchev N, Early striking calculations of formwork for reinforced concrete slabs according to Eurocode 2, 2015, (VII International scientific conference architecture, civil engineering - modernity Varna Bulgaria)

[7] Ivanchev I and Slavchev V, About the Possible Limitations in the Usage of the Non-Destructive Ultrasonic Pulse Velocity Method for Assessment of Cracks in Reinforced Concrete Structures, 2019, Subjected to Direct Environmental Exposure, Buildings, Volume 9, Issue 9, 202, http://dx.doi.org/10.3390/buildings9090202

[8] Bakardzhiev S and Lazova O, Research of the strenght characteristics of concretes in the quality receiving period, 2019, Sofia, Bulgaria, (XIX International scientific conference by construction and architecture VSU'2019)

[9] Hrischev L, Rostovsky I, Conev I, Nikolov V, Establishing the strength-maturity relationship of the concrete trough laboratory tests – pioneer study in Bulgaria, Conference Proceedings XI International Scientific Conference „Civil Engineering Design and Construction", 2020, Sept. 10 - 12, Varna, Bulgaria ISSN 2603-4255 (CD-ROM); ISSN 2683-071X (online), pp. 338-349

[10] Tsvetkov S., Helicopter service of hospital building, DCB 2022, IOP Conf. Series: Material science and engineering, doi:10.1088/1757-899X/1276//1/012018

[11] Симеонов М., Цветков Ст., Административна сграда с басейни на покрива. Част 1 – конструктивно-икономическа съпоставка между гредово и безгредово решения на етажните плочи dcb 2023, II Младежка научна конференция с международно участие „Проектиране и строителство на сгради и съоръжения", 09-10 Ноември 2023г., София, стр. 165-175

[12] Хандрулева Ан., Изследване на якост и коравина на сферични куполи, XXIII международна научна конференция ВСУ'2023, 22-24 юни 2023 г., София, България Сборник доклади, Том I, доклад 3-14, стр. 521-530

# SURVEY OF THE DEFLECTIONS AND CRACKING OF AN EXPERIMENTAL REINFORCED CONCRETE SLAB DURING THE PERIOD OF STRIKING THE SLAB ABOVE IT

**Stanislav Bakardzhiev**[1]

*USEA "Lyuben Karavelov"*

***Abstract**: This report examines the deflections and cracking in an experimental flat reinforced concrete slab during the phased removal of the shores of a partially striking slab above it. Measurements were made using gauges of the deflections in the slab, as well as the development of pre-existing cracks in some nodes of the slab. Based on the measurements, conclusions were drawn about the behavior of the slab after the contact between the shores of the slab above it was completely interrupted.*

***Key words**: Early, Striking, Concrete, Deflections, Cracks*

## 1. Въведение

The examination of problems in reinforced concrete slabs resulting from incorrect striking, overloading, and exploitation during the construction of buildings and facilities is a widely discussed issue [1], [2], [3], [4], [5], [6], [7], [8], [9]. This report, as well as [2] and [3], are part of a series of studies that look in more detail at the different stages of another general study [1], which investigates and examines the behavior of an experimental floor structure produced using the early striking method. This study examines the behavior of the experimental structure in the final Stage 9 of complete striking of the two slabs from the propping. The difference here is that big cracks appear in the upper part of the slabs at the column-slab joints and at both slabs of the structure as a result of simulated overloading of the slabs in a previous stage of the experimental setup.

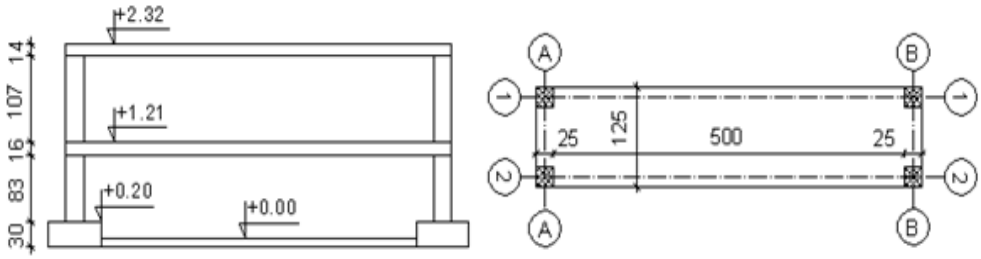
## 2. Цели и задачи на изследването

The study aims to show the behavior of an experimental reinforced concrete beamless structure during the complete striking of the props on the slabs. In construction practice, it is not uncommon to observe overloading of multi-storey structures with inter-floor loads, such as pallets of bricks, glue or other inventory loads, which leads to actual overloading of the slabs of a building or facility. The objectives of the study are to track the deflections of the slabs using dial gauges, as well as the crack formation in characteristic modes of the elements. The experimental results are compared with those from a computational model, and conclusions are drawn about how a structure behaves when completely unloaded from the formwork systems and the consequences for the reinforced concrete slabs.

[1]Stanislav Bakardzhiev, Chief Assist. Prof., PhD, Eng., USEA "Lyuben Karavelov", Building Faculty, Technology and Management in building Department, Sofia, «Suhodolska» 175, st.bakardzhiev@mail.bg

### 3. Experimental construction [1]

The design parameters are described in more detail in [1], Figure 1.




**Фигура 1**. Dimensions [1]



**Фигура 2**. Illustration of the construction

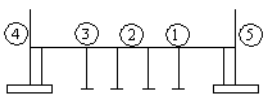
### 4. Numerical model of the setup

The numerical model of the structure is based on FEM [16]. Reports [1], [2], and [3] describe in detail all the features of modeling the experimental reinforced concrete structure.

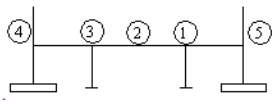
### 5. Survey, research, and discussion of results

The study examines Stage 9 and Steps 13, 14, and 15 of the construction of an experimental structure - Figure 1, Table 1, and Figures 2, 3, 4, 5, 6, and 7.

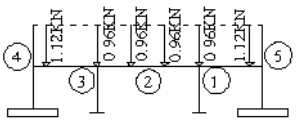
#### 5.1. Steps and stages [1]



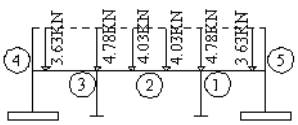
Step1 Cleaning level 1
$t_1$=4days $E_1$ =15.6 GPa



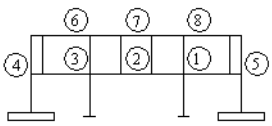
Step2 Cleaning level 1
$t_{1s}$=4days $E_1$=15.6GPa



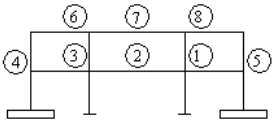

Step3 Casting level 2
$t_1$=7days E1=17.1GPa



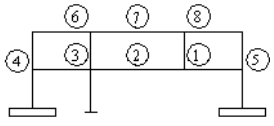

Step4 Laying level 2
$t_1$=7days $E_1$=17.1GPa



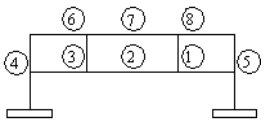
Step5 Cleaning level 2
$t_1$=11days $E_1$=18.0GPa
$E_2$=13.5GPa



Step6 Casting level 2
$t_1$=11days $E_1$=1.0GPa
$E_2$=13.5GPa



Step7 Cleaning level 1
$t_1$-11days $E_1$=18.0GPa
$E_2$=13.5GPa



Step8 Striking level 1
$t_1$=11days $E_1$=18.0GPa
$E_2$=13.5GPa

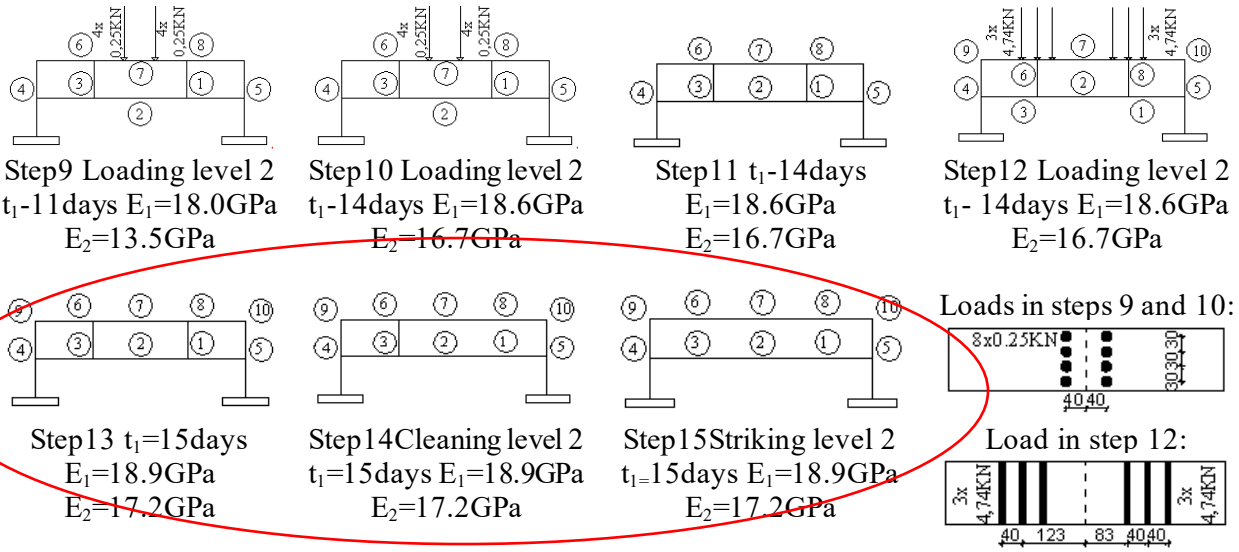
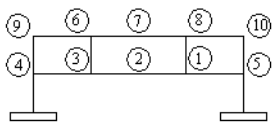



**Figure 1**. Marked steps 13, 14, and 15, which are discussed in this report [1]

**Table 1**. Marked Stage, which is discussed of the constructive process in. [1]

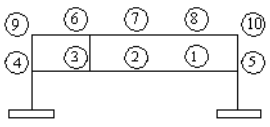
| Stage | Step | Period (days) | Time (days) | Actions |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 1-2 | 4th | 1 | Cleaning 1st slab |
| 2 | 3 | 4th – 7th | 3 | Casting 2nd slab |
| 3 | 4 | 7th | 1 | Laying 2nd slab |
| 4 | 4-5 | 7th – 11th | 4 | - |
| 5 | 5-8 | 11th | 0,5 | Cleaning 2nd slab and striking 1st slab |
| 6 | 9-10 | 11th – 14th | 3,5 | Loading 2nd slab with temporary load |
| 7 | 11 | 14th | 0,5 | Unloading the temporary additional load |
| 8 | 12 | 14th | 0,5 | Loading 2nd slab with temporary load |
| 9 | 13-15 | 15 | 1 | Removing the additional load and striking 2nd slab |

**5.2. More detailed representations of Steps 13, 14, and 15, which the study examines**



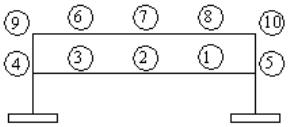
Step13 $t_1$=15days $E_1$=18.9GPa $E_2$=17.2GPa

**Фигура 2**. Ситуация на натоварване на Стъпка 11



Step14Cleaning level 2 $t_1$=15days $E_1$=18.9GPa $E_2$=17.2GPa

**Фигура 2**. Ситуация на натоварване на Стъпка 12



Step15Striking level 2 $t_1$=15days $E_1$=18.9GPa $E_2$=17.2GPa

**Фигура 2**. Ситуация на натоварване на Стъпка 12

### 5.3. Loading and propping in images



**Figure 2**. Situation in Step 13



**Figure 3**. Situation in Step 14



**Figure 4**. Situation in Step 15

### 5.4. Elastic deflections, experimental measured deflections and cracks (mm) [1]

**Table 2**. Elastic deflections in each of the points.

| Day, t1st slab | Step | Deflection in point (mm) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 4th (1) day | 1 | 0.08 | 0.06 | 0.08 | 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 |
| 4th (2)day | 2 | 0.15 | 0.31 | 0.15 | 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 |
| 7th (1)day | 3 | 0.19 | 0.38 | 0.19 | 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 |
| 7th (2)day | 4 | 0.32 | 0.67 | 0.32 | 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (1)day | 5 | 0.27 | 0.52 | 0.27 | 0.00 | 0.00 | 0.37 | 0.54 | 0.37 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (2)day | 6 | 0.27 | 0.46 | 0.27 | 0.00 | 0.00 | 0.41 | 0.71 | 0.41 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (3)day | 7 | 1.63 | 1.47 | 0.47 | 0.00 | 0.00 | 0.67 | 1.70 | 1.67 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (4)day | 8 | 6.07 | 8.14 | 6.10 | 0.00 | 0.00 | 6.14 | 8.27 | 6.11 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (5)day | 9 | 6.52 | 8.75 | 6.56 | 0.00 | 0.00 | 6.62 | 8.97 | 6.58 | 0.00 | 0.00 |
| 14th (1)day | 10 | 5.92 | 7.96 | 5.97 | 0.00 | 0.00 | 5.98 | 8.11 | 6.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14th (2)day | 11 | 5.51 | 7.40 | 5.54 | 0.00 | 0.00 | 5.57 | 7.48 | 5.54 | 0.00 | 0.00 |
| 14th (3)day | 12 | 9.53 | 12.74 | 9.58 | 0.00 | 0.00 | 9.75 | 13.09 | 9.70 | 0.00 | 0.00 |
| 15h (1)day | 13 | 5.41 | 7.27 | 5.44 | 0.00 | 0.00 | 5.46 | 7.35 | 5.43 | 0.00 | 0.00 |
| 15th (2)day | 14 | 5.26 | 7.17 | 5.44 | 0.00 | 0.00 | 5.48 | 7.53 | 5.80 | 0.00 | 0.00 |
| 15th (3)day | 15 | 4.66 | 6.27 | 4.68 | 0.00 | 0.00 | 6.68 | 8.95 | 6.64 | 0.00 | 0.00 |

**Table 3**. Experimental measured deflections in each of the nodes.

| Day, t1st slab | Step | Deflection in point (mm) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 4th (1) day | 1 | 0.09 | 0.14 | 0.11 | 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 |
| 4th (2)day | 2 | 0.30 | 0.48 | 0.27 | 0.00 | 0.00 | 0 | 0 | 0 | 0.00 | 0.00 |
| 7th (1)day | 3 | 0.53 | 1.01 | 0.65 | 0.00 | 0.00 | 0.36 | 0.55 | 0.20 | 0.00 | 0.00 |
| 7th (2)day | 4 | 0.99 | 1.66 | 1.06 | 0.00 | 0.00 | 0.69 | 1.06 | 0.65 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (1)day | 5 | 1.09 | 1.94 | 1.29 | 0.00 | 0.00 | 0.79 | 1.36 | 0.88 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (2)day | 6 | 1.25 | 2.06 | 1.38 | 0.00 | 0.00 | 1.07 | 1.82 | 1.17 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (3)day | 7 | 1.83 | 2.44 | 1.45 | 0.00 | 0.00 | 1.35 | 2.47 | 1.84 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (4)day | 8 | 2.51 | 3.81 | 2.75 | 0.00 | 0.00 | 2.22 | 3.60 | 2.34 | 0.00 | 0.00 |
| 11th (5)day | 9 | 3.01 | 4. 46 | 3.17 | 0.00 | 0.00 | 2.71 | 4.29 | 2.95 | 0.00 | 0.00 |
| 14th (1)day | 10 | 4.17 | 6.22 | 4.54 | 0.00 | 0.00 | 3.96 | 5.84 | 4.28 | 0.00 | 0.00 |
| 14th (2)day | 11 | 4.09 | 6.14 | 4.31 | 0.00 | 0.00 | 3.71 | 5.56 | 3.98 | 0.00 | 0.00 |
| 14th (3)day | 12 | 8.93 | 12.42 | 9.08 | 0.00 | 0.00 | 9.07 | 12.32 | 8.97 | 0.00 | 0.00 |
| 15h (1)day | 13 | 6.81 | 9.90 | 7.07 | 0.00 | 0.00 | 6.37 | 8.70 | 6.27 | 0.00 | 0.00 |
| 15th (2)day | 14 | 6.74 | 9.85 | 7.06 | 0.00 | 0.00 | 6.45 | 8.86 | 6.43 | 0.00 | 0.00 |
| 15th (3)day | 15 | 6.64 | 9.67 | 6.88 | 0.00 | 0.00 | 6.65 | 9.12 | 6.58 | 0.00 | 0.00 |

**Таблица 3**. Experimental measured cracks in each of the nodes.

| Period | Point | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| until Step 11 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| after Step 12 | 0.00 | 0.10 | 0.00 | 0.95 | 0.80 | 0.00 | 0.05 | 0.00 | 0.40 | 0.25 |

### 5.5. Graphical representation of the results [1]

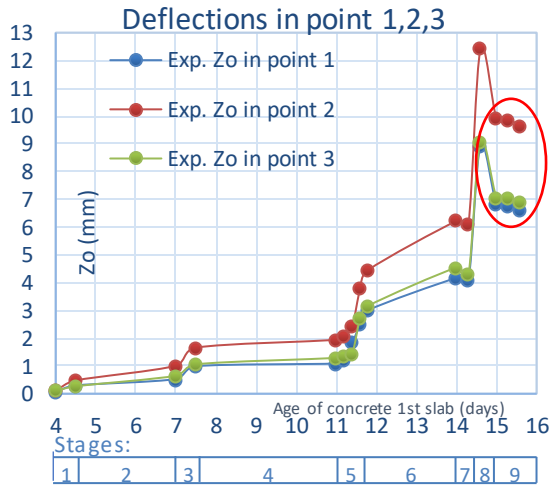



**Figure 5.** Deflections in point 1,2 and 3.

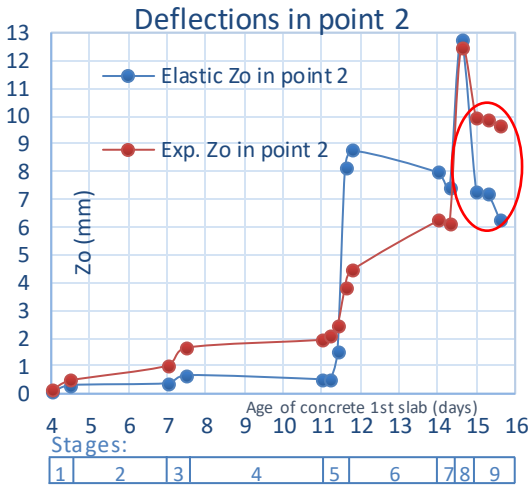



**Figure 6.** Deflections in point 2.

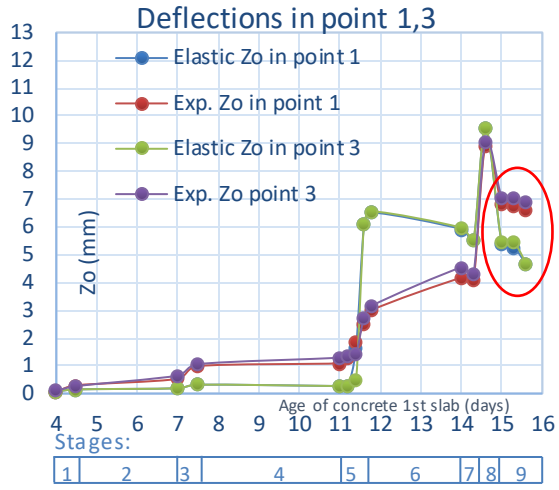



**Figure 7.** Deflections in point 1 and 3.

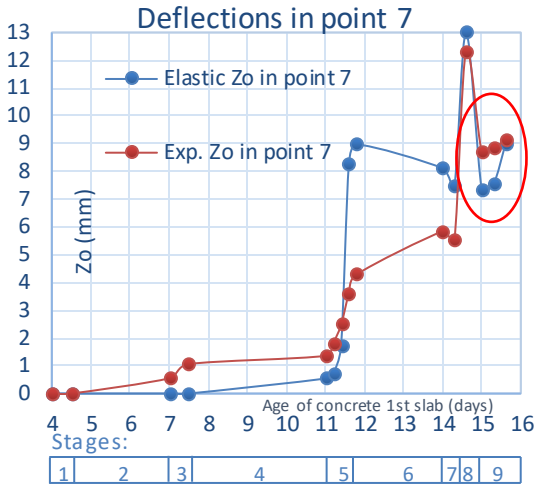



**Figure 8.** Deflections in point 7.

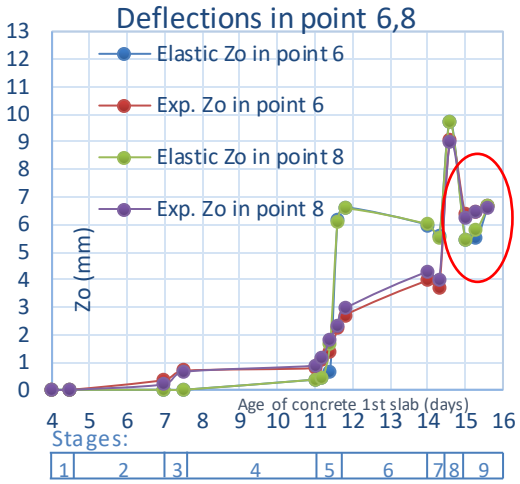



**Figure 9.** Deflections in point 6 and 8.

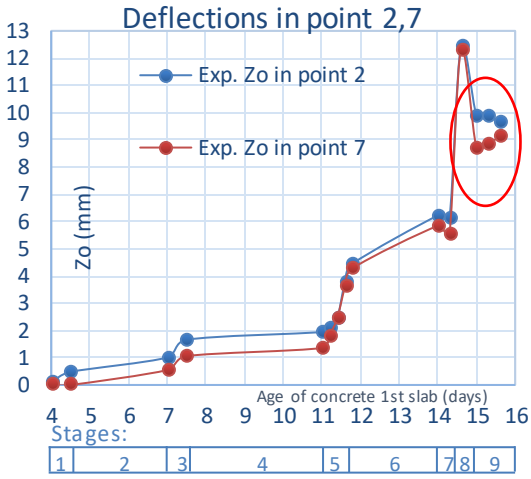



**Figure 10.** Deflections in point 2 and 7.

**5.6. Investigate the movement of the elastic deflections and the measured experimental deflections in the first and second slabs in Stage 9.**

- In Stage 9 of Figures 5, 6, and 7, despite the serious cracking in certain nodes in the first slab, a gradual reduction in elastic and plastic deflections is observed due to the unloading of the slab from the one above it;
- In Stage 9 of Figures 8 and 9, an increase in the deflections of the second slab is observed due to the removal of the propping of the corresponding flat slab.
- Figure 10 clearly shows the difference in the behavior of the two plates at the node in the middle of the main fields of the two plates, which also shows the close connection between the two slabs through the shores at all stages of the experiment.
- The main thing that can be seen in Stage 9 in Figure 6 is that, despite the complete unloading of the first slab from the loads of the second slab and the entire formwork system, the difference between the expected elastic and the measured elastoplastic values is quite large, due to the partially emergency condition of the first slab caused by the previously simulated overload of the structure.

**Conclusions**

After conducting surveys, we have come to the conclusion that every flat reinforced concrete slab reaches its maximum load in the early days of its operational life. Serious attention should be paid to heavy temporary loads such as pallets of bricks, adhesives, inventory items that accumulate in one place on the slab, and others. It is highly desirable for designers to pay attention to these things, as the above results clearly show that the elastoplastic deflections are nearly 35% greater than the expected elastic ones.

**Acknowledgments**

Acknowledgments to "Tehstroy" Ltd., "Tirlin" JsCo, "doka" Bulgaria and eng. Radoslav Stafunski.

**REFERENCES**

[1] Bakardzhiev S, Experimental study of flat, reinforced concrete slabs created in the method of early striking, XI ISC „Civil Engineering Design and Construction", Sept. 10-12, 2020, Varna, Bulgaria ISSN 2603-4255 (CD-ROM); ISSN 2683-071X (online), doi:10.1088/1757-899X/951/1/012010

[2] Bakardzhiev S, Study of the behavior of a experimental reinforced concrete slab at different stages of loading from the production of the reinforced concrete slab over it, XII ISC „Civil Engineering Design and Construction", Sept. 08-10. 2022, Varna, Bulgaria ISSN 2603-4255 (CD-ROM); ISSN 2683-071X (online), doi:10.1088/1757-899X/1276/1/01202

[3] Bakardzhiev S, Gorolomov A, Deflections in reinforced concrete slabs at an early age in the loading stage from a self-weight of the slabs and adjoining period-instant temporary load, XIII ISC „Civil Engineering Design and Construction", Sept. 12-13. 2024, Varna, Bulgaria ISSN 2603-4255 (CD-ROM); ISSN 2683-071X (online), doi:10.1088/1757-899X/1323/1/012009

[4] Gasch I, Alvorado Y, Calderon P and Ivorra S, Construction loads using a shoring – clearing striking process, (Structures and Buildings), 2013, Volume 167 Issue SB4, p 217-229

[5] Buitrago M, Adam J, Moragues J and Calderon P, 2018 Load transmission between slabs and shores during the construction of RC building structures – A review, (Engineering Structures 173 (2018)), p 951–959

[6] Hrischev L, Tsvetkov S and Nedelchev N, Early striking calculations of formwork for reinforced concrete slabs according to Eurocode 2, 2015, (VII International scientific conference architecture, civil engineering - modernity Varna Bulgaria)

[7] Hrischev L, Rostovsky I, Conev I, Nikolov V, Establishing the strength-maturity relationship of the concrete trough laboratory tests – pioneer study in Bulgaria, Conference Proceedings XI International Scientific Conference „Civil Engineering Design and Construction", 2020, Sept. 10 - 12, Varna, Bulgaria ISSN 2603-4255 (CD-ROM); ISSN 2683-071X (online), pp. 338-349

[8] Tsvetkov S., Helicopter service of hospital building, DCB 2022, IOP Conf. Series: Material science and engineering, doi:10.1088/1757-899X/1276//1/012018

[9] Хандрулева Ан., Изследване на якост и коравина на сферични куполи, XXIII международна научна конференция ВСУ'2023, 22-24 юни 2023 г., София, България Сборник доклади, Том I, доклад 3-14, стр. 521-530

# ИЗПЪЛНЕНИЕ НА МОНОЛИТНИ ВИДИМИ СТОМАНОБЕТОННИ ЕЛЕМЕНТИ В БЪЛГАРИЯ - ПРАКТИКИ И НАСОКИ ЗА РАЗВИТИЕ

**Станислав Бакърджиев**[1]

*ВСУ „Любен Каравелов“ гр. София*

***Резюме**: Тази статията дава основни направления в технологията на производство на видими архитектурнии стоманобетонни елементи в съвременното строителство в България. Разгледани са както класически така и не толкова популярни начини за производството на такъв тип стоманобетонни елементи в монилитното строителство. Изведени са основни препоръки и способи за правилното прилагане на технологията, като са взети предвид някои основни особености на използваните кофражни системи и бетоновите смеси проготвени в България.*

***Ключови думи**: Бетон, Кофриране, Видим, Кофраж, Кофражно масло*

## 1. Въведение

Този доклад разглежда някои основни похвати и практики при производството на така наречените видими стоманобетонови елементи. Стандартът, в който са описани основните правила и изисквания при произовдството на такъв тип елементи е БДС 14068 "Видим бетон. Класификация и технически изисквания" [6]. Съществуват изследвания и в световен мащаб в по тази тема [1], [2], [3], [4], [5], както и доста журнали на световни лидери в производствот на кофражи [7], но в строителната практика по нашите ширини, често видимите бетонови монолитни конструкции имат съвсем друг смисъл. Използват се частично подходящи за това кофражни системи и консумативи към тях, слаба намеса в процеса от страна на Проектанта-Архитект, както и не толкова подходящи бетонни смеси за целта.

## 2. Цели на доклада

Целта на доклада е да запознае аудиторията с някои сравнително успешни за България практики за направа на видими СТБ елементи по сградите и съоръженията в страната ни. Въпреки несъвършенството все още при прилагане на тази технология в България, има не малко примери за добре направени стени, колони, шайби и плочи като крайни видими повърхности. Много от фирмите в България, които прилагат тази технология – било частично или цялостно не разчитат на описаните в стандартите методи и задачата на този доклад задачата е да запознае аудиторията с практики извън или близки до стандарта, както и да даде най-общи насоки за правилното развитие на технологията и бъдещото ѝ прилагане в България.

[1]Станислав Бакърджиев, гл. ас. д-р инж., Строителен факултет, катедра Технология и мениджмънт в строителството, гр. София ул. «Суходолска» 175, st.bakardzhiev@mail.bg

**3. Основни направления при прилагане на технологии при производството на Видим бетон:**

**3.1. Материали**

- Бетон

Основният материал, който се разглежда при технологията за производство на видими бетонови елементи е бетона, неговата рецепта и качеството на повърхността му след полагане в кофражната форма. Използва се висок клас бетон, със ситен добавъчен материал $d_{max}$<16mm и висока консистенция на сместа, както и добре подбрани за целта пластификатори от производителя на бетоновата смес;

- Армировка

Основните неща, които трябва да се съобразят при проектирането и монтажа на армировката са достатъчно бетоново покритие, при възможност колкото се може по-малко срезни стремена и достатъчно място в елемента за попадане на иглен вибратор до всички части на кофражната форма.

**3.2. Геометрия на стоманобетонния елемент**

Геометрията към, която трябва да се стреми Проектанта при направа на видими стоманобетонни елементи се изрязява в прости по вид и лесни за кофриране и полагане на бетоновата смес форми, безгредови плочи и унифицирани вертикални елементи. Всяка една допълнително усложнена форма би създала риск от компрометиране на стоманобетонния елемент

**3.3. Кофражни форми и системи**

В световната практика най-често при производството а видими СТБ елементи се използват рамкови или гредови вертикални и хоризонтални кофражни системи, при които е възможно отворите за шпилките да се поставят по начин определен от архитекта, както и лесно разпределение на растера на отделните платна (Фигура 1). В България обаче, въпросът не стои по същия начин. По нашите строителни обекти, решенията за видими бетонови повърхности често се взимат постфактум от Инвеститора и в повечето случаи геометрията на елементите, както и армировката в тях е недостатъчно подходяща за целта. Използват се също така по-нови и запазени рамкови кофражни системи, като се разчита на добро полагане на бетона, качествено уплътняване и симетрично разполагане на на отделните пана (Фигура 2 и 3). При производство на гладки или гредови СТБ плочи може да се използват както рамкови, така и гредови кофражни системи, като отново с най-голямо значение е правилната и симетрична подредба на растера на отделните платна (Фигура 1)





**Фигура 1.** Рамкови и гредови кофражни системи подходящи за производството на видими бетонови вертикални елементи.



**Фигура 3.** Рамкова кофражна система ограничена в местоположението на шпилките, но при добра подредба на отделните платна, подходяща за направа на видими бетонови вертикални елементи.

## 4. Основни практически проблеми при производството на монолитни стоманобетонни елементи

### 4.1. Сложни геометрични форми на елементите

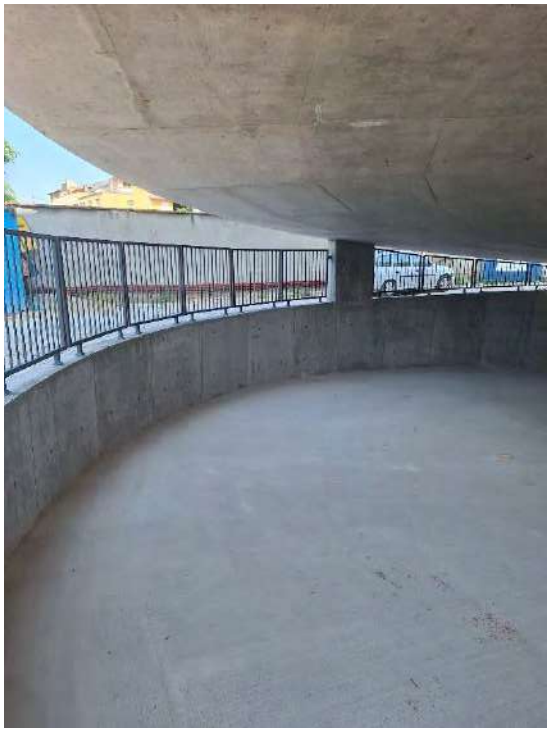
Както е споменато по-горе в разработката, елементите, които трябва да бъдат произведени като видими, трябва да бъдат с максимално елементарна геометрия. Типичен пример за това могат да бъдат например монолитни СТБ огради (Фигура 4), унифицирани колони, прави сутеренни стени, еднотипови СТБ шайби (Фигура 5) и други. Особено трудни за изпълнение са стени и колони под плочогреди или пък радиусни елементи (Фигура 6).



**Фигура 4.** Направа на СТБ ограда с обикновена рамкова кофражна система с проста геометрична форма



**Фигура 5.** Направа на СТБ шайба с обикновена рамкова кофражна система с проста геометрична форма





**Фигура 6.** Направа на стоманобетонии радиални елементи с рамкова кофражна система за оформяне на радиуси и сложна геометрична форма на видим стоманобетонен елемент

**4.2. Наличие на пепелинови добавки в бетоновите смеси и обагрен добавъчен материал**

Недобрата рецептура и наличието на пепелинови добавки в бетоновата смес могат значително да нарушат хомогенния цвят на повърхността на бетоновия елемент, дори при симетрична и добра подредба на растера на отделните платна (Фигура 7).



**Фигура 7.** Декофрирана СТБ плоча със симетрично подредени трислойно кофржни платна, които обаче имат нежелано обагряне от пепелинови добавки и други

**4.3. Недобре положена и уплътнена бетонова смес**

Това е един от основните фактори за добър СТБ елемент. Десортирането на бетона често е резултат за полагане на бетоновата смес от голяма височина, силна скорост и хаотично движение на маркуча на бетон-помпата или кюбела на крана. Трябва добре да се определи и пласта положен бетон, при който игленият вибратор при стени и колони да се пусне в действие. Таблените вибратори, често имат обратен ефект и въпреки че вибрират бетоновата смес от външната страна на кофражната форма, понякога десортират циментовото мляко от контактната повърхност между бетона и обшивката на кофража.

**4.4. Сложна многосрезна напречна армировка**

Наличието на многосрезни стремена при колони и глави на шайби, наличието на множество кобилици и стремена в плочи може да попречи на част от бетонната смес да покрие обема на цялата кофражна форма. Това е често срещан проблем при непредварително заложен за направата на видим стоманобетонен елемент армировъчен скелет.

**4.5. Нискокачествена и замърсена обшивка на кофража**

Друг основен фактор, който обуславя некачествено изпълнен видим стоманобетонен елемент е лошото качество на кофражната форма. Лошата обшивка директно оставя следи по уплътнената бетоновата повърхност, които особено при несиметрично подредени платна не добиват наобходимито качество. При хоризонтални стоманобетонни елементи като плочи е препоръчително да не се изпълняват в мокро и

зимно време, тъй като по кофражната форма остават следи от ръжда от армировката, която се отбелязва по дъното на хоризонталния стоманобетонен елемент (Фигура 8).



**Фигура 8.** Декофрирана СТБ плоча със симетрично подредени трислойно кофражни платна, които имат нежелано обагряне от патината от арматурата

**4.6. Недобра подредба на кофражните платна, неизползване на скосявания при ълите и нискокачествено кофражно масло**

Симетрията, била тя в един елемент или в два един до или срещу друг, елементи, винаги е била способ, който прикрива някои малки и не толкова малки неточности при изпълнението на видими бетонови повърхности. Когато симетрията е налице, често не се забелязват шупли или дефекти по бетоновата повърхност на елемента. Това важи както за вертикални, така и за хоризонтали стоманобетонни елементи (Фигура 9). Използването на ъглови PE лайсни пък от своя страна допринася за доброто оформяне на външните ъгли. Друг важен фактор е кофражното масло. При некачествено такова, остават балончета от недобре разнесени капки при нанасяне на маслото, които след това се отбелязват като кухини и шупли върху бетоновата повърхност, а и често пъти променят цвета на стоманобетонния елемент, като го матират или остават следи от минералното масло. За предпочитане е да се използва кофражно масло на водна основа.



**Фигура 9.** Недобра симетрия на платната, което води до лоша визия на СТБ елемент въпреки доброто качество на повърхността

## 5. Практически насоки предвид особеностите на бетоновите смеси и използваните кофражни системи при производството на видими СТБ елементи в България

Изследването има за цел да даде някои практически насоки в няколко стъпки за производството на видими СТБ елементи в България.

### 5.1. Правилен избор и подредба на кофражна система

Ако строителят няма възможност да си закупи или вземе под наем кофражна система с възможност за свободно позициниоране на шпилките, може да използва стандартни, но запазени и добре почистени кофражни системи, които са подредени максимално симетрично в растер.

### 5.2. Избор на бетонова смес и начин на полагане

При липса на предварително зададен клас на бетона е хубаво да бъде избран бетон с клас на якост минимум C30/37 и клас по консистенция S4. Използваният в бетоновата смес цимент да не е рапиден, за да не се получат пукнатини от силна екзотермия в елемента. Разбира се, при зимни условия на бетониране използването на рапиден цимент е неизбежно. За начина на полагане е необходимо да се направи проба, за да се види при каква височина на полагане на бетоновата смес във вертикалните елементи, игления вибраторът се държи най-добре – да уплътнява без да десортира бетона. Препоръчва се нормално като бързина и максимално близко до целта бетониране, без изливане на сместа от високо. При плочи и плочогреди се препоръчва освен вибро-мастар да се използа и иглен въбратор, за да се достигне до дъното на греди и капители, както и в ъглите на плочата.

### 5.3. Подредба на армировката и бетоново покритие

Както се споменава по-горе, армировката трябва да е опростена и с колкото е може по-малко срезна напречна армировка. Да бъде подредена внимателно и прилежно, и старателно да е поставят фиксатори, като се внимава да не са под напрежение от армировката, за да не се отбележат на повърхността на бетона. При хоризонтални елементи не е препоръчително монтаж на армировката и бетониране в мокро време, защото остават следи от ръжда. По-голямото бетоново покритие е силно препоръчително.

### 5.4. Мероприятия и грижи за видимия бетонов елемент след декофриране

Често пъти след декофриране не се вижда изцяло желания ефект. Най-честите проблеми са капки по елемента от наливането на елемент над него, шупли, отбелязани фиксатори или следи от пепелинови добавки в бетоновите смеси. За да се справим с наличието на следи от бетон от последващ елемент може да се използват специални стъргалки, които отлепват следата от капката и отдолу под нея остава чиста бетонова повърхност (Фигура 10, 11 и 12). При шупли и нежелани багри по бетона се използват фини шпакловки и прахови бои, които след нанасянето се приливат с останалата част на бетоновия елемент – практика, която често се прилага. Също така е добър вариант, особено при многоетажнни паркинги и промишлени сгради, където често това е и изискване, бетоновите повърхности да се боядисват с акрилни дълготрайни бои (Фигура 13 и 14)




**Фигура 10.** Стоманобетонна шайба замърсена с капки от циментово мляко от шайбата над нея




**Фигура 11.** Почистена със специална стъргалка СТБ шайба от капките циментово мляко от изливане на бетоновата смес шайба над нея



**Фигура 12.** Изшлайфани с електриески и ръчни стъргалки видими СТБ шайби на жилищна сграда в Локарно, Швейцария



Фигура 13. Бодисани с акрилни бои СТБ шайби



Фигура 14. Бодисани с акрилни бои СТБ колони

**Изводи**

След направените наблюдения на строителния пазар, относно производството на видими стоманобетонни елементи, се стига до някои основни изводи. Технологията все още не е залегнала като пазарен дял и рядко се прилагат такива елементи в чистия им вариант – както като проектиране, така и като изпълнение. Това съответно рефлектира и до пълнотата на прилагане на тази технология, като често пъти с компромисни практики и материали се произвеждат видими стоманобетонни елементи по сградите и съоръженията в България. Разбира се, тази архитетурен прийом набира скорост и интерес, и е добре за в бъдеще изследванията в тази област в България да продължат, най-вече в това - указанията в БДС 14068 "Видим бетон. Класификация и технически изисквания" да се приравнят към европейските стандарти, на които се уповават водещите производители на кофражни системи и съответно да се наблегне на неговото прилагане без да се разчита на импровизирани практически методи и технологии.

**Благодарности**
Благодарности към „Тирлин“ АД и “doka” България.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Czarnecki S., L. Sadowski, Morphological Properties of the Cement Skin: understanding the effect of contact with formwork, March 2022, Case Studies in Construction Materials 16(2):e01007, DOI:10.1016/j.cscm.2022.e01007
[2] Daukšys M., S. Juočiūnas, The influence of concrete mixture compaction parameters on the quality of formed concrete surface, November 2023, Conference: Internationational Conference - Malta 2023, Concrete Sustainability Materials and Structures At University of Malta, Valletta Campus
[3] Daukšys M., S. Juočiūnas, A. Grinys. D. Kriptavičius, The influence of new and used formwork coated with different release agents on the appearance of the form ed concrete surface, Journal of Building Engineering, Volume 42, October 2021, 102807, https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102807
[4] Latanauskas E., S. Juočiūnas, M. Daukšys, The influence of compaction duration on the quality of formed concrete surfaces, February 2024
[5] L. Guillaume, G. Escadeillas, E. Ringot, Evaluating concrete surfaces using an image analysis process, 2002, LMDC– INSA/UPS De´partement de Ge´nie civil, 135 avenue de Rangueil, 31077 Toulouse Cedex 04, France GTM Construction, 61 Avenue Jules Quentin, 92000 Nanterre, France, doi:10.1016/j.conbuildmat.2005.01.025
[6] Български институт за стандартизация, БДС 14068, ICS 90.100.30
[7] Peri, Formwork Technology, for Architectural Concrete, www.peri.com

# BEHAVIOR OF A TENSION PILE IN SOFIA REGION. AN ANALYTICAL AND NUMERICAL STUDY COMPARED WITH A STATIC LOAD TEST.

**Iliyan Markov**[1]

*UASEG / Department of Geotechnics*

***Abstract**:*
This paper examines the calculation of the bearing capacity of a single tension pile that serves as the foundation of a steel structure. The pile has a diameter of 40 cm, and a length of 7.5 m. Analytical calculations using various methods as well as a comparison with the results obtained from FEM using an axisymmetric model were made. A static load test was performed, also modelled in PLAXIS 3D, and the results from all the calculations were analyzed.

***Key words**: pile, tension, static load test*

## 1. Introduction

The object of the study is a steel shed designed without walls (located in Sofia Region) but it turned out that the atmospheric conditions were not suitable. For this reason, the owner decided to design an enclosing structure to protect the staff working in the shed from the low winter temperatures in Bulgaria, which can reach up to minus 20°C. As the existing structure was not designed to endure the wind load, the designer's solution was to erect a new steel structure. The steel structure consists of vertical steel trusses spaced at every 5m, propped up on two piles with an axial distance of 880 mm. Since the main load case is wind load, one pile is subjected to tension and the other one - to compression. Here, the design of a single pile with dimensions of Φ40 cm and a length of 750 cm subjected to vertical tension force was considered.

## 2. Geotechnical design of the project

The response of piles under various loading conditions (e.g. axial compression, axial tension, lateral loading) depends on several factors including pile geometry, installation effects, and the non-linear behaviour of soil. Thus, the back analysis of full-scale load tests on prototype piles is a valuable technique that takes into account the different factors affecting the pile load displacement response [1].

### 2.1. Soil profile

A geological survey was out for the site, and the geological profile is presented in Figure 1. Beneath the asphalt pavement lies an embankment of non-cohesive soil fraction consisting of diameter fractions from 0 to 63 mm. Layer 1 (L1) is presented by black and black-brown dusty silty clays with organic impurities content (Smolnitsa). Due to the significant content of organic substances, the layer has highly pronounced hydrophilic properties and is of variable

[1] First Author, Academic Degree/Title, Department, Faculty, Address, E-mail, Times New Roman 10 pt.

consistency. Layer 2 (L2) consist of Quaternary alluvial sandy clays. The layer is represented by dark brown-coloured sandy and powdery-sandy clays with a predominantly medium-plastic consistency. Layer 3 (L3) consists of Quaternary alluvial pebbly deposits. This layer is represented by medium and small gravels (with separate large pieces in places) with a clayey-sandy and sandy filler of brown, grey-brown and grey colour. The petrographic composition of the gravels is mainly andesite. They are semi-rounded, medium compact to compact.

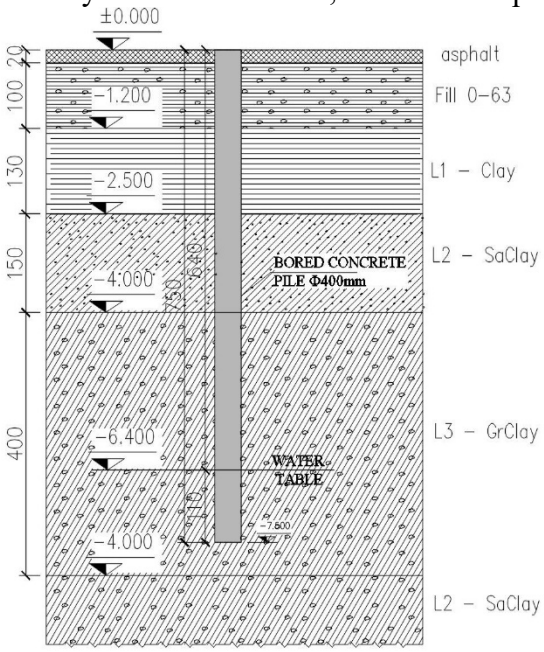



**Figure 1.** Soil profile and tested pile

## 2. From design to testing

Soil is a complex three-phase system that contains water, air and soil particles in different proportions. Moreover, this ratio can change both in time and in space, which leads to the difficulty of deriving accurate calculation procedures. [2] explains that the most practical solution to soil issues can be achieved by a combination of the available sources of information as illustrated in Figure 2

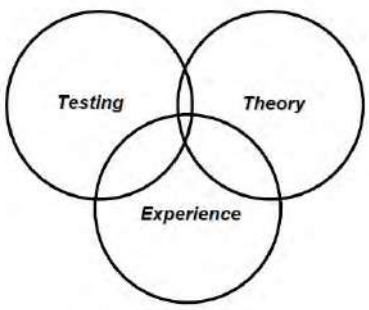



**Figure 2.** Combinations of sources of data required to solve geotechnical engineering issues, [2].

To accurately determine the water level during the test, the theory of one-dimensional filtration consolidation was used, as well as experimental data obtained from [3] and [4]

The good geotechnical practice should comprise prediction of the load displacement behaviour of a tension pile that is closest to real behaviour. For that reason, a theoretical study of the bearing capacity was made (Theory). The results were compared with the conducted load test (Testing). Then both the theory and testing for the designed pile were compared with other similar piles in the same region (Experience). In this case, a sequence of several steps was performed in the design process from the beginning to the stage when the pile was subjected to a static load test:

- Step 1 - Preliminary pile design;
- Step 2 - Execution of tested pile;
- Step 3 - Setup for a tensile load test;
- Step 4 – A 3D model of the pile-load system with Plaxis 3D;
- Step 5 - Performing the pile load test.

### 2.1. Preliminary pile design

Two groups of methods are possible in the study of the load bearing capacity of a single pile for tensile force: a) an analytical method in which the bearing capacity is obtained from different expressions; b) the Finite Element Method - the most accurate method. For the preliminary design, the analytical method and a FEM axisymetrical model were used. Eurocode7 suggests expressions (1) and (2) to obtain the bearing capacity of a single pile.

(1) $$R_{t;к} = R_{s;k} + W_p$$

(2) $$R_{s;k=} \Sigma A_{s;i} \cdot q_{s;i;k,}$$

where $R_{t;k}$ is tension bearing capacity of a single pile, $R_{s;k}$ is skin friction force and $W_p$ is pile selfweight;

For the soil layers shown in Figure 1 and expressions (1) and (2), the bearing capacity is Rt;k=220kN.In the FEM axisymmetric model, the soil media was modelled using a vertical axis of symmetry and the solution was performed for one radian, thus saving computational time. In this case, the purpose of the model was to trace the behaviour of the pile before the design stage.

The soil model that was used for the fill, L1, L2 and L3 was HSM with the soil parameters shown in Table 1.

**Table 1**. HSM soil parameters

| Soil Layer | Soil Name | γ, kN/m$^3$ | $E_{50}^{ref}$ kN/m$^2$ | $E_{oed}^{ref}$ kN/m$^2$ | $E_{ur}^{ref}$ kN/m$^2$ | φ, ° | c, kPa |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Fill 0-63 | | 19.5 | 50000 | 50000 | 150000 | 32 | 4 |
| L1 | Clay | 19.2 | 12000 | 12000 | 36000 | 21 | 18 |
| L2 | Sandy Clay | 19.0 | 20000 | 20000 | 70000 | 21 | 18 |
| L3 | Gravel Clay | 19.2 | 25000 | 25000 | 80000 | 21 | 8 |

For the asphalt layer, the Mohr-Coulomb soil model was used, where $\gamma$= 23 kN/m$^3$, E=5E6 kN/m$^2$, c=500 kPa, $\varphi$=30°. The pile was modelled with a linear elastic, non-porous material, $\gamma$=23 kN/m$^3$, E=22E6 kN/m$^2$,

With a vertical tensile force of 220 kN acting on the pile, no deformations affecting the superstructure were expected. Therefore, this value was taken as the threshold below which the bearing capacity should not fall. The model has four construction phases: Initial Phase; Pile Installation; Load up to 250kN Tension Force; Unload to Zero

The result of the axisymmetric model is a load displacement curve, shown on Figure 1 It shows a displacement of a pile under static load for these specific geological conditions.

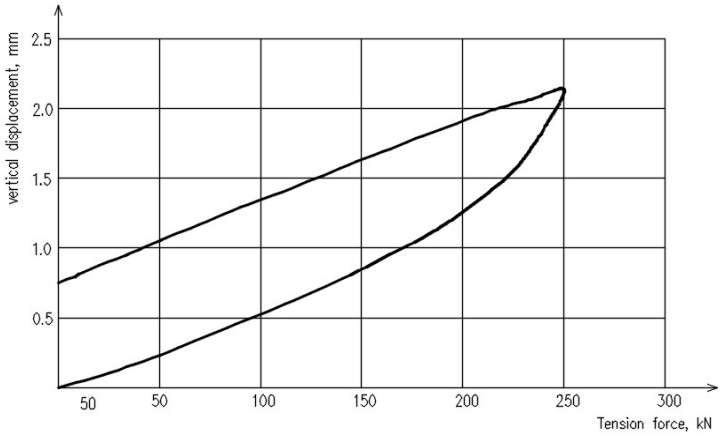



**Figure 1.** Load-Displacement curve derived from the axisymmetric model

According to these preliminary results, a 2-mm deflection is a very good result which should be confirmed by a load test.

### 2.1. Execution of tested pile

The tested pile was executed without a bore casing, the concrete pouring was performed directly from the concrete truck.



**Figure 4.** Phases of execution of concrete

Unfortunately, the pile was not implemented in the manner prescribed by the designer: the concrete was too liquid in consistency, there was no suitable installation for concrete pouring, which led to contact between the asphalt and the concrete of the pile. The water table was higher than it was suggested/assumed in the geological survey. This led to a mismatch between the design requirements and the test, a problem that necessitated a design change in a later design phase.

### 2.3. Setup for a tensile load test

The test equipment was set up according to Figure 5.

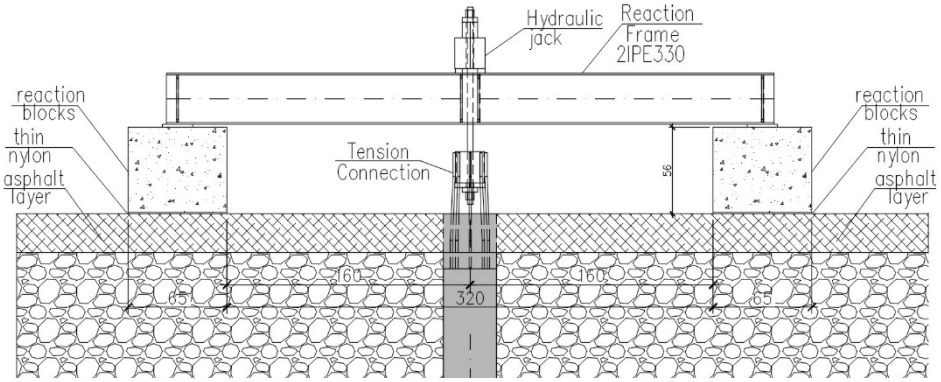



**Figure 5.** Test setup

The tensile force was exerted by a hydraulic jack with a range of action of 60 tonnes. The reactive forces were absorbed by two concrete blocks with dimensions of 65/90 cm. The tension was checked so that the asphalt pavement is not deformed and is suitable for future use. The force was measured by the manometer of the jack. The vertical movement of the pile was measured by three dial gauges with a range of 30 mm and an accuracy of 0.1 mm. Parallel to this, the vertical displacement was also measured with a high-precision geodetic level, which served as a control measurement. The deformation in the middle of the metal beam was also monitored with the same geodetic level.

### 2.4. 3D model of pile-load system

The real test setup was modelled in 3D FEM software. The soil and concrete properties were the same as in the axisymmetric model. The model phases were as follows: Initial Phase; Pile Installation; Test Setup; Test-Pull: Load up to 150 kN; Test-Unload: Unload to 25kN; Test-Pull: Load up to 250 kN; Test-Unload: Unload to Zero.

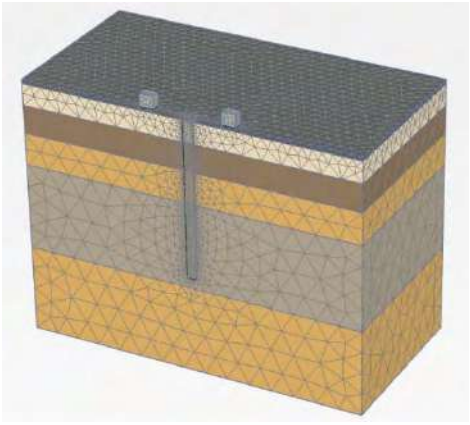


**Figure 6.** Test setup

The very important results with a practical value are the load-lisplacement curve and the vertical deformation of the asphalt pavement. It turned out that at a tension force of 250kN, the vertical displacement of the pile was 1.5 mm, and there was no danger of deformation or cracking of the pavement.

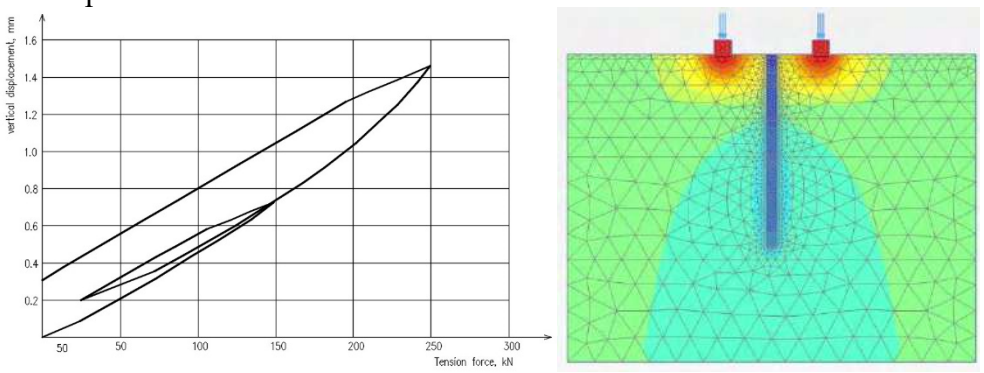



**Figure 7.** 3D FEM results: a) load-displacement curve; b) vertical displacement

After both the 3D model and the 2D modelling confirmed the results of the manual calculations, the pile was now ready for testing.

### 2.5. Performing the pile load test

The Eurocode test procedure is covered in 22477-2, which at the time of the test was not finalised. For this reason, [5] was used, in which several types of testing procedures are described depending on the duration and speed of the load increment and the duration of each load step. [5] allows Quick Test, Maintained Test, Loading in Excess of Maintained Test, Constant Time Interval Test, Constant Rate of Uplift Test, Cyclic Loading. Similar tests are also recommended by [6]. Because the test had to be performed during working hours and due to the fact that the facility does have to meet any special safety requirements, the Quick Test was chosen. Another important reason for applying this type of loading was the fact that the main axial load is carried out by wind which acts almost dynamically and the speed of loading and unloading is close to that in the test. The assembly of the apparatus began at 8:20 in the morning, the real test started at 9:36 pm. The quick test was completed at 15:30.

The pile showed very little displacement at the required load so the test continued up to 350kN, which was 90% of the bearing capacity of the tension connection.



**Figure 8.** Photo of the pile load test

The Time-Vertical Deformation curve and Time-Load curves are shown in Figure 9 as they were obtained from real data on site and were plotted without editing. Here we can note that creep was observed at a constant level of loading, which is a normal reaction, but in fact it should be noted that the deformations were so small that the difference between the level of deformation at the beginning and at the end was 0.8 mm - almost in the range of the reading error and practically irrelevant to the performance of the pile.

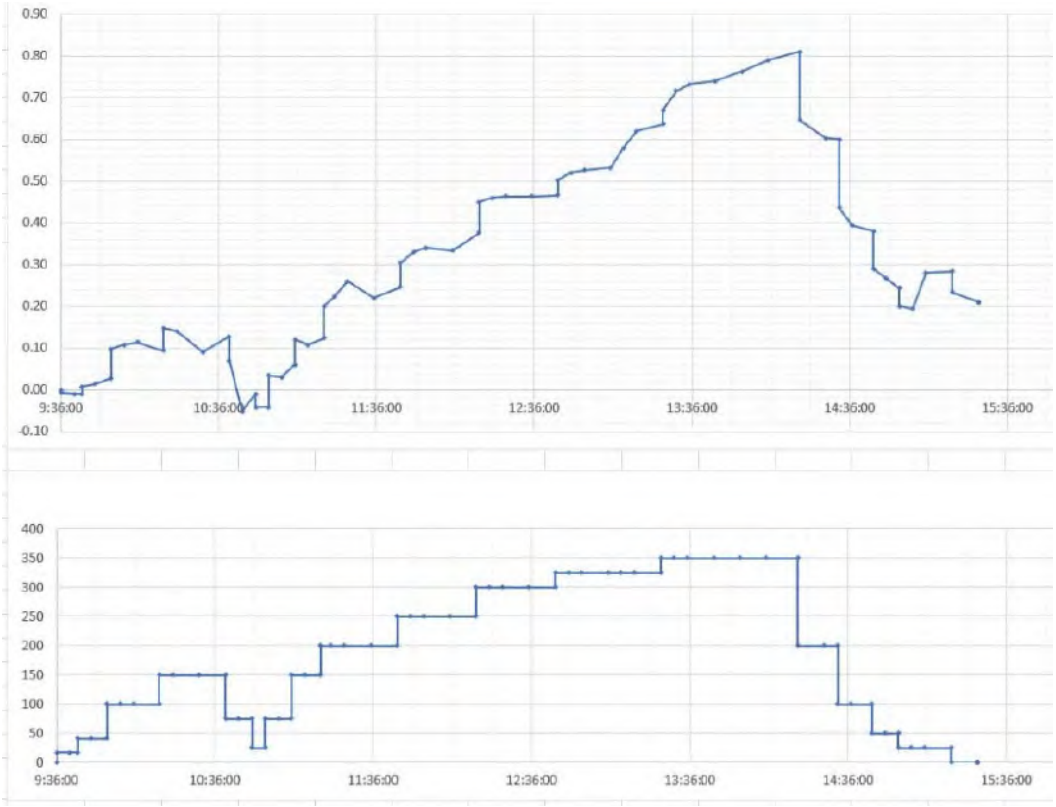



**Figure 9.** Pile loading: a) time-displacement plot b) time-force plot

The most important result is the Load-Displacement curve, shown in Figure 10.

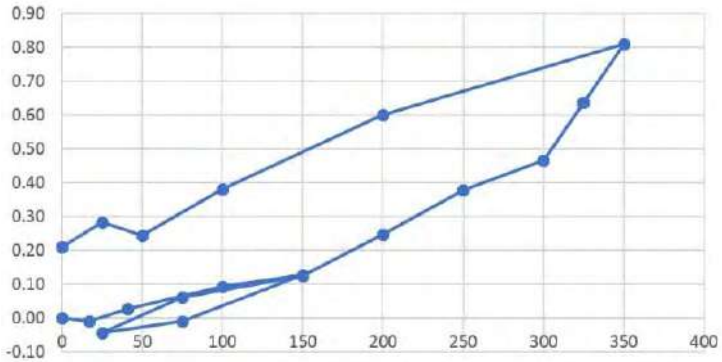



**Figure 10.** Load-Displacement curve

Interpretation of Results

According to [7], two main types of analysis of the field data may be employed, the unloading point method (UPM) and the non-linear soil dependant approach (NLSDA), which is suitable for clays. The UPM identifies the point where the pile has zero velocity (unloading point) and assumes that the pile resistance at this point is equivalent to the static pile resistance.

Rapid load testing is well suited for use in a proof load testing regime, and when used correctly, provides a quick and cost-effective method of verifying that both test and working piles will meet a performance specification. However, the method does have certain limitations, such as [7]:

- The UPM analysis technique works well for granular soils but may overpredict pile capacity by up to 50% in cohesive soils. However, adjustment factors are available to correct UPM results in different soil types.
- Non-linear viscous parameter-based analysis works well for cohesive soils but is limited by the need for soil specific damping parameters.
- The predicted load deflection curve will not take into account creep or consolidation effects.

Having all conditions for UPM in mind and considering Figure 10, we can reach the following result: Re,k=350/1.5=233 kN. But if we follow Eurocode 7, which defines bearing capacity as the force at which the deformation is 10% of the diameter, we can say that the pile has a much larger bearing capacity.

**Conclusion**

After the analytical model and the FEM model were used in comparison with the static load test. The following conclusions were drawn:

- It is extremely important to check how well on-site construction corresponds to the design, even considering minor obvious details. In this case, despite the explicit prescriptions of the designer, the pile was executed at a connection between asphalt and concrete. This required all remaining piles to be executed in the same manner. The other problem was that the contractor changed the diameter from Φ35 to Φ40 without notifying the designer. This was later communicated by chance.
- The test showed an extremely large bearing capacity of the pile. At 1.4 times the required bearing capacity, the displacement was about 1 millimeter, which is within the measurement accuracy. The test made it possible to reduce the length of the pile and avoid drilling below the groundwater level.

**REFERENCES**

[1] Nasr A. M., Elhakim A. F., Amer M. Soil stiffness from back-analysis of pile load tests in Al Burrullus (2022) Ain Shams Engineering Journal
[2] Samtani N. C., Nowatzki E. A.(2006). Soils and foundations reference manual – Volume I , NHI Course No. 132012
[3] Bozhinova-Haapanen. A, Kostov V., Effect of the initial hydraulic gradient on the consolidation of impermeable construction soils (2017), Annual of the University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy Volume 50, Issue 2 (in Bulgarian).
[4] Bozhinova-Haapanen. A, Kostov V., Research on the coefficient of the permeability of semipermeable construction soils from sofia young tertiery basin (2018), Annual of the University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Volume 51, Issue 11 (in Bulgarian).
[5] Handley B., Ball J., Bell A., Suckling A. (2006). Handbook on Pile Load Testing. Federation of Piling Specialists.
[6] D3689 – 07(2007). Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load. ASTM Committee D18 on Soil and Rock
[7] Tomlinson M., Woodward J. (2015). Pile Design and Construction Practice. CRC Press ISBN 978-1-4665-9264-3

# ИНДИРЕКТЕН МЕТОД ЗА ОЦЕНКА НА НАЧАЛНИЯ И СРЕДЕН МОДУЛ НА СРАЗВАНЕ НА ПОЧВИ ВЪЗ ОСНОВА НА ОЕДОМЕТРИЧНО ИЗПИТВАНЕ

**Кристина Илиева[1], Николай Керенчев[2]**

*Университет по архитектура, строителство и геодезия- София*

# НЕПРЯК МЕТОД ЗА ОЦЕНКА НА НАЧАЛНИЯ И СРЕДЕН МОДУЛ НА СРАЗВАНЕ НА ПОЧВИ ВЪЗ ОСНОВА НА ОЕДОМЕТРИЧНО ИЗПИТВАНЕ

**Кристина Илиева[1], Николай Керенчев[2]**

*Университет по архитектура, строителство и геодезия- София*

***Abstract**: The modeling of complex soil behavior is already well-established in geotechnical engineering practice. While some soil parameters required for 21st-century constitutive models can be obtained through conventional laboratory tests, others—such as the maximum shear modulus ($G_0$), shear wave velocity ($v_s$), and reference shear strain parameter ($\gamma_{0.7}$)—require specialized methods for their determination. This article explores an alternative approach to simplify and reduce the cost of determining the mid-strain and maximum shear modulus. One proposed method involves deriving these parameters from the unloading curve of an oedometric (compression) test. By applying a scientific approach and curve-fitting techniques, it is possible to approximate the elastic behavior of soils to a certain degree. The study presents calculated results on the elastic response of soils based on data from multiple soil samples. Additionally, potential future directions for estimating the maximum shear modulus are discussed..*

***Key words**: Complex soil modeling, oedometer test, stiffness degradation*

## 1. Въведение

Когато се налага да се изведат данните от морално остарели по структура и информация геоложки доклади, а те следва да бъдат приложени в съвременни методи на геотехническо проектиране (което често се среща в Балканския регион), винаги се наблюдава липса на данни за някои специфични почвени параметри. Тъй като оедометричният тест е класическо изпитване на почвите и цената му е близка до тази за определяне на „физичните свойства на почвата“, почти всички проби се подлагат на него. В класическата почвена механика се получават оедометричен модул и други параметри на консолидация, като време на консолидация, коефициент на преконсолидация и др.

[1] Кристина Илиева, инженер, катедра Геотехника, Факултет по транспортно строителство, бул. Христо Смирненски №1, k.ilieva_fte@uacg.bg
[2] Николай Керенчева, доцент, катедра Геотехника, Факултет по транспортно строителство, бул. Христо Смирненски №1, kerenchev_fte@uacg.bg

Съвременната почвена механика вече е установила достатъчно корелации между модула на разтоварване и повторно натоварване (unloading-reloading modulus) и параметъра (експонента) *m*. Следователно може да се твърди, че голяма част от вече известните параметрите от оедометричния тест могат да бъдат свързани с по-специфичните материални модели.

Настоящото изследване представя първата стъпка в изясняването дали е възможно да се определи частично еластичното поведение на почвата въз основа на кривата на разтоварване от оедометричния апарат. Кривата на намаляване на модула *G* (или *E*) е добре известна в земната механика от 1991 г., когато Atkinson (1991) [1] експериментално открива това „странно“ поведение на почвите. По-късно Thomas Benz [2] представя своя Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness (Модел на уякчаваща се почва с коравина при малки деформации), за да опише нелинейното поведение на почвите при малки и много малки деформации, което традиционните модели често пренебрегват. Този модел въвежда зависима от деформацията коравина, като специално се фокусира как срязващият модул (*G*) намалява с увеличаване на деформацията, по-точно отразявайки началната еластична реакция. Той е оказал значително влияние върху числените симулации в геотехниката, особено при анализ на поведението на почвите при нискоамплитудни натоварвания като слягане, анкерни стени, сеизмични или машинно-индуцирани вибрации.

Кривите на намаляване на модула *G* се получават главно чрез лабораторни изпитвания като тест с резонантна колона или цикличен триаксиален тест, при които се прилагат малки, контролирани деформации върху почвени проби. Срязващият модул (*G*) се измерва при различни нива на деформация, показвайки как той намалява с увеличаването ѝ. Тези измервания се нормализират чрез деление на началния срязващ модул ($G_0$), за да се получи кривата $G/G_0$ спрямо деформацията при срязване. Настоящото изследване се фокусира върху това да докаже дали е възможно да се получи крива на намаляване на модула *G* (или поне част от нея) с помощта на класически лабораторни уреди, като стандартен оедометричен тест [3], [4]. За тази цел са използвани 60 почвени проби от различни типове български почви.

**2. Почвени проби**

Балканският регион е разположен в югоизточната част на Европа. Характеризира се с нормално консолидирани кватернерни глини, глинести пясъци и пясъци, и предимно със смеси от тях. Настоящото изследване използва база данни от почви, съдържаща информация за прахови и песъчливо-глини, както и глинести прахови пясъци, взети от различни части на кватернерните долини (Балкански регион). Показателят на пластичност варира от 0 до 60, а процентът на пясъчните частици – между 0 и 84%. Тъй като пробите са водонаситени, останалите физични и пластични параметри не оказват съществено влияние върху модула *G*, поради което не са взети предвид в изследването.

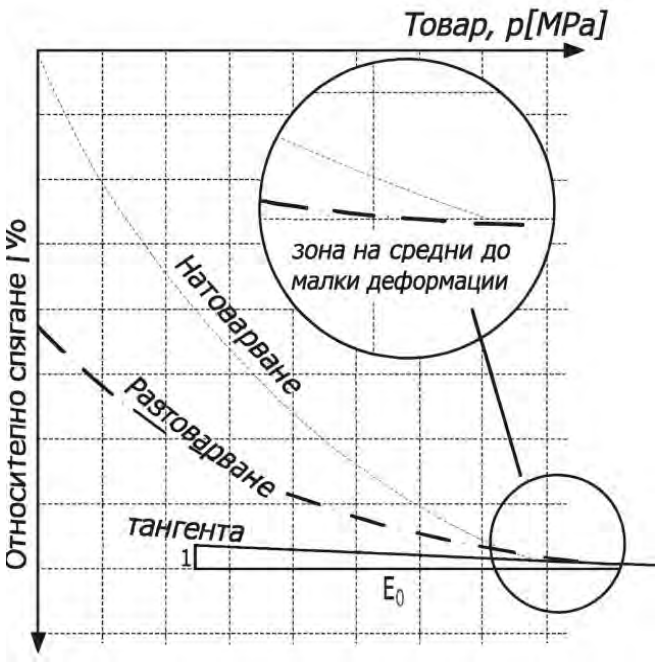
Процедурата на изпитване следва добре установените стандарти за оедометрични тестове [3, 4]: водонасищане, стъпаловидно увеличаване на натоварването (удвояване на напрежението на всяка стъпка) с интервал от 24 часа. Най-съществените за изследването стъпки на разтоварване са извършвани на всеки 2 часа, при същите стойности на напрежението, но в обратна посока. Тъй като първоначално данните не са били предназначени за такъв тип анализ, тяхната точност не е значителна, поради което единичните стойности на пробите нямат самостоятелно значение за изводите.

Вертикалните премествания по време на изпитването са регистрирани с механичен часовников индикатор за преместване, осигуряващ надеждни измервания на слягането във времето. Събирането на данни е извършвано ръчно, като специално внимание е отделено на отчитането на преместванията непосредствено преди всяко разтоварване. Този подход гарантира, че най-критичните данни, отразяващи деформационното поведение на почвата при всяко натоварване, са консистентни.

**3. Процедура по изчисление**

Определянето на модула от участъка на разтоварване на оедометричната крива (фигура 1) [5] създава определени предизвикателства, тъй като тестовите данни първоначално не са предназначени за такъв тип анализ. Разтоварващият участък обикновено отразява еластично възстановяване, но неговата интерпретация може да бъде усложнена от фактори като ефекти зависещи от времето на отчета, непълно възстановяване и предходни пластични деформации. В резултат на това извличането на надежден еластичен модул от този сегмент изисква внимателен анализ и може да не следва строго стандартните процедури.

В настоящото изследване един и същ аналитичен подход е системно приложен върху около 60 почвени проби. Данни, които проявяват несъответствия или значителни отклонения от очакваната тенденция са изключени от по-нататъшен анализ, От приетите тестови серии са извлечени данни за напрежение-деформация, съответстващи на фазата на разтоварване, а по нататък са изведени съответните σ-ε диаграми за оценка на еластичния отговор на почвата.

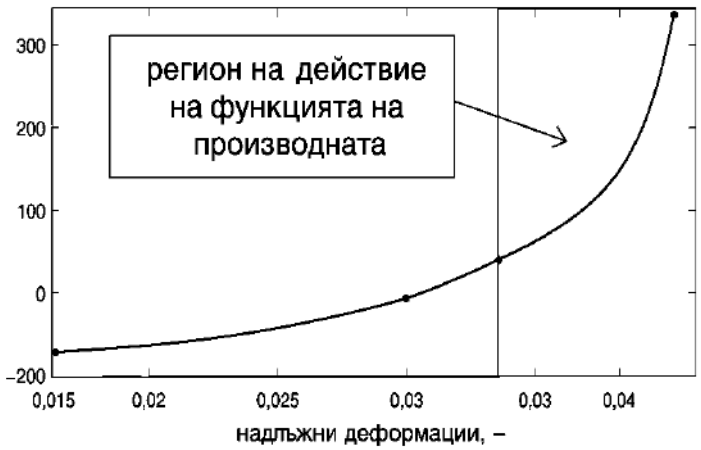



**Фигура 1**. Концепция за определяне на поведението на почвите при средни и малки деформации въз основа на оедометрични изпитвания [5]

След това извлечените данни от разтоварването са екстраполирани чрез запазваща формата кубична функция по части, за да се получи гладка приблизителна крива, подходяща за диференциален анализ. Производната на тази апроксимираща крива, представляваща деформационен модул (Е-модул). Като модулът е изчислен в няколко конкретни точки по участъка на разтоварване. Специално внимание е отделено на

оценката на модула в началото на разтоварването, където отговорът напрежение-деформация започва да проявява еластично поведение. Трябва да се отбележи обаче, че тази област не попада строго в областта на малките деформации, тъй като стойностите са получени от интерполираната крива на базата на първите три измерени точки от пътя на разтоварване (фигура 2).

Деформационните нива, съответстващи на анализираните точки по разтоварващата крива, са в диапазона $\varepsilon \approx 0{,}0005 - 0{,}001$. Тези стойности значително надвишават общоприетия праг за поведението при много малки деформации ($\varepsilon < 0{,}0001$) и по-коректно се отнасят към областта на средните деформации. Макар да не отразяват истинската начална еластична коравина на почвата, посочените деформации все пак предоставят съществени сведения за деградацията на коравината по време на разтоварване. Тъй като по този метод са изследвани над 60 почвени образеца, натрупаните данни позволяват да се открояят устойчиви тенденции в поведението на коравината. На тази основа са изведени приблизителни криви на редукция на модула, отразяващи едновременно намалението на модула на деформация $E$ и съответния модул на срязване $G$ при нарастваща деформация, представени на Фигура 3. Макар методът да не изолира напълно свойствата в зоната на малки деформации, той осигурява ценна база за сравнителен анализ между различни типове почви и условия.




**Фигура 2**. Кубична апроксимация по части запазваща формата за разтоварващия клон от σ–ε диаграмата (σ в диапазона до 300 kPa)

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}, \tag{1}$$

където $E$ е модул на еластичност, а $\upsilon$ - коефициент на Поасон.

„Коефициентът на Поасон при почвите има тенденция да е по-висок при малки деформации [6] но и при големи деформации. В областта на средните до малките деформации може да се приеме средна стойност $\nu \approx 0.3$. При анализ на поведението на почвите при условия на триосно или оедометрично напрегнато състояние е необходимо да се установи надеждна връзка между осовите и срязващите деформации. За тази цел може да се използва еквивалентна теория, базирана на критерия на фон Мизес (p–q спрямо σ–τ преход) [7].“.

$$\gamma_s = \varepsilon_q = \frac{2}{3}\left|\varepsilon_1 - \varepsilon_3\right|. \quad (2)$$

С $\varepsilon_3 = 0$ за компресионнен апарат, може да се приеме че срязващите напрежения са:

$$\gamma_s = \frac{2}{3}\left|\varepsilon_1\right|. \quad (3)$$

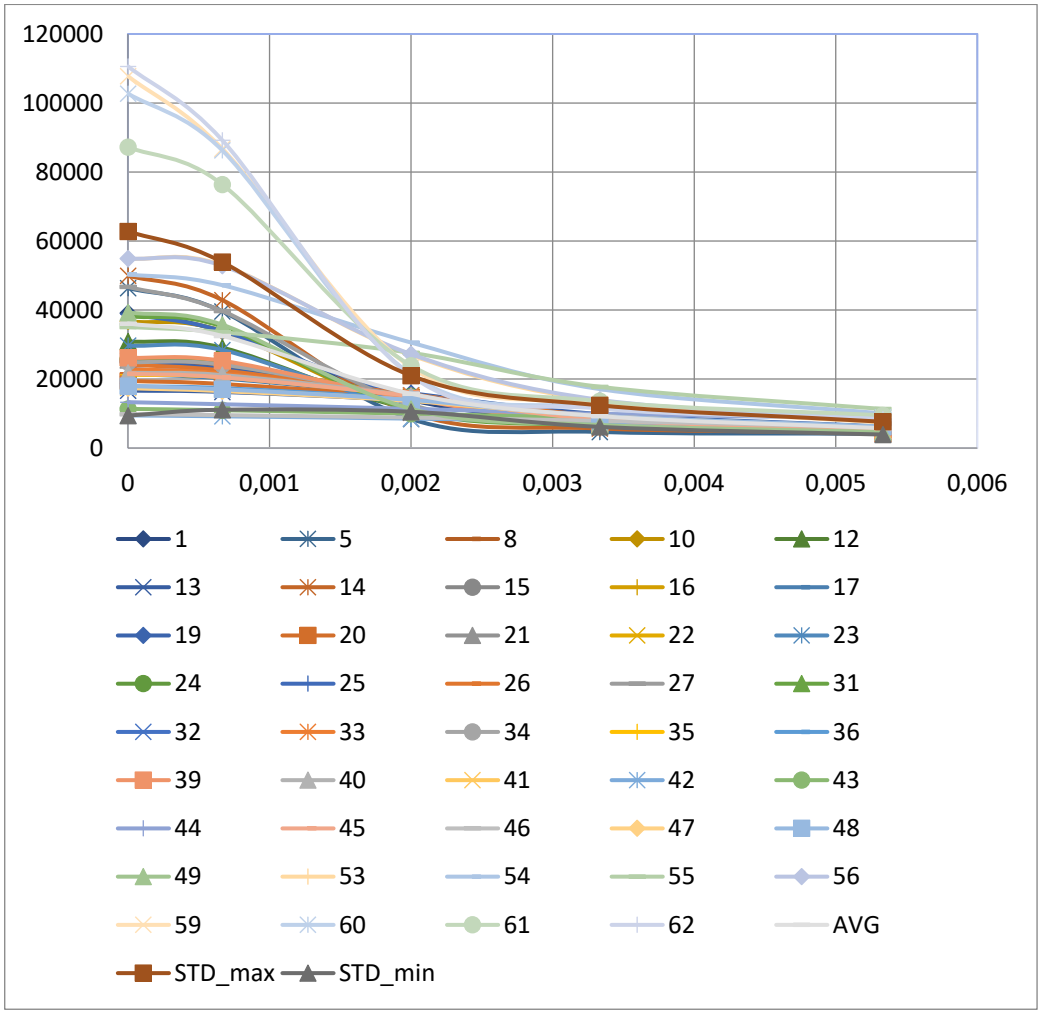
**4. Получени резултати**

Резултатите са представени по два начина: крива на редукция на срязващия модул *G* (фиг. 3) и корелации между получените стойности на срязващия модул и други параметри на почвите. Повечето изследвани почви показват по-висок модул при малки деформации, съответстващо на очакваното увеличение на коравината. Минималната достигната деформация е около 0.0008, което е над границата на малките деформации (<0.0001), поради което реалната еластична зона не е достигната. Средата стойност на *G* е около 38 000 kPa, значително под средната стойност за малки деформации (~65 000 kPa) от специализирани лабораторни изпитвания. Разликата се дължи главно на ограничения обхват на деформациите. Допълнително, разнообразието от почвени типове води до отклонение, но това отделният им анализ ще бъде обект на следващи по-прецизни изследвания.

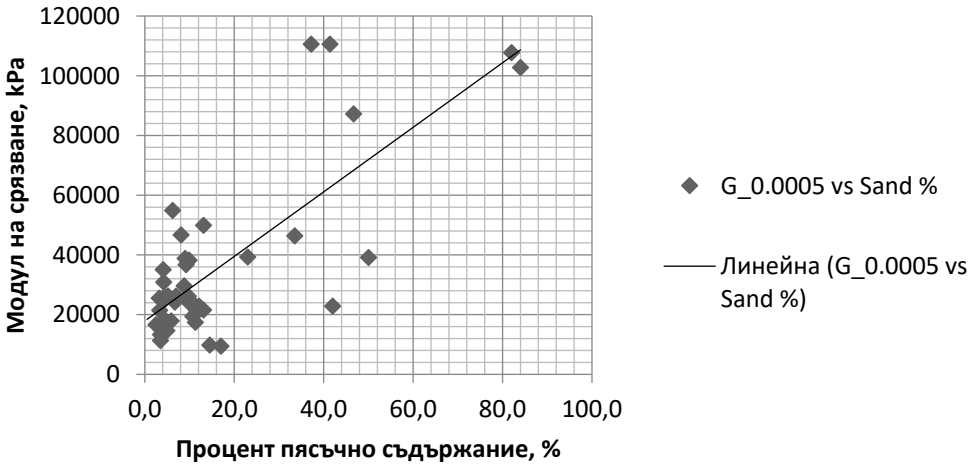
Все пак по-подробен анализ на данните е възможен до някаква степен, макар пълни данни за физичните и пластични свойства на всички почвени проби да не са налични. Освен това много от значимите емпирични корелации за срязващия модул G не са приложими поради пълното водонасищане на пробите. То значително променя коравината и прикрива ефекта на показатели като пластичност или структура. Частично валидна остава връзката със зърнометричния състав, в частност съдържанието на пясък: почви с по-високо пясъчно съдържание обикновено показват по-големи стойности на срязващ модул (фиг. 4).“

Повечето проби обаче са с ниско съдържание на пясък, тъй като преобладават глинести почви. Поради това данните са съсредоточени в долния диапазон на процента пясък, което ограничава надеждността на установената корелация.

Друга възможна корелация може да се търси спрямо показателя на пластичност (фиг. 5), макар там да се наблюдава само слаба обща тенденция.




**Фигура 3**. Крива на редукцията на модула на срязване (определен от данни разтоварване получени от компресионен апарат)




**Фигура 4**. Срязващ (максимален получен) модул в зависимост от процент пясъчно съдържание




**Фигура 5**. Срязващ (максимален получен) модул в зависимост от показателя на пластичност

## 5. Заключение

Настоящото изследване не може да осигури достатъчно надеждна основа за практическа корелация между срязващия модул ($G$) и кривата на редукция, извлечена от кривата на разтоварване на стандартни оедометрични опити. Данните са насочени основно към областта на средни деформации. Въпреки възможността за отделен анализ по видове почви, за по-надеждни резултати са необходими по-прецизни измервания и такъв не направен. Съществуват нови модерни LVDT датчици с до 20 пъти по-голяма точност [8], които могат да регистрират данни на интервали от 1 s, което значително би повишило точността. При оценка на модулите при малки и средни деформации е критично данните да се събират с много малки стъпки по разтоварващата крива (2–5 kPa), за да се улови реалното поведение в еластичната област ($\varepsilon \sim 10^{-4}$–$10^{-5}$).

Въпреки че малките деформации не са обхванати, изследването успешно характеризира коравината в средния диапазон като изпозлва криви – подход, който принципно не се прилага в компресионите опити. С повече от 60 проби се осигурява значителен масив от данни, който отразява разнообразието на почвени типове и приложимостта на решението. Работата на първо място: подчертава ограниченията на стандартните методи и насочва към използване на по-точни прибори ( например прецизни LVDT датчици), допълнително, поставя методологична основа за бъдещи проучвания.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Atkinson J H. (1991). Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and-in-situ tests (Generalreport). In the 10th European Conference on Soil Mechanicsand Foundation Engineering, Florence, Italy, 3: 915-956.
[2] Benz T. Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. Institut fur Geotechnik der Universit ¨ at Stuttgart, ISBN 978-3-921837-55-9, (2007)
[3] EN ISO 17892-5: Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 5: Incremental loading oedometer test
[4] ASTM D2435 / D2435M: Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading.
[5] Tanev, T., Modelling of Soils considering isotropic strain hardening, PhD Thesis, University of Architecture Civil Engineering and Geodesy, Sofia, 2015.
[6] Gu, X., Yang, J., Huang, M, Laboratory measurement of small strain properties of dry sands by bender element. Soils and Foundations, 2013, v. 53 n. 5, p. 735-745
[7] Plaxis, Material models manual, 2020
[8] Kerenchev N., Developing an experimental laboratory settings for determining soil parameters elated to deformation, ANNUAIRE DE L'UNIVERSITE 'ARCHITECTURE, DE GENIE CIVIL ET DE GEODESIE – SOFIA, 2013-2014, ISSN 1310-814X

# АКУСТИЧНА КЛАСИФИКАЦИЯ НА СГРАДИ ПО ИНТЕРНАЦИОНАЛЕН СТАНДАРТ ISO/TS 19488:2021. РАЗЛИКА В ПОКАЗАТЕЛИТЕ ИНДЕКС НА ЗВУКОИЗОЛАЦИЯ $R'_W$ И ПРИВЕДЕНА РАЗЛИКА В ЗВУКОВИТЕ НИВА $D_{NT,W}$

**Наталия Иванова**[1]

УНИВЕРСИТЕТ ПО АРХИТЕКТУРА, СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ

***Абстракт**: Звукоизолацията на сгради е ключов аспект от съвременното проектиране на сгради, свързан с осигуряване на акустичен комфорт и защита от нежелан шум. Настоящата разработка разглежда основните подходи и критерии за оценка на звукоизолацията на сгради, като се фокусира върху класификацията според международните стандарти. Представени са и разликите между двата основни показателя за изолация: **индекс на звукоизолация Rw‘** и **приведената разлика в звуковите нива DnT,w**, която отчита реалните условия в сграда, включително времето на реверберация. Обсъждат се приложението на двата индекса в практиката, тяхната интерпретация при проектиране на сгради, както и значението им за комфорта на обитателите. Изведени са примери и насоки за подобряване на звукоизолационните характеристики чрез подходящ избор на материали и архитектурни решения.*

# SOUND INSULATION IN BUILDINGS: CLASSIFICATION BY INTERNATIONAL STANDARD AND COMPARISON BETWEEN (UNDERSTANDING) $R'_W$ AND $D_{NT,W}$ INDICES

**Natalia B.Ivanova**[1]

*Institution/Organization/Company, Times New Roman, 12 pt, Italic, Left Alignment*

***Abstract**: Sound insulation in buildings is a key aspect of modern architectural and construction design, aimed at ensuring acoustic comfort and protection against unwanted noise. This paper examines the main approaches and criteria for evaluating building sound insulation, with a focus on classification according to international standards. It highlights the differences between the two main indicators: **sound reduction index Rw´** and the **standardized level difference DnT,w**, which reflects real-world conditions within a building, including reverberation time. The practical applications of both indicators are discussed, along with their interpretation in the design of buildings, and their significance for occupant comfort. The study also outlines strategies for improving sound*

[1] Наталия Иванова, гл.ас. д-р инж., кат. „Физика“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, Natalia B. Ivanova, Chief Assist. Prof. Dr. Eng., UACEG, Sofia, e-mail: bobeva_fhe@uacg.bg

*insulation performance through the appropriate selection of materials and architectural solutions.*

**1. Въведение**

В областта на звукоизолацията се срещат много различни понятия, за които е важно да се знае разликата в обозначенията и тяхното значение, тъй като един индекс може да означава голяма разлика в условията, а от там в стойностите за проектиране.

За да могат да се сравняват отделните строителни елементи, те се измерват в стандарти условия по честоти R. След това за да се получат реалните условия се отчитат по изчислителен път страничните пътища на предаване R`, отново по честоти, но за лекота на проектирането се превръщат в единична стойност за сравняване с изискванията. В някой страни това е **R`w,** а тенденцията в много европейски страни и в международния стандарт за класификация е **DnT,w. Той е избран, защото отчита размера на приемното помещение и по този начин се получават по-близки до реалните стойности на звукоизолацията.**

**Тъй като националните изискванията за шумоизолиране на новите жилища не винаги могат да гарантира задоволителни условия за обитателите се налага разделянето на класове, отразяващи по-високи нива на акустичен комфорт в жилищата.**

**В много страни има такива национални категоризации на жилища, освен това интернационалния стандарт ISO/TS 19488:2021 Акустика — Акустична класификация на жилища [1], предлага система за оценка в 6 категории – клас от A до F, като клас A е най-високият, а F - най-ниският клас. В тази класификационна система е заложен показателя DnT,w, поради което се налагат тези разяснения и примери.**

**2. Основни величини и понятия**

**2.1. Звукоизолация от въздушен шум**

Основния параметър, характеризиращ изолацията от въздушен шум е индексът на изолация от въздушен шум:

(1) $R = L_1 - L_2 + 10 \log(S/A)$,

където:

$L_1$ е нивото на звуковото налягане в помещението източник в dB,

$L_2$- ниво на звуковото налягане в помещението приемник в dB,

A - еквивалентна площ на звукопоглъщане в помещението приемник в $m^2$,

S - площ на отвора, в който е монтиран образеца в $m^2$

**(2) $DnT = L_1 - L_2 + 10 \log(T/T_0)$,**

**където:**

$L_1$ е нивото на звуковото налягане в помещението източник в dB,

$L_2$- ниво на звуковото налягане в помещението приемник в dB,

T - времето на реверберация в приемното помещение, [s],

**$T_0$ - стандартно време на реверберация= 0,5 s.**

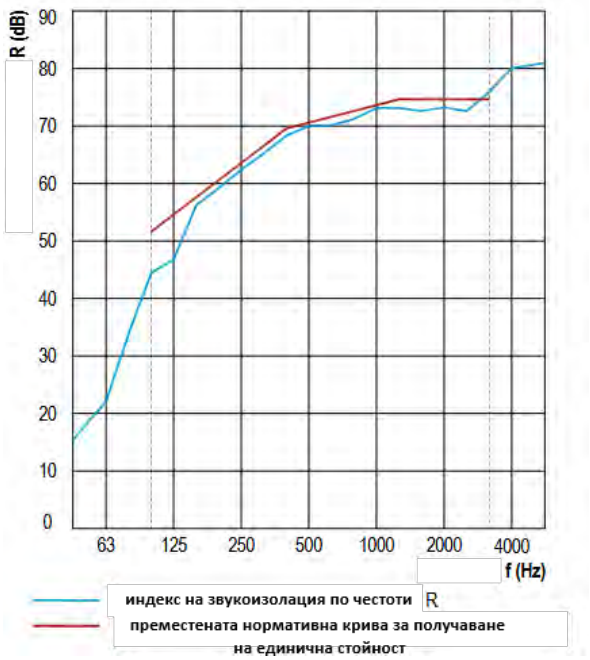
За да се разбере разликата в различните означения се налагат следния пояснения на величините:

R` - звукоизолация от въздушен шум в реални условия, честотно изразена [dB]

R - звукоизолация от въздушен шум на изпитвания елемент (лабораторно), честотно изразена [dB] по БДС EN ISO 10140-2 [2].

Rw - приведен индекс на звукоизолация от въздушен шум (след оценяване с нормативната честотна характеристика) [dB] по БДС EN ISO 717-1[3][dB].

За получаване на единичните стойности Rw, заложени за сравняване, се провежда оценка по нормативна крива и така се получава приведения индекс на звукоизолация. Референтната крива се измества на стъпки от 1 dB към измерената крива, докато сумата от неблагоприятните отклонения стане възможно най-голяма, но не повече от 32,0 dB (при измерване в 16 ленти от една трета октава) или 10,0 dB (при измерване в 5-октавни ленти). Неблагоприятно отклонение при определена честота възниква, когато резултатът от измерванията е по-малък от референтната стойност. Само неблагоприятните отклонения се вземат предвид. Приведената стойност, в децибели е тази от референтната крива при 500 Hz.




**Фигура 1.** Примерна крива от измерване на индекса на звукоизолация, приведен към рефернетната крива за получаване на приведения индекс на звукоизолация

За отчитане влиянието на обходните пътища на преминаване на шума са зададени изчислителни методи. Индексът на звукоизолация от въздушен шум R′w според опростения модел на БДС EN 12354-1 [4] фиг. 2 се изчислява по формулата:

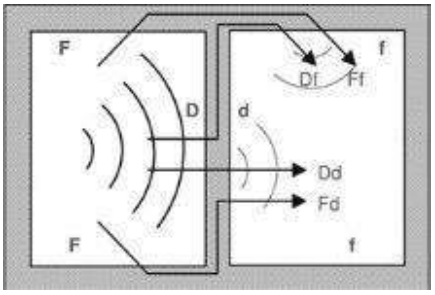
$$R'_w=-10\ \lg\left[10^{-R_{Dd,w}/10}+\sum_{F=f=1}^{n}10^{-R_{Ff,w}/10}+\sum_{f=1}^{n}10^{-R_{Df,w}/10}+\sum_{F=1}^{n}10^{-R_{Fd,w}/10}\right] \quad (3)$$

където

$R_{Ff,w}$ е претегленият индекс на звукоизолация при предаване на звука по обходен път Ff, в децибели; например за окачен таван се определя по формулата:

(4) $$R_{Ff,w} = D_{n,f,w} + 10\lg \frac{l_{lab}}{l_f} + \lg \frac{S_s}{A_0} \quad dB$$

където
llab е 4,5 m
lf - дължината на обрамчващия елемент [m]
Ss - площта на преградния елемент [m²]




**Фигура 2.** Пътища на предаване на звука

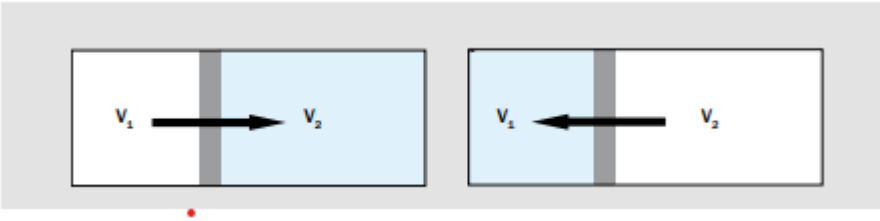
**2.2. Превръщане на Rw' в Dntw**

В повечето европейски страни за минимални изисквания за звукоизолация се изисква показателя Dntw, който отчита големината и обработката на приемното помещение. В интернационалния стандарт ISO/TS 19488:2021 Акустика — Акустична класификация на жилища за класифициране на звукоизолацията е заложен именно този показател. Превръщането от индекс на звукоизолация става по формула 5 [5].

(5) $D_{nT,w} = R'_w + 10 \lg(0{,}32\ V/S)$ [dB]

където:
S е площ на преградната стена в $m^2$
V - обема на помещението приемник в $м^3$

Разликата между двата показателя могат да се онагледят със следния пример, където $R_w$ е с една и съща стойност, но в първия пример реално е по-голяма, а във втория по-малка в зависимост от конкретните размери на помещенията.

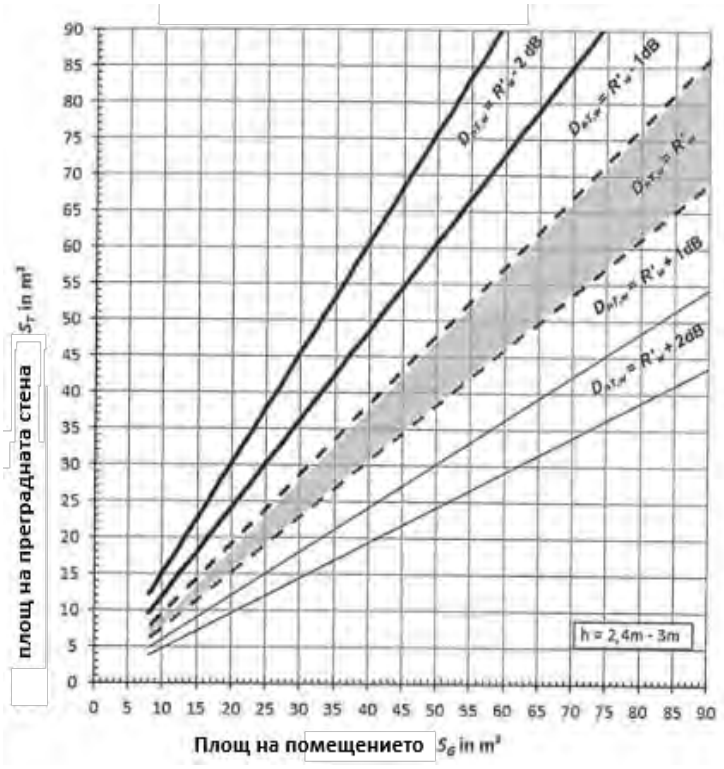



**Фигура 3.** Пример за влиянието на обема на помещението приемник върху реалните стойности на звукоизолацията

Известно е, че за една и съща стойност на индекса на звукоизолация на преградна стена R', действително възприеманата звукоизолация се оценява различно. Разглеждайки численото уравнение за определяне на звукоизолацията, изразено като R'w, може да се види, че индексът на звукоизолация се определя от разликата в нивата на звуково налягане ($L_1 - L_2$) и корекционния член 10 log(S/A). Номиналната стандартна разлика в нивата на звука DnT. също се определя от разликата в нивата на звуково налягане ($L_1 - L_2$) и се определя корекционен член **10 log(T/T₀)**. Следователно обща за двата параметъра е разликата в нивата на звуково налягане ($L_1 - L_2$) между излъчващото и приемното

помещение. Двата параметъра R' и DnT, са числено идентични, ако съотношението на обема на помещението V към разделящия компонент S съответства на стойността от 3,125 m. В конвенционалното жилищно строителство височината на помещението е най-малко 2,40 m (с изключение на таванското помещение, където височината може да бъде най-малко 2,20 m). За работни помещения височината на помещението обикновено е най-малко 3 m. Минималната площ на помещението се определя по различен начин. Законово в Германия е посочено, че минималните изисквания за здравословни условия на живот не са изпълнени, ако поне едно помещение, предназначено за живеене, няма площ от най-малко 9 $м^2$.

Направени са проучвания [6] за минимална площ от 8 $m^2$, а височината на помещението е между 2,40 м и 3,0 м. Това води до разграничението на случаите R''' = DnT,w, както е показано на графиката на фиг. 4. В детайли, това означава, че за получаване на необходима DnT, номиналният индекс на звукоизолация R' трябва да се завиши с увеличаване на дълбочината на помещението. Това сравнение е допустимо само за правоъгълни помещения и преградни стени. На практика, дълбочина на помещенията под 2 м не се среща, или поне много рядко, за помещения, изискващи защита. Особено когато се вземат предвид издатините на стените или етажните планове, или дори нишите, определянето на дълбочина на помещението може да не е определимо. Един пример би трябвало да илюстрира проблема с "дълбочината на помещението". Едно помещение има площ на пода 3,82 м x 2,62 м = 10,01 $м^2$ и височина на помещението 2,40 м. Площта на преградната стена следователно е или 9,17 $м^2$, или 6,29 $м^2$. Следователно дълбочината на помещението е или 2,62 м, или 3,82 м. Това води до корекция от -0,77 dB или +0,87 dB. За същия претеглен индекс на звукоизолация Rw', стандартната разлика в нивата на звука се изчислява като Dntw' = R' - 0,77 dB или Dntw' = Rw' + 0,87 dB. Фигура 4 показва, че за типични етажни планове, например помещения с площ между 10 и 20 $м^2$, разликата между DnT,w и R'w математически не е по-голяма от +2 dB. Стандартната разлика в нивата на звука става по-малка само когато разделителната площ е по-голяма от площта на пода. Това може да е така само за преградни стени, а не за преградни тавани.




**Фигура 4.** Представяне на различните разлики на DnTw като функция на геометричните съотношения на разделителната площ Sr към площта на пода Sa; минималната площ на пода е 8 м², височината на помещението е между 2,40 м и 3 м [6].

За субективното възприемане на звукоизолацията, разликата в нивото на звука $D_{nT,w}$ е по-достоверен параметър за изолацията между две помещения в сравнение с $R'_w$.

Други понятия, изведени от претеглената стандартна разлика в звуковите нива:

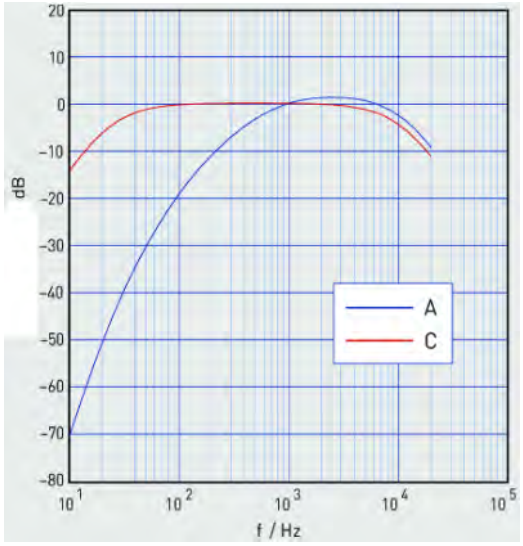
- стандартизирана А-приведена разлика в звуковите нива

DnT,A е сумата от приведената стандартизираната разлика в звуковите нива DnT,w, и спектралният коефициент, C, съгласно ISO 717-1 (DnT,A = DnT,w + C)

- стандартизирана А-приведена разлика в звуковите нива, разширена до ниските честоти

DnT,50 е сумата от претеглената стандартизирана разлика в звуковите нива DnT,w, и спектралният коефициент, C50-3150, съгласно ISO 717-1 (DnT,50 = DnT,w + C50-3150)

- претеглена стандартизирана разлика в звуковите нива за ограждащата конструкция DnT,A,tr е сума от претеглената стандартизирана разлика между нивото на звуково налягане на открито на 2m пред ограждащите елементи на сградата и нивото на звуково налягане в приемното помещение, съответстващо на референтна стойност на времето за реверберация в съответствие с ISO 16283 -3 [7] и претеглени до една стойност според ISO 717-1 и спектралният коефициент, Ctr, съгласно ISO 717-1 (DnT,A,tr = D2m,nT,w + Ctr)




**Фигура 5.** Честотнозависима оценка на звуковото налягане, съответно на чувствителността на слуха

По отношение на технологията на измерване, филтри за претегляне, които съответстват на характеристиките на изофонните линии се използват за претегляне на нивото на звуково налягане според възприемането. Например, А-претегляне (А-филтър) представлява честотното претегляне, което трябва да се вземе предвид при възприемана сила на звука от 40 фона. С-претеглянето (С-филтър), от друга страна, отчита честотната зависимост на слуховото възприятие при 90 фона (фиг. 5). измерването на звуковото налягане с помощта на А-претегляне сега се използва като международно стандартизиран метод за акустични измервания (единица dB(A)).

За високи нива на звуково налягане, като например при оценката на шумовото замърсяване, на практика често се използва С-претегяне. Това позволява по-добро отчитане на повишеното ниво при ниските честоти, което се наблюдава тук.

**3. Стандарти свързани със защита от шум и акустичен комфорт в сгради**

**3.1.Стандарти за измерване на звукоизолацията от въздушен шум:**

За да се проектира звукоизолацията са необходими данни за строителните конструкции и те се измерват в лабораторни условия. За да се уеднаквят условията за измерване в Европа важат следните стандарти:

в лабораторни условия -

Серията БДС EN ISO 10140 -1 до 5 служи за

Лабораторно измерване на звукоизолацията на строителни елементи.

- Част 1: Изолация от въздушен шум
- Част 2: Измерване на изолацията от въздушен шум

При изпълнени сгради, измерването става по стадарти за измерване на място - БДС EN ISO 16283-1, 2, 3 (преди EN ISO 140 – 4, 5, 7, 14 ),

– Част 1: Измерване на изолация от въздушен шум

– Част 3: Звукоизолация на фасади

От стойностите по целия честотен диапазон за строителна акустика за простота се извежда единична стойност, която е заложена като изискване в нормативната уредба. Това става чрез оценка на звукоизолацията на елементите чрез нормативна крива за:

- Изолация от въздушен шум: (Rw) БДС EN ISO 717-1:2003

3.2. Стандарти за методи за изчисление на индекса на звукоизолация от въздушен шум R´w

Тъй като обходните пътища на предаване на звука оказват особено при леките конструкции съществено значение, за да се получат по-адекватни стойности при проектирането са въведени стандарти за изчисление на ??? какво се изчислява?

БДС EN 12354-Част от 1 до 4.

Тази поредица стандарти дава методика за отчитане на страничното предаване на звука през обходните пътища.

Въз основа на тези стандарти са разработени програмни продукти със заложени в тях данни от измервания на звукоизолацията на преградните елементи и на местата на връзките между тях..

## 4. Насоки за подобряване на звукоизолационните характеристики чрез подходящ избор на материали и архитектурни решения.

### 4.1.Пример за класификация на жилище от българската практика.

Жилищна сграда в градска среда [8]

#### 4.1.1. Фасада

От съответната шумова карта за фасадата е взето нивото на външния шум: LAекв между 65 и 70 dB

Изискването е за външната стена е мин. Rw´= 40 dB

Фасадата е съчетана от плътна част и прозорци. За такава стена е дадена приблизително определяне на индекса на звукоизолация на съчетаната стена от тази на стената и прозореца помощна таблица. От нея се установява, че за да се постигне индекс на звукоизолация 40 dB е необходимо при тази стена, която е с около 30 % остъкление - индекс на плътната част 45 dB , а на прозореца 35 dB.

Фасада – обща площ 5,20x2,60=13,52m2
прозорци с площ 4,125m2
отношение на плътна част към прозорци Sf/Sg _ 0,305 – 30,5% остъкление

За плътна част е избран зид от
25 cm зид с измерен индекс на звукоизолация, даден от производител Rw= 47dB при масивни гранични елементи може да се приеме, че влиянието на страничните пътища на предаване на шума е 2 dB и тогава тогава като извадим от 47dB - 2dB , за Rw´= 45dB

Прозорците трябва да са с индекс на звукоизолация поне 35dB. Тази стойност е най-добре да се изисква от протокол за изпитване на производителя, но има и ориентировъчни таблици, които биха могли да помогнат на проектанта.

По този начин на стената, която не е към улицата, а евентуално към вътрешен двор, би могло един от елементите да са с по-ниски индекси на изолация от тези на стените откъм булеварда. Така се позволява ефективно да се използват по-добрите по отношение на звукоизолация строителни елементи.

Оценка на категория по ISO/TS 19488 [1]

Изчисляване на показателя Dntw от R‘w може да стане по следната формула (5)

за обем V=50$m^3$, S=13,52$m^2$

Dntw=40,73dB

**Таблица 1.** Звукоизолация в жилища срещу външен шум — Граничини стойности за класовете [1]

| Тип пространство | Клас A dB | Клас B dB | Клас C dB | Клас D dB | Клас E dB | Клас F dB |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Фасади и покриви на обитаеми помещения в жилища; в специфична околна среда със звукови източници, характеризиращи се с Lden | $D_{nT,A,tr} \geq$ Lden − 20 | $D_{nT,A,tr} \geq$ Lden − 24 | $D_{nT,A,tr} \geq$ Lden − 28 | $D_{nT,A,tr} \geq$ Lden − 32 | $D_{nT,A,tr} \geq$ Lden − 36 | $D_{nT,A,tr} \geq$ Lden − 40 |

70dB-32dB=38dB – 40,72dB>38dB. Това отговаря на Клас D

### 4.1.2. Вътрешни стени

От съответното разпределение се определя според помещенията какви са изискванията за съответната стена.

- Между апартаменти

Тухлена стена d=25 cm от определен производител даващ индекс на звукоизолация 45 dB. При изпълнение на предстенна обшивка, което в случая носи подобрение 9 dB. Тогава стената става с индекс 54 dB,

Преизчисляването към DnT,w =53 dB. Което отговаря на клас С.

Съответните стойности могат да се преизчислят към показателя DnT,A или DnT,50 и да се сравнят със стойностите за класовете. Може се приложи DnT,A вместо DnT,w , ако към граничната стойност се добавят 2 dB. Ако се прилага DnT,A вместо DnT,50 , към граничната стойност на DnT,50 трябва да се добавят 2 dB.

**Таблица 2.** Изолация на въздушен шум между жилищни и други помещения — гранични стойности за класовете [1]

| Тип помещения | Клас A dB | Клас B dB | Клас C dB | Клас D dB | Клас E dB | Клас F dB |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Между обитаемите помещения в жилището и помещенията извън жилището във всички посоки | $D_{nT,50} \geq 58$ | $D_{nT,50} \geq 54$ | $D_{nT,A} \geq 52$ | $D_{nT,A} \geq 48$ | $D_{nT,A} \geq 44$ | $D_{nT,A} \geq 40$ |

### Изводи

Международната техническа спецификация ISO/TS 19488:2021 дава възможност за по детайлна и точна класификация на жилищата в 6 категории. От направеното обследване на съществуващата сграда се констатира, че отделни елементи отговарят на клас D, а някой - на по-висок клас (напр.С), при което цялата сграда ще се постави в по-ниския клас, в случая D. Тази класификация може да се използва за окачествяване на различните степени на акустичен комфорт в жилищата и да служи като аргумент за подобряване на сградите в този аспект. За доказване на тези стойности обаче основно се изисква измерване на звукоизолацията на място. За постигане на по-висок клас се изисква детайлно познаване на принципите за повишаване на звукоизолацията. Допълнително поставяне на еластични подложки и връзки на правилните места. Но проектирането в случая играе основна роля и затова има нужда от помощни материали и разяснения.

## ЛИТЕРАТУРА

[1] ISO/TS 19488:2021 Акустика — Акустична класификация на жилища
[2] БДС EN ISO 10140-2:2010 Акустика. Лабораторно измерване на звукоизолацията на строителни елементи. Част 2: Измерване на изолацията от въздушен шум (ISO 10140-2:2010)
[3] БДС EN ISO 717-1:2013 Акустика. Оценка на звукоизолацията в сгради и на строителни елементи. Част 1: Изолация от въздушен шум (ISO 717- 1:2013)
[4] БДС EN ISO 12354-1:2017 Акустика в сгради. Оценка на акустичните характеристики на сгради чрез характеристиките на елементите. Част 1: Изолация от въздушен шум между помещения (ISO 12354-1:2017)
[5] Fasold, W. und Veres, E., Schallschutz und Raumakustik in der Praxis, Verlag für Bauwesen, Berlin, 2003
[6] Neubauer R. 0., Schalldämmung und Schallschutz – Vergleich von bewertetem Bau-Schalldämm-Maß R'w und bewerteter Standard-Schallpegeldifferenz DnT,w, Bauphysik 43, H. 1, S. 18 26, https://doi.org/lO.1002/bapi.202000024
[7] БДС EN ISO 16283-1:2014 Акустика. Измерване на място на звукоизолацията в сгради и на строителни елементи. Част 1: Измерване на изолация от въздушен шум (ISO 16283-1:2014)
[8] Иванова Н., Иванова-Узунова Д., Звукоизолация на съвременни жилища в България. Анализ на конкретен пример от практиката и препоръки за подобрение, XII МЕЖДУНАРОДНА НАУЧНА КОНФЕРЕНЦИЯ по АРХИТЕКТУРА И СТРОИТЕЛСТВО, ArCivE 2025

# СГЛОБЯЕМИ ВРЪХНИ КОНСТРУКЦИИ ПРИ МОСТОВЕТЕ – НАСТОЯЩЕ И БЪДЕЩЕ

**Симеон Бошнаков**[1]

*Университет по архитектура, строителство и геодезия, София*

# PRECAST SUPERSTRUCTURES OF BRIDGES – PRESENT AND FUTURE

**Simeon Boshnakov**[1]

*University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia*

***Abstract**: This article describes the types of bridge superstructures made of prefabricated and prefabricated monolithic elements. Prefabricated monolithic elements are used in many different types of bridges, both girder bridges and suspension and cable-stayed bridges. The publication also examines some types of superstructures made of innovative materials, analyzing the development of some systems through the implementation of innovative materials, such as textile-reinforced concrete and carbon concrete.*

***Keywords**: bridges, superstructures, concrete, carbon concrete, precast elements*

## 1. Въведение

С увеличаването на трафика и необходимостта от изграждането на все повече мостови съоръжения за преодоляване на различни препятствия, както и от необходимостта от бързото и икономически изгодно изграждане на мостови съоръжения се заражда идеята през 20 години на 20 век за прилагането на сглобяеми конструкции в мостовото строителство. Първоначално се прилага при стоманените мостови конструкции, като в последствие идеята е развита и при стоманобетонните мостови конструкции. С развитието на икономиката и съгласно социално икономическите процеси протичащи в различни държави особен подем в този тип конструкции се наблюдава в Европа и САЩ особено след втората световна война и през 70 години на 20 век, когато е изградена по-голямата част от транспортната инфраструктура в Европейските държави, както и в България. С течение на времето тези конструкции се амортизират и в днешни дни се стига до необходимостта от тяхното подновяване или усилване съответно това е един въпрос, чийто отговор се крие в дадената икономическа обосновка, като в някои държави, като Германия се поставя и въпросът за

[1] Симеон Бошнаков, гл. ас. д-р инж., кат. „Масивни конструкции", УАСГ, София 1164,бул. Христо Смирненски № 1, s.boshnakov_fce@uacg.bg
Simeon Boshnakov, Chief Assist. Prof. Dr Eng., Department of Reinforced Concrete structures, UACEG, Sofia 1164, 1 Hristo Smirnenskib bul, s.boshnakov_fce@uacg.bg

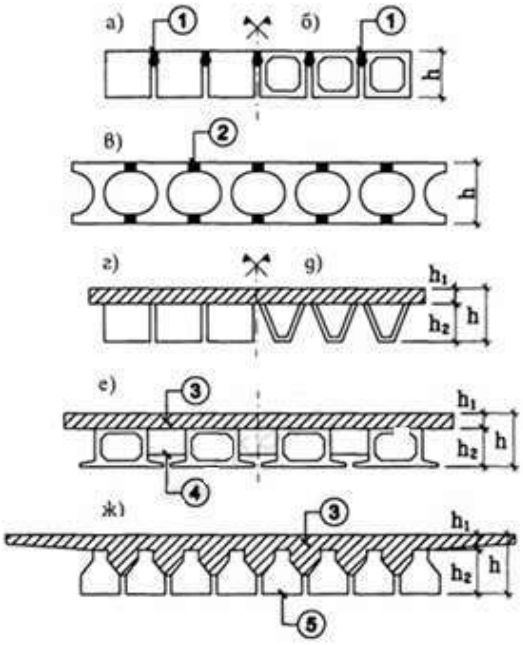
продължителността на проектните строителни монтажни дейности и тяхното влияние върху трафикът по дадената отсечка, затова се търсят максимално кратки срокове за изпълнение на рехабилитацията на даденото съоръжение. Всички тези особености налагат необходимостта от възраждането на идеята за разработването на нови типове сглобяеми връхни конструкции от различни материали, като се стига и до някои разработки, при които има варианти за изпълняване на сглобяеми елементи от долното строене на мостовата конструкция.

**2. Класически сглобяеми връхни конструкции**

По своят характер връхните конструкции на стоманобетонните мостове могат да бъдат монолитни, сглобяемо-монолитни и сглобяеми, според вида на начина, по който ще бъдат изпълнявани. В зависимост от опорното разстояние могат да се разделят също на плочни връхни конструкции, плочогредови връхни конструкции и кутиеобразни връхни конструкции съгласно [1].

**2.1. Плочни връхни конструкции**

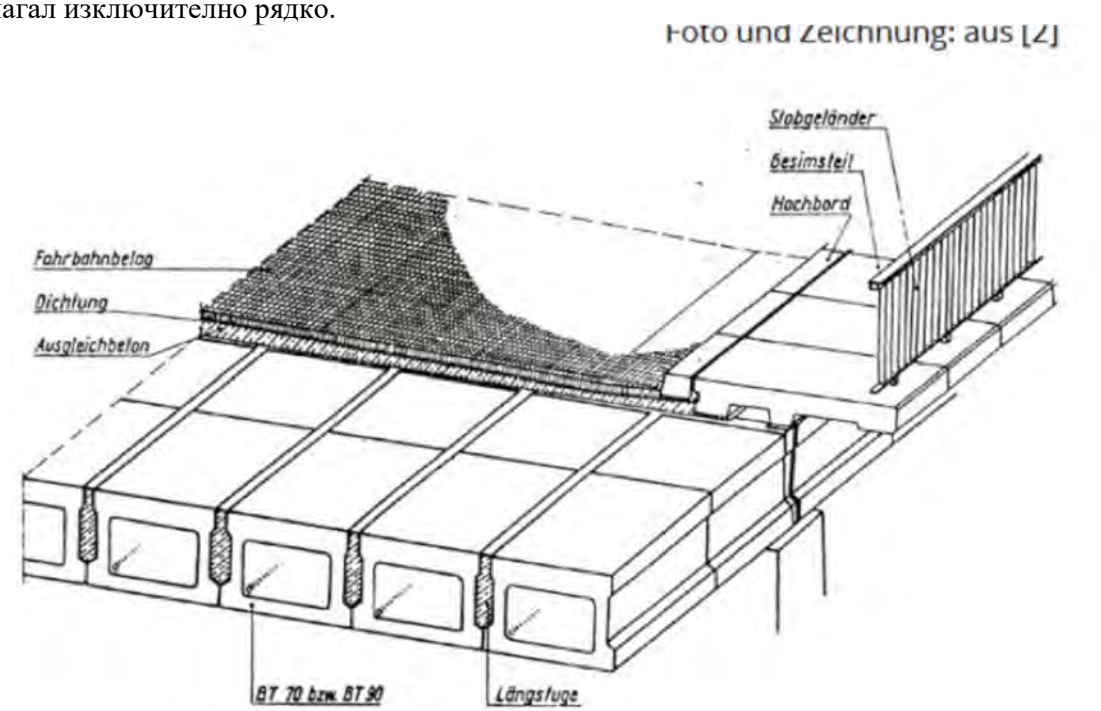
Плочестите сглобяемо монолитни конструкции не са особено разпространени поради значителният си разход на материал, което ги прави не особено привлекателни. Въпреки това има доста разпространени и приложени в Европа и САЩ. Разглежданите сечения на фиг. 1 [1] са типични сечения на сглобяемо монолитни конструкции, като тези сечения могат да бъдат членени както надлъжно така и напречно в зависимост от особеността на преодоляваното препятствие и от статическата схема на мостовата конструкция. Някои от посочените сечения на фиг. 1 б) и в) в надлъжно направление работят като отделни гредови елементи.




**фиг 1**. Сглобяемо монолитни плочести връхни конструкции [1]

През 70 години на 20 век в ГДР се разработват типови проекти за изпълняването на модулни сегментни мостове за малки отвори с цел унифициране на производството и намаляване на времето за изграждане на мостовите конструкции. Това са типовете конструкции ВТ 70 и ВТ 90 фиг. 2, като те са прилагани за отвори с дължина до 20м. [3-6].

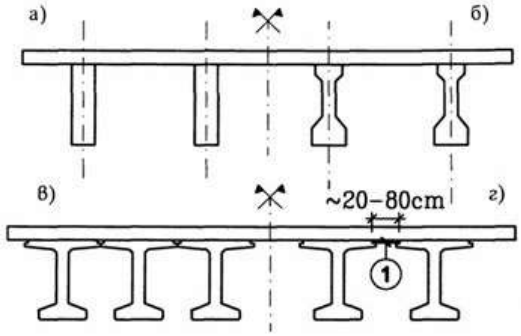
Поради множеството нормативни особености и невъзможността за осигуряване на надеждността и дълготрайността на работните фуги, този тип строителни системи се прилагал изключително рядко.




**фиг. 2.** Сегментна система BT70/BT90 от кухи тела сглобяема [5]

**2.2. Плочогредови напречни сечения**

Плочогредовите напречни сечения в сглобяемите и сглобяемо-монолитните връхни конструкции са едни от най-разпространените типове връхни конструкции за мостове със средни по дължина отвори. Те са доста разпространени в България, като връхните конструкции са изпълнявани от обикновен и предварително напрегнат бетон. Съответно има и разработени типови мостови конструкции от сглобяем бетон и от предварително напрегнат.



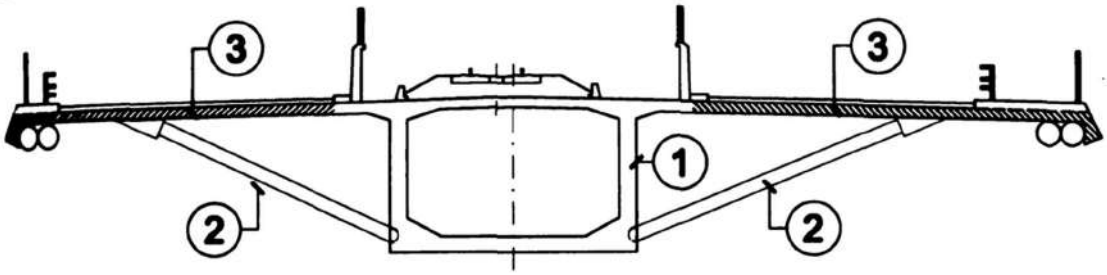

**фиг. 3** Напречни сечения на сглобяемо-монолитни плочогредови връхни конструкции със сглобяеми греди [1]

На фиг. 3. са показани най-разпространените типове напречни плочогредови конструкции на мостове. При този тип се използват готови стоманобетонни греди, които могат да бъдат изпълнявани от обикновен или предварително напрегнат стоманобетон. На обектовата площадка се доставят и се монтират върху тях се изпълнява монолитна

плоча, полагат се отделни панелни елементи или се монтират предплочи, върху които се изпълнява стоманобетонната пътна плоча. Характерното при този тип конструкции, че при мостовете с по-голям отвор се използват по-малък брой греди отколкото при по-късите отвори.

**2.3. Кутиеобразни връхни конструкции**

С увеличаването на дължината на отворите се увеличава и необходимостта от по-големи сечения, които са значително по-натоварени с по-големи разрезни усилия. Така се появяват кутиеобразните напречни сечения, които се използват при мостовете с големи отвори. Те могат да бъдат изпълнявани от предварително напрегнат бетон, като съответно на мостовата конструкция се монтират чрез конзолен монтаж или да се изливат монолитно на самата връхна конструкция по технологията конзолно бетониране. Освен от стоманобетон те могат да бъдат и комбинирани, като се използват стоманени кутии, върху които се изпълняват стоманобетони плочи от обикновен стоманобетон или предварително напрегнат в зависимост от мястото, на което са разположени дадените конструктивни елементи.




**фиг. 4**. Напречно сечение на моста над р. Дунав при Видин – Калафат [1]. 1-монтажен кутиеобразен елемент, 2 – стоманобетонни монтажни подкоси, 3 – монолитна плоча изпълнена на етапи по дължина на моста.

На фиг. 4. е показан типичен пример за изпълняване на сглобяема кутиеобразна връхна конструкция на вантов мост намиращ се на р. Дунав между България и Румъния при Видин-Калафат. Над кутиеобразното сечение преминава ЖП-път, което е довело необходимостта от използването на усуквателно-устойчиво напречно сечение тип кутия.

Отделните кутиеобразни сечения се произвеждат на обектовата площадка, след което се монтират едно към друго чрез конзолен монтаж и предварително напрягане на отделните елементи, чрез което се осъществява връзката по между им. След като е изградена изцяло кутията се изграждат конзолните пътни плочи, които са подпрени чрез стоманобетонни подкоси и върху тях се излива стоманобетонната монолитна плоча, върху подвижен кофраж. Това сечение е сглобяемо – монолитно и показва умелото комбиниране на различните разновидности на изпълнение на връхните конструкции.

**3. Съвременни сглобяеми мостови системи**

С постоянното развитие на технологиите, увеличаващият се трафик като интензивност и натоварване върху конструкциите налагат все по-голямата необходимост от бързо и ефективно изграждане или подновяване на мостовите съоръжения по дадени пътни отсечки, като освен кратките срокове за изпълнение се наблюдават и минимално кратки срокове за изпълняване на дадените съоръжения за максимално кратко затваряне на пътните отсечки. Това създава необходимостта от стартирането на някои изследователски проекти за разработване на сглобяеми, сглобяемо-монолитни и

сегментни връхни конструкции, като към дадените проекти някои от типовете конструкции се изпълняват и в пилотни проекти.

### 3.1. Комбинирани мостове със сглобяеми стоманобетонни елементи

За улесняване на скоростта на изграждане на комбинираните мостове в доста от подобряваните конструктивни системи се прилагат готови стоманобетонни елементи, които се захващат един към друг чрез предварително напрягане или се използват като предплочи. В [8] фиг. 5 е разгледана една такава система. Поради големите размери на конзолите с цел намаляване на собственото тегло на конструкцията често се монтират готови бетонни елементи, които се напрягат чрез стоманени пръти в напречно направление към изграденото кутиеобразно сечение, което се изграждат чрез конзолен монтаж. В някои случаи при конзолите се използват стоманени наклонени подкоси.



**фиг. 5.** Типично комбинирано мостово сечение с напречни напрягащи пръти с готови стоманобетонни елементи [8]

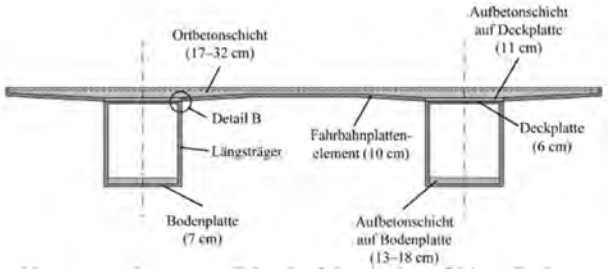
В някои случаи при комбинираните сечения се изпълнява монолитна плоча върху кутиеобразното сечение в средата. Бетонирането се изпълнява посредством тунелна кофражна форма, която се движи по дължината на самото сечение.



**фиг. 6**. Кутиеобразно напречно сечение с монолитно изпълняване на средната част на пътната плоча [8]

С развитието на тази система се разработва и нов вид връхна конструкция за мостове, която се обозначава , като LT 71. Тази конструктивна система е разработена в ТУ Виена, като има и някои свои разновидности. Характерното е, че се изпълняват надлъжни стоманени греди, които са в някои случаи кораво свързани към устоите и се осъществява рамково действие и съответните мостове може да се причислят към интегралните типове конструкции. Основното предназначение на надлъжните греди е да поемат надлъжните усилия, а напречните усилия се поемат от стоманобетонната плоча и

напречните греди. При тази система се срещат варианти за изпълнение на готови комбинирани стомано-стоманобетонни греди на обектовата площадка, чиято стоманобетонна плоча служи, като предполоча или е директна плоча без настилка, върху която директно служи и като пътна настилка [10], [11]. В тази система в последствие се изпълнява затежаващ бетон на дъното на кутията.



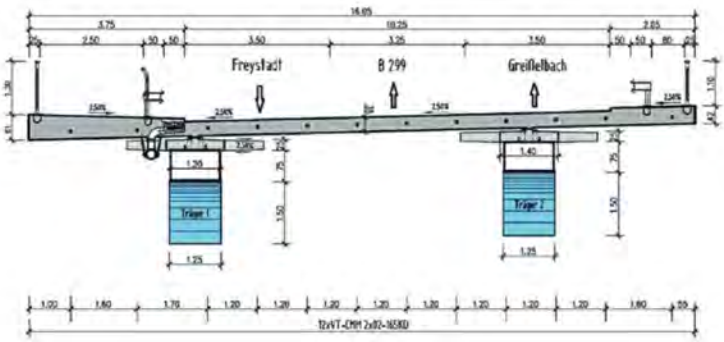

а)



б)

**фиг. 7.**. Типов напречен разрез на мост система LT – 71 [10], надлъжни греди за мост система Бйогел.

Друг тип сегментни конструкции са връхните конструкции на мостовете разработени от фирмената група Макс Бйогел[12-14]. Системата е разработена за малко-отворни връхни конструкции и средно отворни връхни конструкции. При тази система първоначално се монтира комбинираната главна греда, която има малък стоманобетонен пояс, като при монтажът се осъществява твърда връзка с лагерите и се получава рамково действие. По този начин не е необходима употребата на строителни скелета. Върху гредите се монтират панели, които са линейно подпрени върху надлъжните греди. В надлъжна посока се напрягат съответните елементи, като фуги между тях са сухи. Точноста на елементите се постига чрез обработката на CNC фрези. При тази система в надлъжно направление огъването се поема от комбинираните греди.



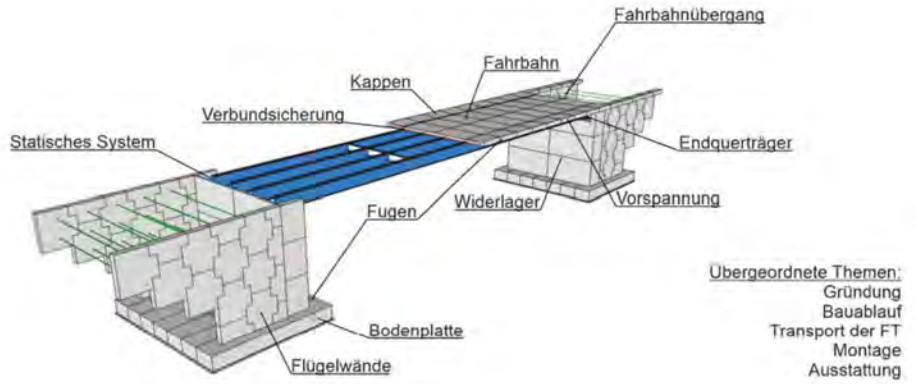

**фиг. 8.** Напречно сечение на типов мост Бйогел [12]

Друга особеност на тази система е, че не се полага върху стоманобетонната пътна плоча допълнителна асфалтова настилка, а директно се използва стоманобетонната плоча, като такава. Това е постигнато след направени промени в съответните нормативни документи и правилници в Германия за сглобяемите мостови конструкции за използването на такива пътни системи, за съжаление в България все още няма такъв

нормативен документ, който да дава яснота какви конструктивни системи е възможно да се използват при изграждането на мостове [2].

**3.2. Сегментни модулни системи от стоманобетон**

Налице са вече и сегментни модулни системи, които се изпълняват от обикновен стоманобетон, който в зависимост от необходимостта на преодоляваният отвор може да бъде и предварително напрегнат. Някои от тези системи са изцяло сглобяеми даже и елементите от долното строене. Такъв пример е мостовата система Expressbrücke Echterhof [15,16]. Конструктивната система е рамкова стоманобетонна и се изпълнява от фирма Гебр, Ехтерхоф . При тази конструктивна система долното строене на мостовата конструкция се изпълнява от готови стоманобетонни елементи, които в последствие се запълват с бетон, за вертикалните елементи, като в фундаментната плоча предварително са заложени чакащи армировъчни пръти. За горното строене на мостовата конструкция са използвани готови стоманобетонни елементи (Pi-плочи) [15,16]. Друга подобна система с голяма степен на използване на готови стоманобетонни елементи от горното и долното строене е системата N, Brücke nesseler [15,17] . Тази система може да преодолява отвори с дължина до 45m. без междинен стълб и на ширина може да достига до 6 пътни ленти. В системата има разработени варианти от сглобяеми елементи за горното строене така и за долното строене за дълбоко и плитко заложени фундаменти. Използването на монолитен бетон е сведено до минимум само при поставянето на горното строене върху долното за осъществяване на съвместното им действие тъй като системата е за интегрални мостове.[15,17].

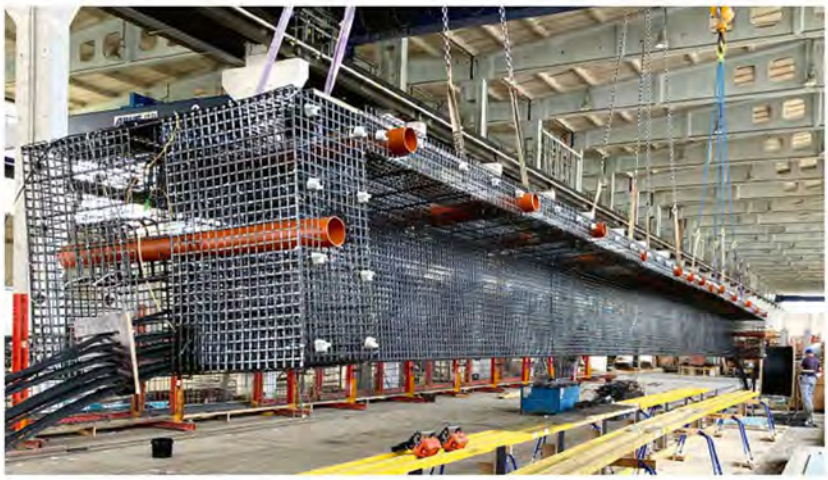



**фиг. 9.** Елементи на един модулен мост лум Указания за проектиране [17]

На фиг. 9. е показана типове схема на съставните части на мост с модулна сегментна конструкция от разработването на указания за проектиране на модулни системи от Center Building and Infrastructure Engineering GmbH. Основната необходимост от такива указания е да се спести време в съгласуване и одобряване на разработените проектни решения, както и да се дава яснота в тях за избора на конструктивна система спрямо отвора височината на конструкцията и габаритът на пътното платно, както и да са дадени типови указания за решаването на някои конструктивни проблеми като видове гуги между отделните елементи, тъй като в съвременната нормативна база в Германия за такъв тип конструкции липсва информация или е морално остаряла [15]. Това от една страна подсказва необходимостта от нормативи за изграждане на конструкциите на мостовете и в България поради липсата на такъв и описаните проблеми в [2].

4. **Приложение на иновативни материали – карбонбетон**

С развитието на материалите и технологиите се разработват и сегментни връхни конструкции от изцяло нови материали като карбон [6]. В [6] са посочени връхни конструкции изпълнявани от отделни елементи изпълнени от карбонбетон фиг.10., изпълнени в пилотен проект Пилотен проект PAMB Freiberg (Sachsen, като в този проект отделните елементи се съединяват един към друг с сухи фуги безфугово посредством предварително напрягане след монтажът на елементите. Преди доставянето на връхната конструкция на обектовата площадка се прави пробно сглобяване в завода.



**фиг. 10.** Скелет на въглеродна армировка на греди за модулни мостове [6]

**Изводи**

В амортизирането на голяма част от изградените съоръжения след средата на 20 век се заражда необходимостта от бързо преизграждане или подменяне на тези съоръжения в максимално кратки срокове, икономически целесъобразно и без да се нарушава нормалният трафик. Всички тези фактори водят до необходимостта от създаването на нови сегментни модулни конструкции за мостове от сглобяем стоманобетон или комбинирани сглобяеми стомано-стоманобетонни мостови конструкции. Развитието на всички тези различни типове конструкции и приложението на карбонбетона в мостовото строителство при изграждането на напълно безфугови връхни конструкции показват актуалността и необходимостта от регламентирането и целенасоченото развитие на сглобяемите мостови конструкции, като се съблюдава и развитието на нормативната база така, че приложението на разработените типове конструкции да бъде максимално унифицирано и облекчено, като времетраене.

.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Топуров К., Стоманобетонни пътни и железопътни мостове. Том 1. АВС Техника София 2012г. ISBN 978-954-8873-93-2
[2] Николов П. Насоки към съдържанието на наредба за проектиране на мостове в България. Годишник на УАСГ 2019г.

[3] Eibl J., Der Segmentbrückenbau – ein vorteilhafte Bauweise: Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000) , s.632-637
[4] Felder, E., R. Näse, W. Verch,, Straßenbrücken. In: Froschungsgesellschaft fur Strassen- und Verkehrswesen (Hrsg.). Das Strassenwesen der DDR 1949-1989. Archiv für die Geschichte des Strassen- und Verkehrswesens, Heft 17, Bonn: Birschbaum – Verlag, 2002, s. 119-211
[5] VEB Typenprojektierung Berlin (HRSG): Katalog:177-62: Zusammensetzbare Spannbeton – Hohlkastenträger. 1969
[6] Flederer H., Th. Bösche, D. Schaarschmidt, Fr. Jesse: Modular, Leicht, schnell und wiederverwendbar – Ansätze zur Weiterentwicklung der Fertigteilbauweise im Brückenbau. Tagungsband 34. Dresdner Brückensymposium. Technische Universität Dresden, März 2025.
[7] Kollegerm,J., B. Kromoser, B. Eichwalder, Erfahrungsbericht aus Oesterreich über die Anwendung von neuen Verfahren im Brückenbau. Tagungsband 29. Dresdner Brückensymposium. Institut für Massivbau Freunde des Bauingenieurwesens TUDIAS GmbH. März 2019.
[8] Geisler K., Gr. Gebert, Stahlverbund – Grossbrücken mit obenliegenden Fahrbahn als Querschnitten mit Teilfertigteilen und Schrägsteben bzw. Konsolen. Tagungsband 29. Dresdner Brückensymposium. Institut fuer Massivbau Freunde des Bauingenieurwesens TUDIAS GmbH. März 2019.
[9] Jesse Fr., A. Apitz, M. Schlaich, Dauerhafte und wirtschaftliche Straßenbrücken mit Halbfertigteilen aus vorgespannten Carbonbeton. Tagungsband 29. Dresdner Brückensymposium. Institut für Massivbau Freunde des Bauingenieurwesens TUDIAS GmbH. März 2019.
[10] Kollegger J, Fr. Untermarzoner, Entwurf, Planung und Konstruktion von LT-Brücken. Tagungsband 34. Dresdner Brückensymposium. Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtung von Brücken. 19. und 20. März 2025. Technische Universität Dresden. Institut für Massivbau. Freunde des Bauingenierwesens TUDIAS GmbH s..157-168
[11] Kolleggr J., Fr. Untermarzoner, M. Rath, LT – Brücke: Brückenbau mit dünwandigen Fertigteilträgern und Fahrbahnplattenelementen. Tagungsband 32. Dresdner Brückensymposium. Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtung von Brücken. 30./31. Mai 2023. Technische Universität Dresden. Institut für Massivbau. Freunde des Bauingenierwesens TUDIAS GmbH. s. 109-116.
[12] Seidl G., M. Hirl, M. Breu, M. Mensinger, M. Stambuk, M.: Segmentbrücke Greißelbach als Stahlverbundbrücke ohne Abdichtung und Asphalt. Stahlbau 85 ( 2016) 2, S. 126 – 136 – DOI: 10.1002 / stab. 201610357.
[13] Flederer H., Th. Bösche, D. Schaarschmidt, Fr. Jesse, Modular, Leicht, schnell und wiederverwendbar – Ansätze zur Weiterentwicklung der Fertigteilbauweise im Brückenbau. 34. Dresdner Brückensymposium. Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtung von Brücken. 19. und 20. März 2025. Technische Universität Dresden. Institut für Massivbau. s.139-s.154
[14] Huetting L., B. Gericks, Einsatz modularer Brücken zum Wiederaufbau der Infrastruktur nach dem Jahrhunderthochwasser im Juli 2021. Tagungsband 32. Dresdner Brückensymposium. Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtung von Brücken. 30./31. Mai 2023. Technische Universität Dresden. Institut für Massivbau. Freunde des Bauingenierwesens. s.133-s.146
[15] Hegger J., Camps B.,. Planungshilfe zur Umsetzung modularer Brückenbausystemen in Deutschland. Tagungsband 33. Dresdner Brückensymposium. Technische Universität Dresden. März 2024

[16] Reddenmann T., Schnellbausystem "Expressbrücke" – Systematische Entwicklung von Brückenschnellsystem als Antwort aud den Sanierungsbau der Verkehrsinfrastruktur und die damit verbundenen Probleme. Beton und Stahlbetonbau 116 (2021). Sondeheft Schneller bauen S.2; s. 48-59 – DOI 10.1002/best. 202100072

[17] Knorreck C., Bobach S., Hegger J., Untersuchungen zum Tragverhalten neuartiger modularer Baukastenbrücken aus Betonfertigteilen. In Krieger, J.; Isecke, B. (Hrsg.): Tagungsband zum 4. Brückenkolloquium – Fachtagung für Beurteilung, Plannung, Bau, Instandhaltung und Betrieb von Brücken.08./09.09.2020 an der Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, 2020. s. 107-118

[18] Jesse Fr., A. Apitz A. M. Schlaich, Dauerhafte und wirtschaftliche Strassenbrücken mit Halbfertigteilen aus vorgespannten Carbonbeton. Tagungsband 29. Dresdner Brückensymposium. Institut für Massivbau Freunde des Bauingenieurwesens TUDIAS GmbH. Maerz 2019.

# ПРОВЕРКА – УТОЧНЕНИЕ ПРИ СЕИЗМИЧНИ АНАЛИЗИ НА СТОМАНОБЕТОННИ ЦИЛИНДРИЧНИ РЕЗЕРВОАРИ ЗА ВОДА. ЧАСТ ПЪРВА – ЕДИНИЧЕН РЕЗЕРВОАР (САМОСТОЯТЕЛЕН)

**Станислав Цветков[1], Минко Симеонов[2]**

*Висше строително училище „Любен Каравелов“ - София*

# VERIFICATION - CHECK IN SEISMIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE CYLINDRICAL WATER TANKS. PART ONE – SINGLE TANK (STAND-ON)

**Stanislav Tsvetkov, Minko Simeonov[2]**

*University of structural engineering and architecture (VSU) "Lyuben Karavelov" - Sofia*

***Abstract**: The report presents several inspections of hydrotechnical water facilities, paying attention to different types of analyzes that are obtained on the internal forces in the seismic impact shells of individual facilities in three states: above ground, semi-buried and buried. Some basic steps necessary for the solutions and reinforcement of the vessels are clarified. Computational models are implemented in the environment of specialized engineering software Tower 8, based on work on the Finite Element Method. Comparisons between the obtained internal forces values (numerical and graphical), reinforcement ideas and conclusions are shown.*

***Key words**: self contained water tank, Eurocode 8 – 4, seismic analysis, Tower 8, internal forces*

## 1. Въведение

Изследват се стоманобетонни водни цилиндрични резервоари:

- изцяло вкопани;
- полувкопани – *1/2 вкопани*;
- наземни

с кръгло напречно сечение.

Наблюдават се стойностите на пръстенните („пръстеновидни“) усилия в стените на съоръженията.

[1] Станислав Цветков, доц. д-р инж., катедра „Строителни конструкции“, Строителен факултет, гр. София, ул. Суходолска 175, e-mail: st.cvetkov@vsu.bg ; Stanislav Tsvetkov, Associate Professor Eng., PhD, Department of Building Structures, Faculty of Construction, Address: Bulgaria, Sofia 175 Suhodolska str., E-mail: st.cvetkov@vsu.bg

[2] Минко Симеонов, Магистър - инженер по „Строителство на сгради и съоръжения – Строителни конструкции“, Minko Simeonov, Master - engineer of Construction of Buildings and facilities – Building structures

## 2. Основни данни за съоръженията

Монолитните конструкции са проектирани с: бетон с клас по якост на натиск C25/30 по БДС EN 206:2013+A1:2016/NA:2017 и армировъчна стомана с клас B500B по БДС 9252:2007.

Дебелината на цилиндричната стена е 18 cm. Височината на стените $H_{wall}$=4,8 m, а радиусът (до оста – среда стена) на стената $R_{wall}$= 7,75 m. Отношението на светлите размери: височина водно ниво/светъл радиус на водата – $H_w/R_w$=4,8/7,66=0,63.

Съдовете са анализирани при опорно условие – реализирано на долен ръб стена (≡ горен ръб фундамент): еластична основа (*линейна опора*, „съвкупност K,R2“ – *прогр. ез.*), на база Винклерови константи на почвата за статични и сеизмични въздействия, както следва: $\begin{vmatrix} k_W^{\text{static loads}} = 25000\,\text{ед.} \\ k_W^{\text{seismic loads}} = 75000\,\text{ед.} \end{vmatrix}$.

За всички резервоари е приета кота максимално стационарно водно ниво – съвпадаща с горен ръб стена (с цел получаване максимални стойности на разрезните усилия). *Тази предпоставка е валидна при съоръжения с/без покрив, които се намират в територия – далеч от потенциално опасни обекти (като: електропроводи, строителни конструкции, инфраструктура и др.), заливането на които е сериозен проблем.*

Въведените въздействия, съгласно [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7], са както следва:

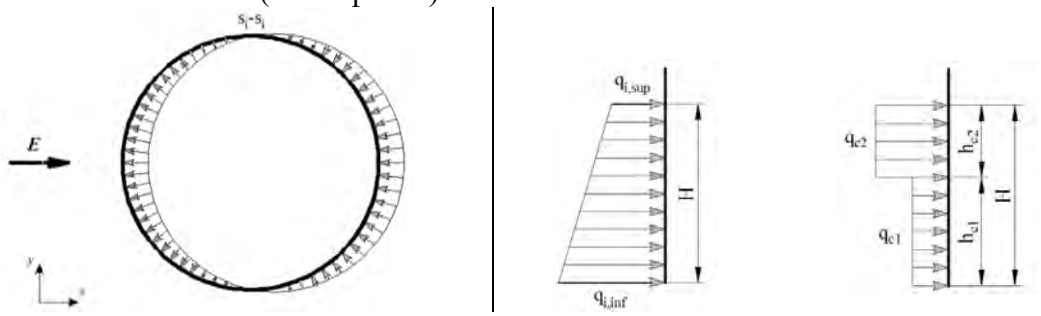
- ✓ собствено тегло конструкция – отчита се автоматично от програмния продукт на база: материал (чрез обемно тегло) и геометрия на конструктивния елемент.
- ✓ постоянни въздействия – представени от замазки и изолации, с интензитет - $G_{k,fin} = 1,46\,\text{kN/m}^2$ (вертикален – гравитационен)
- ✓ хидростатичен натиск – площно налягане, по триъгълников закон (действа отвътре – навън към стените), с нулева стойност в горен ръб стена и максимална стойност при долен ръб стена:

$$\begin{vmatrix} p_{HS}^{top} = 0 \\ p_{HS}^{down} = \left(\gamma_w = 10\,\text{kN/m}^3\right).H_{wall} = 10.4,8 = 48\,\text{kN/m}^2 \end{vmatrix}$$

Прието е резервоарите да са пълни догоре!

- ✓ хидродинамични (ХД) налягания (съгласно ЕС 8-4):

Стените са натоварени по отделно с площни налягания от импулсивна и конвективна компоненти (съгл. фиг. 1):




а). Налягания в напречно сечение

б). Еквивалентни импулсивни и конвективни въздействия за стената

**Фигура 1.** Хидродинамични товари – „трансформирани“ от масите $m_i$ и $m_c$

Импулсивни въздействия:

$$\left|\begin{array}{l} q_{i,sup}=1{,}15\,kN/m^2 \\ q_{i,inf}=4{,}5\,kN/m^2 \end{array}\right.$$

Конвективни въздействия:

$$\left|\begin{array}{l} \xrightarrow{h_{c2}=2{,}11m} q_{c2}=2{,}11\,kN/m^2 \\ \xrightarrow{h_{c1}=2{,}69m} q_{c1}=1{,}66\,kN/m^2 \end{array}\right.$$

✓ земен натиск (ЗН):

Стените са натоварени по отделно със земен натиск в покой - П (за неотместваеми съоръжения), разпределен по триъгълников закон (действа отвън-навътре, от насипа към съоръжението):

$$\left|\begin{array}{l} q_{EP}^{top}=0 \\ q_{EP}^{down}=\gamma_e.H_e.(1-\sin\varphi) \leftarrow \left|\begin{array}{l} \gamma_e=18\,kN/m^3 \\ \xrightarrow{вкопан} H_e=4{,}8\,m \\ \xrightarrow{полувкопан} H_e=2{,}4\,m \\ \varphi=25° \end{array}\right. \Rightarrow \left|\begin{array}{l} \xrightarrow{вкопан} q_{EP}^{down}=50{,}11\,kN/m^2 \\ \xrightarrow{полувкопан} q_{EP}^{down}=25{,}26\,kN/m^2 \end{array}\right. \end{array}\right.$$

и динамичен земен натиск - Д (при сеизмично въздействие), представен като равномерно разпределен товар (действа отвън-навътре, от насипа към съоръжението) и се прилага на 1/2 височина от мощността на насипа:

$$E_d=0{,}5.\gamma_e.(1+k_v).K_{AE}.H_e \leftarrow \left|\begin{array}{l} \gamma_e=18\,kN/m^3 \\ k_v=0{,}5.k_h=0{,}5.\left[\left(\alpha=\frac{a_{gR}}{g}\right).\frac{S}{r}\right]=0{,}14 \leftarrow \left|\begin{array}{l} \frac{a_{gR}}{g}=0{,}23 \\ \frac{S}{r}=\frac{1{,}2}{1}=1{,}2 \end{array}\right. \\ K_{AE}\approx 1 \\ \left|\begin{array}{l} \xrightarrow{вкопан} H_e=4{,}8\,m \\ \xrightarrow{полувкопан} H_e=2{,}4\,m \end{array}\right. \end{array}\right.$$

$$\Rightarrow \left|\begin{array}{l} \xrightarrow{вкопан} E_d=49{,}25\,kN/m' \\ \xrightarrow{полувкопан} E_d=24{,}62\,kN/m' \end{array}\right.$$

## 3. Анализ на конструкциите

Използваният програмен продукт за анализите е Tower 8, базиран на работа по Метода на крайните елементи.

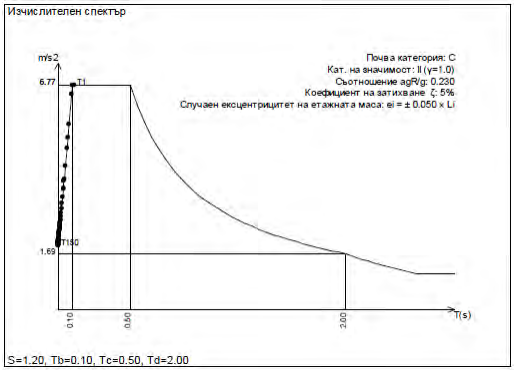
Размерът на крайните елементи е 20/20 cm/cm (*максимално*).

Извършени са последователно:

- Модален анализ, при който в дадени модели са „включени“ (отчетени) с коефициент 1 (100 %): собствено тегло конструкция + постоянни въздействия + ХД – налягания. Пренебрегнати са трептенията по ос “z”. Отчетен е голям брой форми на собствени трептения (при някои изчислителни модели – до 150).
- Сеизмичен линеен спектрален анализ, при който на база приети:

- ✓ референтно ускорение $a_{gR}$=0,23.g;
- ✓ почва Тип С (съгласно БДС EN 1998-1);
- ✓ коефициенти на: значимост на съоръжението $\gamma_I$=1 и на поведение q=1,

е построена спектралната крива (фиг. 2).




**Фигура 2.** Проектен спектър на реагиране за хоризонтална компонента на сеизмичното въздействие

Изследваните обекти са в област, извън Североизточна България, затова влиянието на Вранча, представено чрез проектен Спектър Вид 3 не се отчита, работи се само със Спектър Вид 1.

## 4. Комбинации - състояния и схеми на натоварване

### 4.1. Водонапълване

По-нагоре бе подчертано, че един резервоар, се приема да е пълен догоре, (валидно при комбинация - „пълен резервоар“). Комбинация „празен резервоар“ не е меродавна.

| ЕДИНИЧЕН (САМОСТОЯТЕЛЕН) РЕЗЕРВОАР - ЕДНОКЛЕТЪЧЕН | |
|---|---|
| пълен резервоар |  |

### 4.2. Земен натиск

Земният натиск е въведен, в зависимост от изследвания модел и посоката на сеизмичното въздействие, като са направени и съчетания/комбинации на земния натиск в покой с динамичния земен натиск, но са въведени (и съответно разгледани, възникналите от тях усилия) и по отделно.

| | *земен натиск* |
|---|---|
| вкопан резервоар (изцяло) | съоръженията са изцяло вкопани |
| полувкопан резервоар (1/2 вкопан) | съоръженията са изцяло полувкопани |
| наземен резервоар | не се въвежда |

### 4.3. Сеизмично въздействие

Сеизмичното въздействие е „посочно“ натоварване, подадено като сигнал в опорите. За текущите изчислителни модели на едноклетъчни резервоари, изследването е в посока “x”.

Въздействието е комбинирано с описаните по т. 4.1. и т. 4.2. въздействия.

**„Изчислителни“ комбинации -** комбинациите, които са програмирани са ULS и ALS (табл. 1), при спазване на *логични* взаимовръзки между приложените въздействия, както и отчитането на земетръса. Проверено е състояние „празен, засипан резервоар“ при някои комбинаторики.

**Таблица 1.** Частни коефициенти за сигурност по въздействие

| *Въздействие* | *Комбинация* | |
|---|---|---|
| | **ULS** | **ALS** |
| собствено тегло конструкции | 1,35 | 1 |
| постоянни въздействия | 1,35 | 1 |
| хидростатичен натиск | 1,2 | 1 |
| хидродинамично налягане - импулсивно | - | 1 |
| хидродинамично налягане - конвективно | - | 1 |
| земен натиск в покой | 1,35 | (1) |
| динамичен земен натиск | - | 1 |
| сеизмично въздействие – SRSS (за посоки "x" и "y") | - | 1 отчита се |

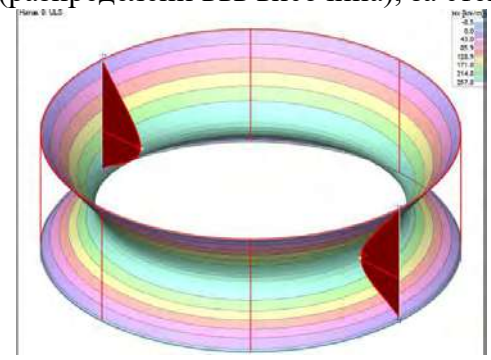
## 5. Резултати

По-надолу са представени резултатите в „плочите" (*прогр. ез.*) – стените, с диаграми от изолинии на усилията $N_x$ – картина: „изометрия" (*прогр. ез.*).

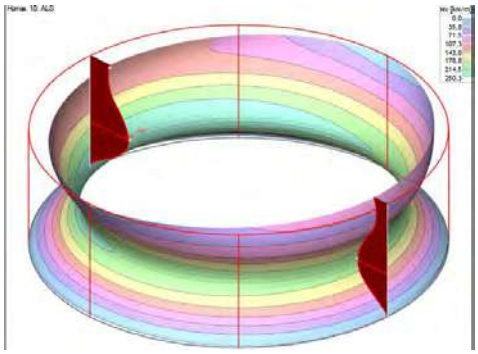
Максималните стойности на усилията са локализирани около средата на височината на стената, което е очаквано.

### 5.1. Наземен резервоар

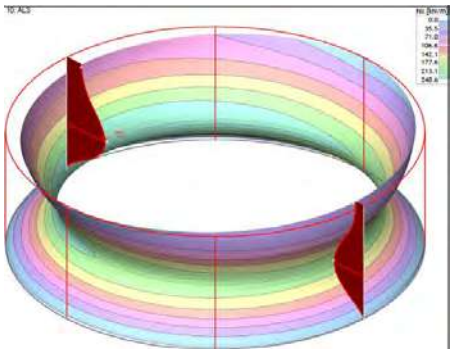
На фиг. 3 и фиг. 4, са показани диаграмите на изолиниите на опънните усилия в пръстенно направление (разпределени във височина), за стените на резервоарите.



**Фигура 3.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ULS



а). включване в Модален анализ на собственото тегло конструкция + постоянните въздействия

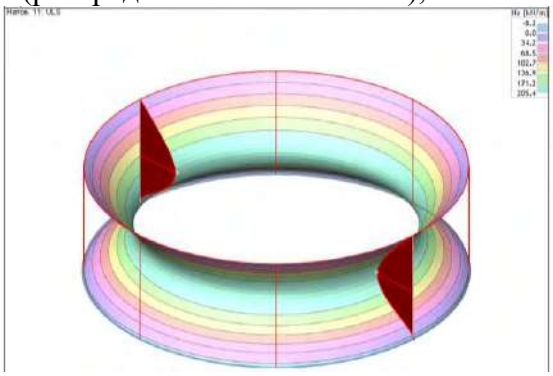


б). включване в Модален анализ на собственото тегло конструкция + ХД - налягане

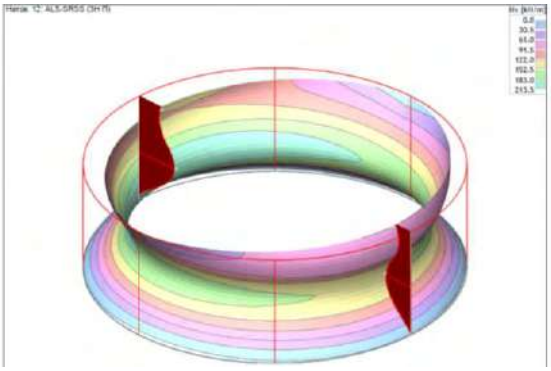
**Фигура 4.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS

**5.2. Полувкопан резервоар**

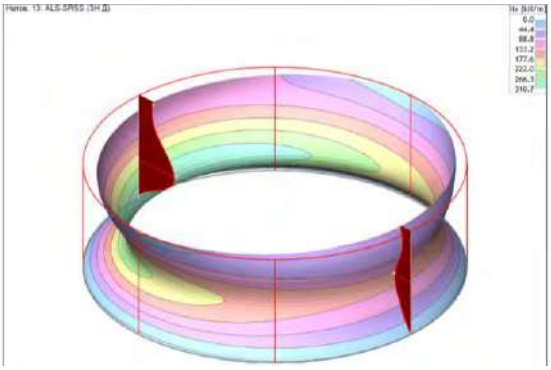
На фиг. 5 и фиг. 6, са показани диаграмите на изолиниите на опънните усилия в пръстенно направление (разпределени във височина), за стените на резервоарите.



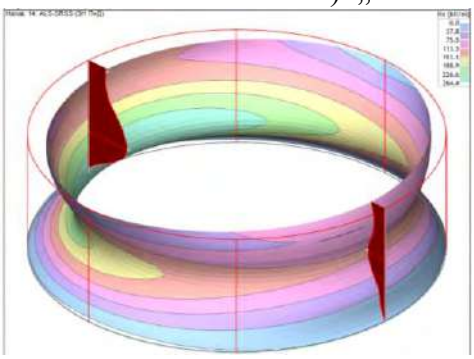
**Фигура 5.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ULS



а). „Земен натиск – в покой“



б). „Земен натиск – динамичен“

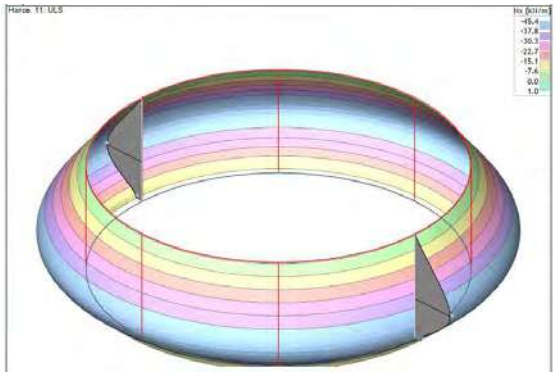


в). „Земен натиск – в покой + динамичен“

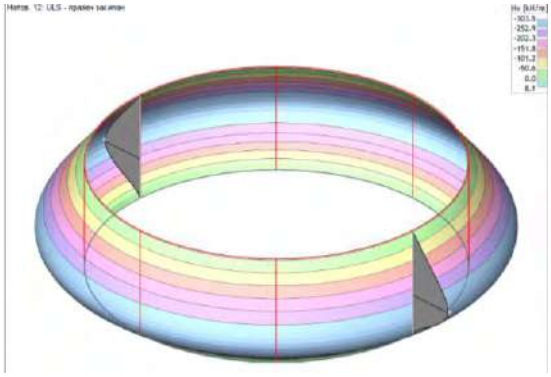
**Фигура 6.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS – включване в Модален анализ на собственото тегло конструкция + постоянните въздействия, при съответното товарно състояние

**5.3. Вкопан резервоар**

На фиг. 7 и фиг. 8, са показани диаграмите на изолиниите на опънните усилия в пръстенно направление (разпределени във височина), за стените на резервоарите.

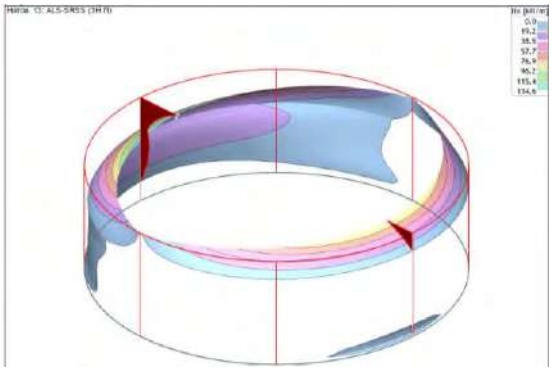


а). „пълен, засипан“

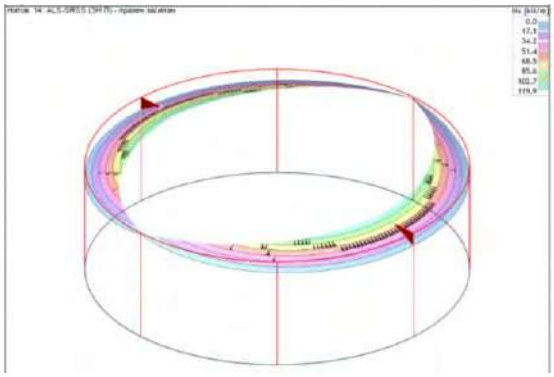


б). „празен, засипан“

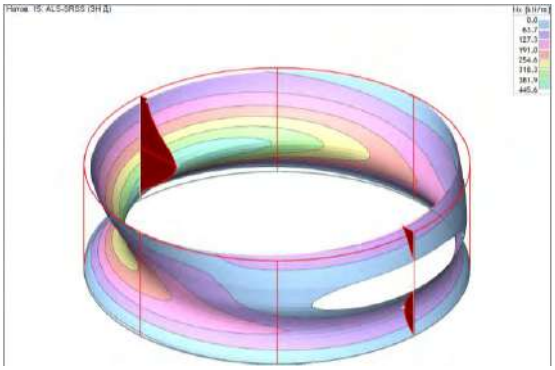
**Фигура 7.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ULS



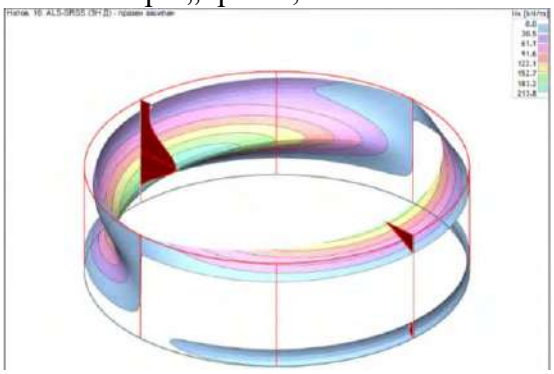
а). „Земен натиск в покой“



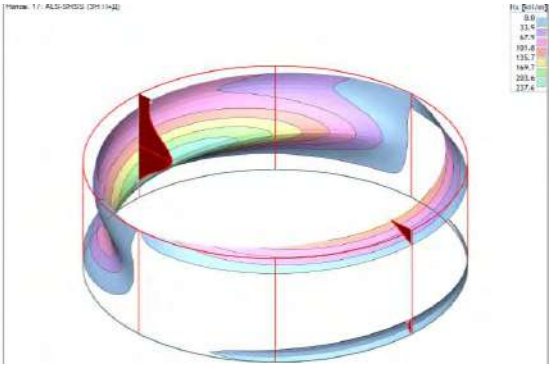
б). „Земен натиск в покой“, при „празен, засипан“



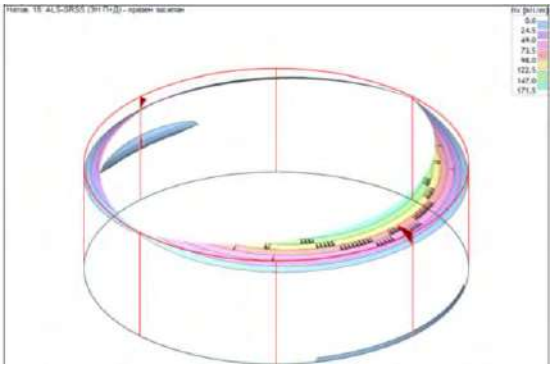
в). „Земен натиск – динамичен“



г). „Земен натиск – динамичен“, при „празен, засипан“



д). „Земен натиск –
в покой + динамичен“



е). „Земен натиск –
в покой + динамичен“,
при „празен, засипан“

**Фигура 8.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS – включване в Модален анализ на собственото тегло конструкция + постоянните въздействия, при съответното товарно състояние

**Изводи**

*Авторите на доклада, препоръчват двете му части да се разглеждат от читателите едновременно.*

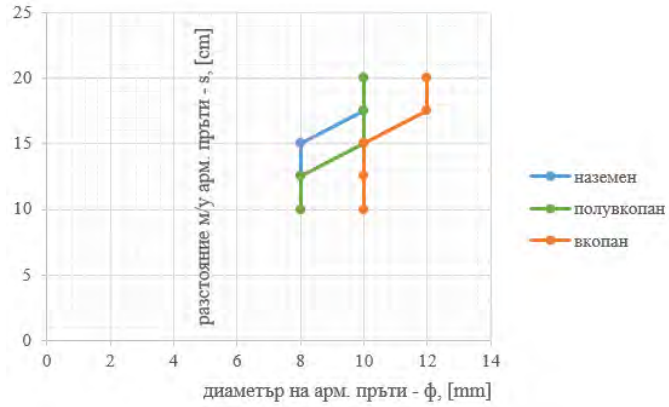
В табл. 2, са систематизирани резултатите за стойностите на пръстенните усилия в стените на съдовете, като за тях са показани приетите армировки, при анализ на „чист“ опън, както и графично получените резултати (фиг. 9).

**Таблица 2.** Меродавна комбинация, стойност на усилието за анализ на пръстеновидните армировки и получени резултати, в зависимост от вида съоръжение

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **наземни** | 257,8 | ULS | 5,93 | 2x5N10/m’ (/20; /17,5) *или* 2x5N8/m’ (/15; /12,5; /10) |
| **полувкопани** | 310,7 | ALS - ЗН_Д | 7,14 | 2x5N10/m’ (/20; /17,5; /15) *или* 2x5N8/m’ (/12,5; /10) |
| **вкопани** | 445,6 | ALS - ЗН_Д | 10,24 | 2x5N12/m’ (/20, /17,5) *или* 2x5N10/m’ (/15; /12,5; /10) |
| *вид съоръжение* | *пръстенно усилие* $N_x$, $[kN/m']$ | *меродавна комбинация* | *площ,* $A_{sl}^{tot.}, \left[cm^2/(l=1m')\right]$ | *приети арм. пръти (с разст. м/у тях – [cm])* |
| | | | ***пръстеновидна армировка*** | |

От посоченото в табл. 2, се вижда че:

1. Комбинация ULS е меродавна (показва максимални стойности на усилията), само за наземен резервоар, а в останалите случаи комбинация ALS е меродавна – при отчитане на динамичния земен натиск.
2. Минимална стойност на усилието, се получава при наземен резервоар (комбинация ULS), а максимална – при вкопан резервоар (комбинация ALS - ЗН_Д).




**Фигура 9.** Графика на приетите армировки (съгл. табл. 2)

От фиг. 9, може да се заключи, че *„пресичането“ („наслагването“) на графиките, означава, че дадените видове съоръжения поемат еднакви разрезни усилия*.

**ЛИТЕРАТУРА**

*Забележка: Предвид идентичните: входни данни и концепции за проектиране (в двете части на доклада – част „Първа“ и част „Втора“), литературните източници, са представени в част „Втора“.*

# ПРОВЕРКА – УТОЧНЕНИЕ ПРИ СЕИЗМИЧНИ АНАЛИЗИ НА СТОМАНОБЕТОННИ ЦИЛИНДРИЧНИ РЕЗЕРВОАРИ ЗА ВОДА. ЧАСТ ВТОРА – КЛЕТЪЧЕН РЕЗЕРВОАР (ТИП „БАТЕРИЯ“)

**Станислав Цветков[1], Минко Симеонов[2]**

*Висше строително училище „Любен Каравелов“ - София*

# VERIFICATION - SPECIFICATION IN SEISMIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE CYLINDRICAL WATER TANKS. PART TWO – CELL TANK (BATTERY TYPE)

**Stanislav Tsvetkov, Minko Simeonov[2]**

*University of structural engineering and architecture (VSU) "Lyuben Karavelov" - Sofia*

***Abstract**: The report presents several inspections of hydrotechnical water facilities, paying attention to different types of analyzes that are obtained on the internal forces in the seismic impact shells of cellular facility (two and four - partial) in three states: above ground, semi-buried and buried. Some basic steps necessary for the solutions and reinforcement of the vessels are clarified. Computational models are implemented in the environment of specialized engineering software Tower 8, based on work on the Finite Element Method. Comparisons between the obtained internal forces values (numerical and graphical), reinforcement ideas and conclusions are shown.*

***Key words**: cellular water tank, Eurocode 8 – 4, seismic analysis, Tower 8, internal forces*

## 1. Въведение

Изследват се стоманобетонни водни цилиндрични резервоари:

- изцяло вкопани;
- полувкопани – *1/2 вкопани*;
- наземни

с кръгло напречно сечение.

Наблюдават се стойностите на пръстенните („пръстеновидни“) усилия в стените на съоръженията.

[1] Станислав Цветков, доц. д-р инж., катедра „Строителни конструкции“, Строителен факултет, гр. София, ул. Суходолска 175, e-mail: st.cvetkov@vsu.bg ; Stanislav Tsvetkov, Associate Professor Eng., PhD, Department of Building Structures, Faculty of Construction, Address: Bulgaria, Sofia 175 Suhodolska str., E-mail: st.cvetkov@vsu.bg

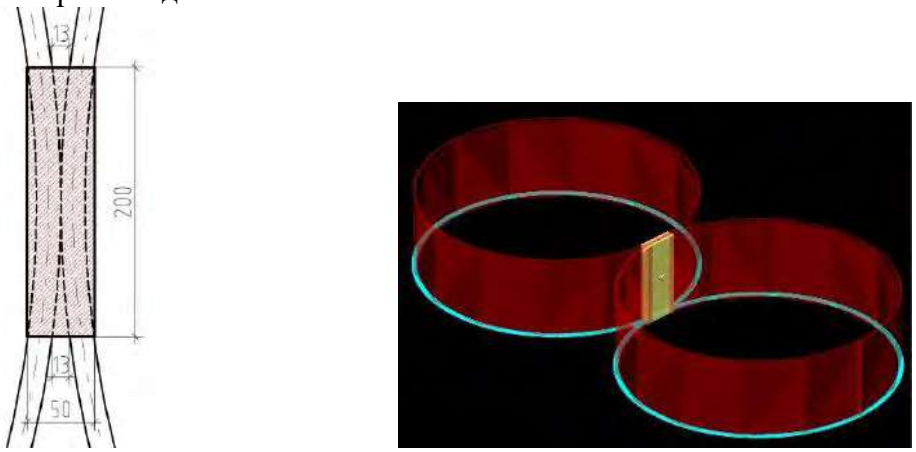
[2] Минко Симеонов, Магистър - инженер по „Строителство на сгради и съоръжения – Строителни конструкции“, Minko Simeonov, Master - engineer of Construction of Buildings and facilities – Building structures

## 2. ОСНОВНИ ДАННИ ЗА СЪОРЪЖЕНИЯТА

Монолитните конструкции са проектирани с: бетон с клас по якост на натиск C25/30 по БДС EN 206:2013+A1:2016/NA:2017 и армировъчна стомана с клас B500B по БДС 9252:2007.

Дебелината на цилиндричната стена е 18 cm. Височината на стените $H_{wall}$=4,8 m, а радиусът (до оста – среда стена) на стената $R_{wall}$= 7,75 m. Отношението на светлите размери: височина водно ниво/светъл радиус на водата – $H_w/R_w$=4,8/7,66=0,63.

Геометрията на свързващата стена (фиг. 1) между резервоарите, е приета: 50/200 [cm/cm] – широчина/дължина:




**Фигура 1.** Кофражна схема (в ляво) и изометрия в среда на изчислителен модел (в дясно), на свързващата стена (колона)

Съдовете са анализирани при опорно условие – реализирано на долен ръб стена (≡ горен ръб фундамент): еластична основа (*линейна опора*, „съвкупност K,R2“ – *прогр. ез.*), на база Винклерови константи на почвата за статични и сеизмични въздействия, както следва: $\begin{vmatrix} k_W^{static\ loads} = 25000\,\text{ед.} \\ k_W^{seismic\ loads} = 75000\,\text{ед.} \end{vmatrix}$.

За всички резервоари е приета кота максимално стационарно водно ниво – съвпадаща с горен ръб стена (с цел получаване максимални стойности на разрезните усилия). *Тази предпоставка е валидна при съоръжения с/без покрив, които се намират в територия – далеч от потенциално опасни обекти (като: електропроводи, строителни конструкции, инфраструктура и др.), заливането на които е сериозен проблем.*

Въведените въздействия, съгласно [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7], са както следва:

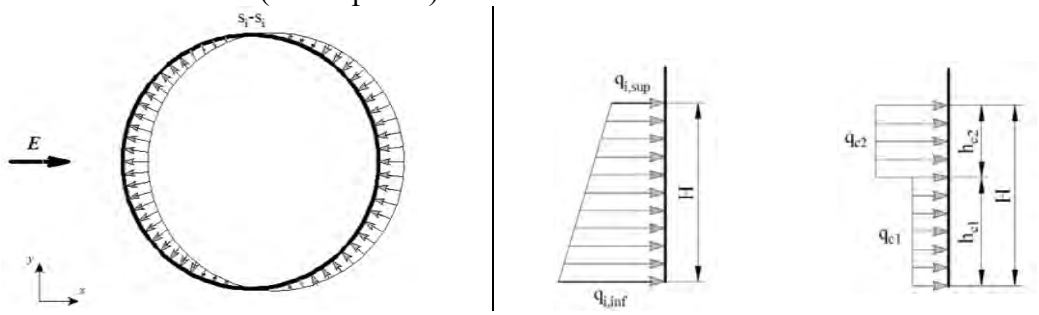
- ✓ собствено тегло конструкция – отчита се автоматично от програмния продукт на база: материал (чрез обемно тегло) и геометрия на конструктивния елемент.
- ✓ постоянни въздействия – представени от замазки и изолации, с интензитет - $G_{k,fin} = 1,46\,\text{kN/m}^2$ (вертикален – гравитационен)
- ✓ хидростатичен натиск – площно налягане, по триъгълников закон (действа отвътре – навън към стените), с нулева стойност в горен ръб стена и максимална стойност при долен ръб стена:

$$\begin{vmatrix} p_{HS}^{top} = 0 \\ p_{HS}^{down} = \left(\gamma_w = 10\,\text{kN/m}^3\right).H_{wall} = 10.4,8 = 48\,\text{kN/m}^2 \end{vmatrix}$$

Прието е резервоарите да са пълни догоре!

✓ хидродинамични (ХД) налягания (съгласно ЕС 8-4):

Стените са натоварени по отделно с площни налягания от импулсивна и конвективна компоненти (съгл. фиг. 2):




а). Налягания в напречно сечение

б). Еквивалентни импулсивни и конвективни въздействия за стената

**Фигура 2.** Хидродинамични товари – „трансформирани" от масите $m_i$ и $m_c$

Импулсивни въздействия:

$$\begin{vmatrix} q_{i,sup}=1,15\,kN/m^2 \\ q_{i,inf}=4,5\,kN/m^2 \end{vmatrix}$$

Конвективни въздействия:

$$\begin{vmatrix} \xrightarrow{h_{c2}=2,11m} q_{c2}=2,11\,kN/m^2 \\ \xrightarrow{h_{c1}=2,69m} q_{c1}=1,66\,kN/m^2 \end{vmatrix}$$

✓ земен натиск (ЗН):

Стените са натоварени по отделно със земен натиск в покой - П (за неотместваеми съоръжения), разпределен по триъгълников закон (действа отвън-навътре, от насипа към съоръжението):

$$\begin{vmatrix} q_{EP}^{top}=0 \\ q_{EP}^{down}=\gamma_e.H_e.(1-\sin\varphi) \leftarrow \begin{vmatrix} \gamma_e=18\,kN/m^3 \\ \xrightarrow{вкопан} H_e=4,8\,m \\ \xrightarrow{полувкопан} H_e=2,4\,m \\ \varphi=25° \end{vmatrix} \Rightarrow \begin{vmatrix} \xrightarrow{вкопан} & q_{EP}^{down}=50,11\,kN/m^2 \\ \xrightarrow{полувкопан} & q_{EP}^{down}=25,26\,kN/m^2 \end{vmatrix} \end{vmatrix}$$

и динамичен земен натиск - Д (при сеизмично въздействие), представен като равномерно разпределен товар (действа отвън-навътре, от насипа към съоръжението) и се прилага на 1/2 височина от мощността на насипа:

$$E_d=0,5.\gamma_e.(1+k_v).K_{AE}.H_e \leftarrow \begin{vmatrix} \gamma_e=18\,kN/m^3 \\ k_v=0,5.k_h=0,5.\left[\left(\alpha=\frac{a_{gR}}{g}\right).\frac{S}{r}\right]=0,14 \leftarrow \begin{vmatrix} \frac{a_{gR}}{g}=0,23 \\ \frac{S}{r}=\frac{1,2}{1}=1,2 \end{vmatrix} \\ K_{AE}\approx 1 \\ \begin{vmatrix} \xrightarrow{вкопан} H_e=4,8\,m \\ \xrightarrow{полувкопан} H_e=2,4\,m \end{vmatrix} \end{vmatrix}$$

$$\Rightarrow \begin{vmatrix} \xrightarrow{вкопан} & E_d=49,25\,kN/m' \\ \xrightarrow{полувкопан} & E_d=24,62\,kN/m' \end{vmatrix}$$

### 3. Анализ на конструкциите

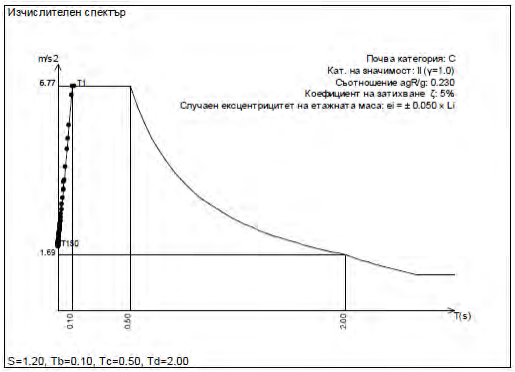
Използваният програмен продукт за анализите е Tower 8, базиран на работа по Метода на крайните елементи. Размерът на крайните елементи е 20/20 [cm/cm].

Извършени са последователно:

- Модален анализ, при който в някои модели са „включени“ (отчетени) с коефициент 1 (100 %): собствено тегло конструкция + постоянни въздействия + ХД – налягания. Пренебрегнати са трептенията по ос “z”. Отчетен е голям брой форми на собствени трептения (при някои изчислителни модели – до 150).
- Сеизмичен линеен спектрален анализ, при който на база приети:

✓ референтно ускорение $a_{gR}$=0,23.g;
✓ почва Тип С (съгласно БДС EN 1998-1);
✓ коефициенти на: значимост на съоръжението $\gamma_I$=1 и на поведение q=1,

е построена спектралната крива (фиг. 3).



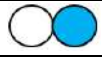

**Фигура 3.** Проектен спектър на реагиране за хоризонтална компонента на сеизмичното въздействие

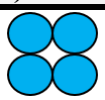
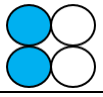
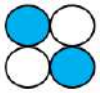
Изследваните обекти са в област, извън Североизточна България, затова влиянието на Вранча, представено чрез проектен Спектър Вид 3 не се отчита, работи се само със Спектър Вид 1.

### 4. Комбинации – състояния и схеми на натоварване

#### 4.1. Водонапълване

Ако в дадена комбинация има повече от една клетка (един резервоар), то някои клетки са изцяло празни, докато други – изцяло пълни, т.е. не са приемани и изследвани състояния (например: 1/4, 1/3, 1/2 и т.н.) на водонапълване на клетка.

| ❖ ДВУКЛЕТЪЧЕН РЕЗЕРВОАР (ТИП „БАТЕРИЯ“) | |
|---|---|
| ✓ пълни изцяло двете клетки |  |
| ✓ пълна само изцяло лява клетка (дясна клетка изцяло празна) |  |
| ✓ пълна само изцяло дясна клетка (лява клетка изцяло празна) |  |

| ❖ ЧЕТИРИКЛЕТЪЧЕН РЕЗЕРВОАР (ТИП „БАТЕРИЯ“) | |
|---|---|
| ✓ пълни изцяло четирите клетки |  |
| ✓ пълни изцяло три съседни клетки<br>(една клетка между тях – изцяло празна) |  |
| ✓ пълни изцяло две съседни клетки<br>(другите две съседни клетки до тях – изцяло празни) |  |
| ✓ пълни изцяло две срещуположни клетки<br>(останалите две също срещуположни клетки –<br>изцяло празни) |  |
| ✓ пълна само изцяло една клетка<br>(останалите три съседни клетки – изцяло празни) |  |

**4.2. Земен натиск**

Земният натиск е въведен, в зависимост от изследвания модел и посоката на сеизмичното въздействие, като са направени и съчетания/комбинации на земния натиск в покой с динамичния земен натиск, но са въведени (и съответно разгледани, възникналите от тях усилия) и по отделно.

| | *земен натиск* |
|---|---|
| вкопан резервоар (изцяло) | всички съоръжения от „батерията“<br>са изцяло вкопани |
| полувкопан резервоар (1/2 вкопан) | всички съоръжения от „батерията“<br>са изцяло полувкопани |
| наземен резервоар | не се въвежда |

**Забележка**: Не са реализирани изчислителни модели, при които дадена клетка е наземна и/или полувкопана, а други – полувкопани и/или вкопани, тъй като е необходимо допълнително и сложно „зониране“ на въздействията и техните влияния. Същото се отнася и за водата (степени на водонапълване), в комбинация със земния натиск. Това би затруднило значително процесите по анализ и тълкуване на резултатите.

**4.3. Сеизмично въздействие**

Сеизмичното въздействие е „посочно“ натоварване, подадено като сигнал в опорите, което е отчетено, както следва:

| | *Изследване в:* |
|---|---|
| двуклетъчен резервоар | посока “x” и посока “y” |
| четириклетъчен резервоар | посока “x” |

Въздействието е комбинирано с описаните по т. 4.1. и т. 4.2. въздействия.

**„Изчислителни“ комбинации –** комбинациите, които са програмирани са ULS и ALS (табл. 1), при спазване на *логични* взаимовръзки между приложените въздействия, както и отчитането на земетръса.

Проверени са състояния: „пълно-празно“ при клетъчните, както и „празен, засипан резервоар“ при някои комбинаторики.

**Таблица 1.** Частни коефициенти за сигурност по въздействие

| *Въздействие* | *Комбинация* | |
|---|---|---|
| | **ULS** | **ALS** |
| собствено тегло конструкции | 1,35 | 1 |
| постоянни въздействия | 1,35 | 1 |
| хидростатичен натиск | 1,2 | 1 |
| хидродинамично налягане - импулсивно | - | 1 |
| хидродинамично налягане - конвективно | - | 1 |
| земен натиск в покой | 1,35 | (1) |
| динамичен земен натиск | - | 1 |
| сеизмично въздействие – SRSS (за посоки "x" и "y") | - | 1 отчита се |

## 5. Резултати

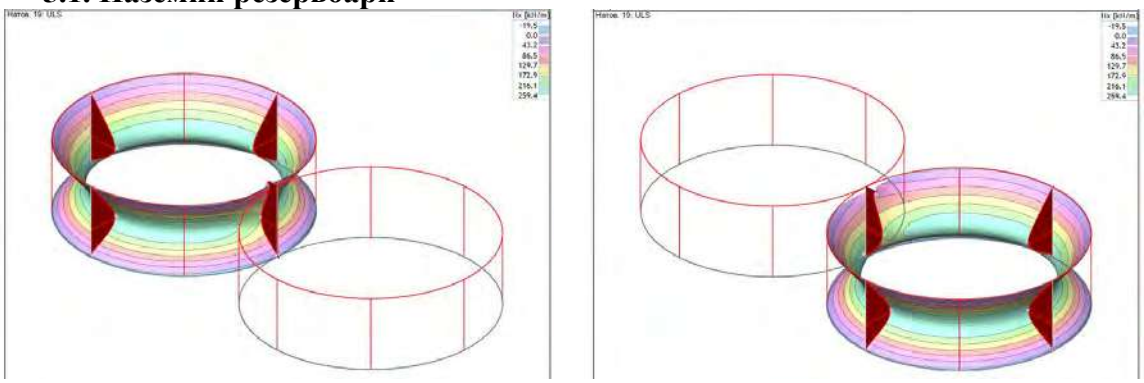
По-надолу са представени резултатите в „плочите" (*прогр. ез.*) – стените, с диаграми от изолинии на усилията $N_x$ – картина: „изометрия" (*прогр. ез.*).

Максималните стойности на усилията са локализирани *около* средата на височината на стената, което е очаквано.

### ❖ ДВУКЛЕТЪЧНИ РЕЗЕРВОАРИ

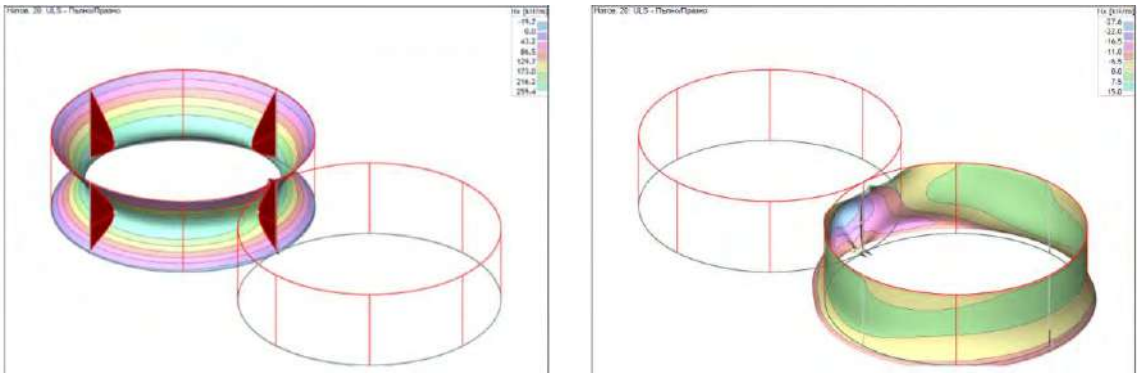
На фиг. 4 ÷ фиг. 21, са показани диаграмите на изолиниите на опънните усилия в пръстенно направление (разпределени във височина), за стените на резервоарите.

### 5.1. Наземни резервоари



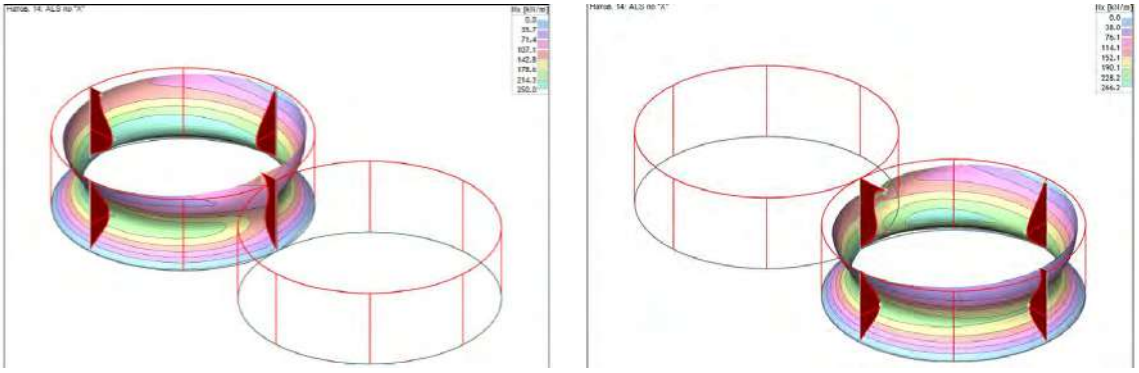
а). резултати за лява клетка б). резултати за дясна клетка

**Фигура 4.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ULS (при две пълни клетки)



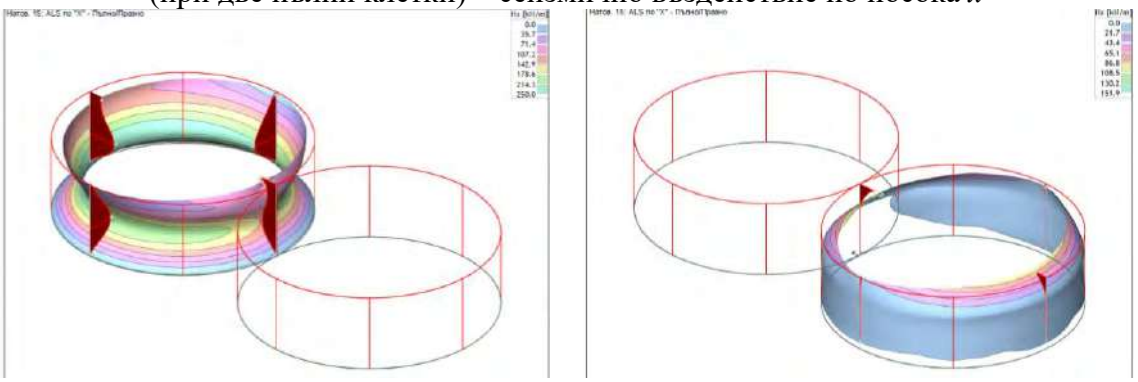
а). резултати за лява клетка б). резултати за дясна клетка

**Фигура 5.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ULS (състояние – „пълно/празно": пълна лява клетка и празна – дясна)



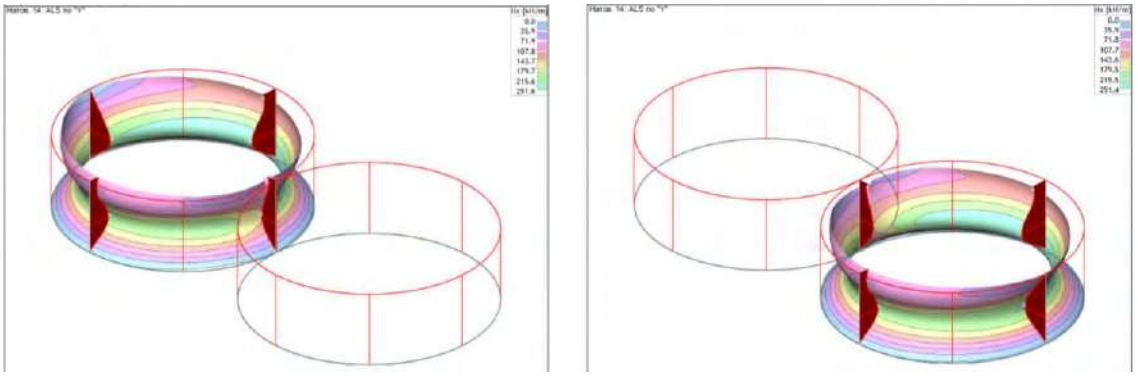
а). резултати за лява клетка б). резултати за дясна клетка

**Фигура 6.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS (при две пълни клетки) – сеизмично въздействие по посока *x*



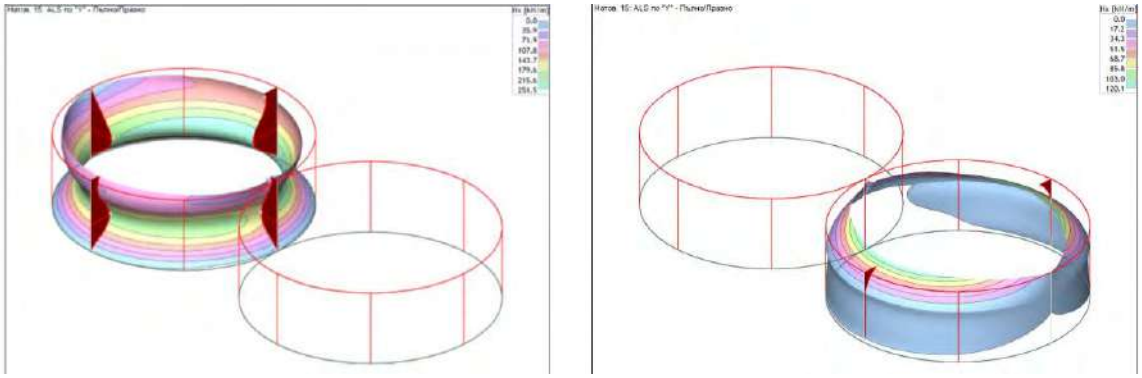
а). резултати за лява клетка б). резултати за дясна клетка

**Фигура 7.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS (състояние – „пълно/празно“: пълна лява клетка и празна – дясна) – сеизмично въздействие по посока *x*



а). резултати за лява клетка б). резултати за дясна клетка

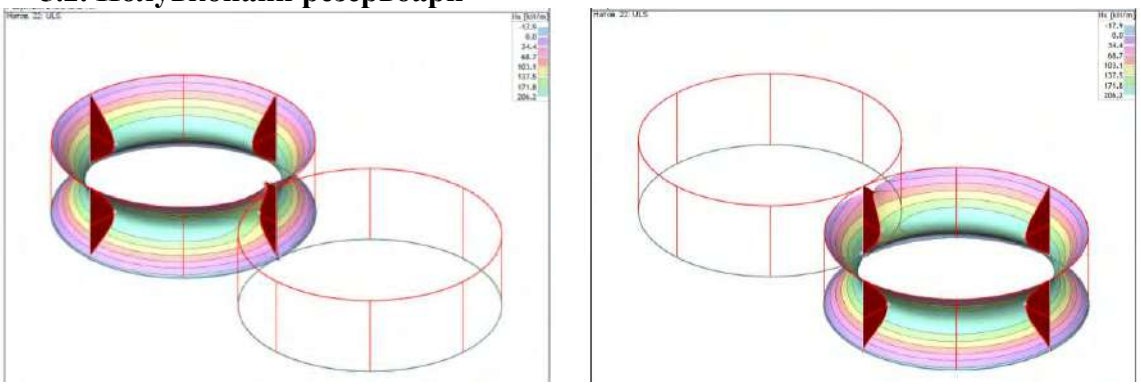
**Фигура 8.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS (при две пълни клетки) – сеизмично въздействие по посока *y*



а). резултати за лява клетка б). резултати за дясна клетка

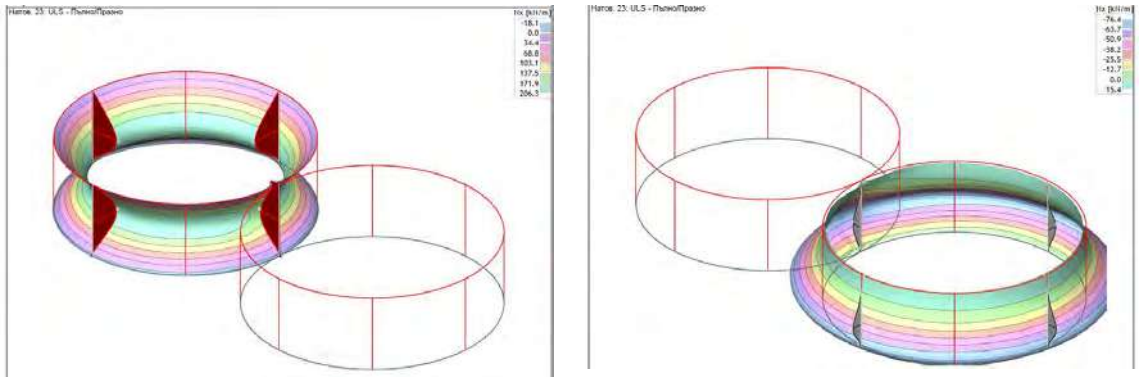
**Фигура 9.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS (състояние – „пълно/празно“: пълна лява клетка и празна – дясна) – сеизмично въздействие по посока *y*

### 5.2. Полувкопани резервоари



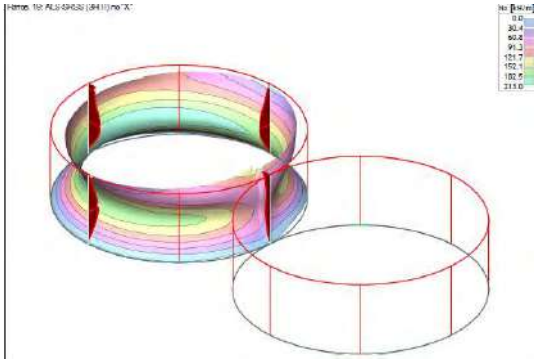
а). резултати за лява клетка б). резултати за дясна клетка

**Фигура 10.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ULS (при две пълни клетки)

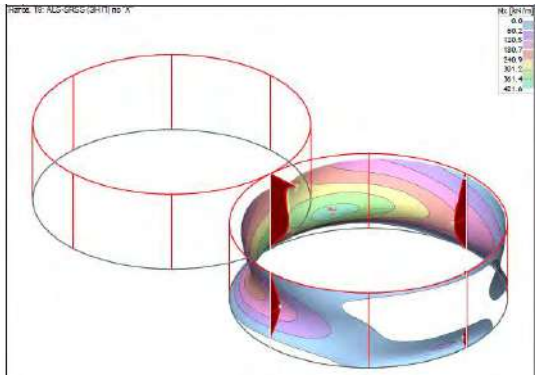


а). резултати за лява клетка б). резултати за дясна клетка

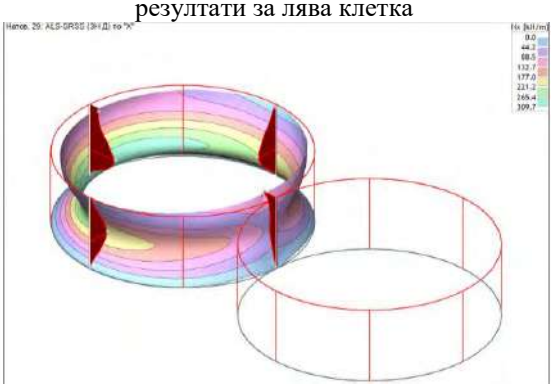
**Фигура 11.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ULS (състояние – „пълно/празно“: пълна лява клетка и празна – дясна)



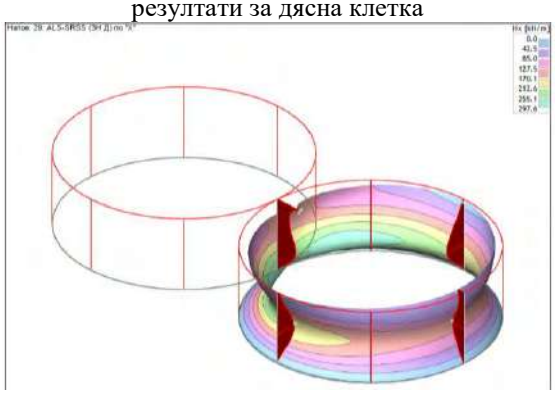
а). „Земен натиск в покой“,
резултати за лява клетка



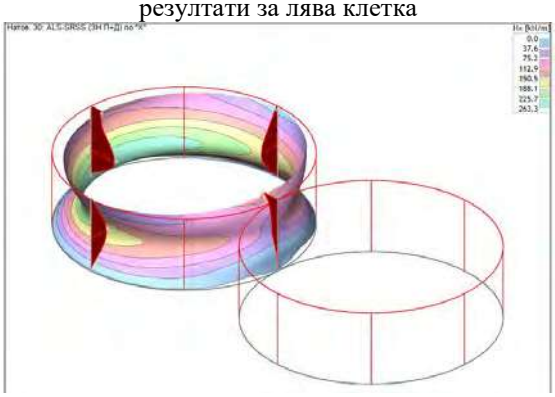
б). „Земен натиск в покой“,
резултати за дясна клетка



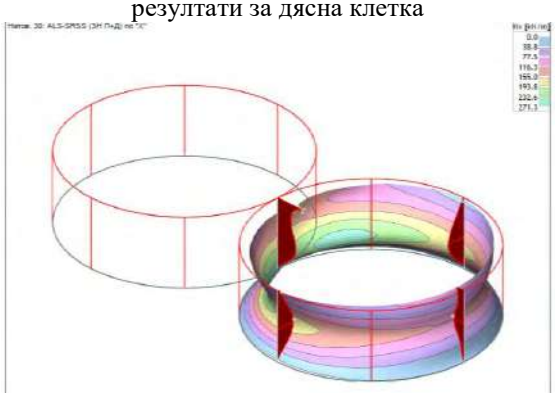
в). „Земен натиск – динамичен“,
резултати за лява клетка



г). „Земен натиск – динамичен“,
резултати за дясна клетка

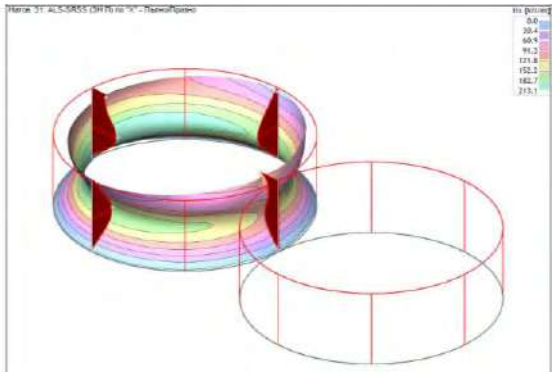


д). „Земен натиск – в покой +
динамичен“,
резултати за лява клетка

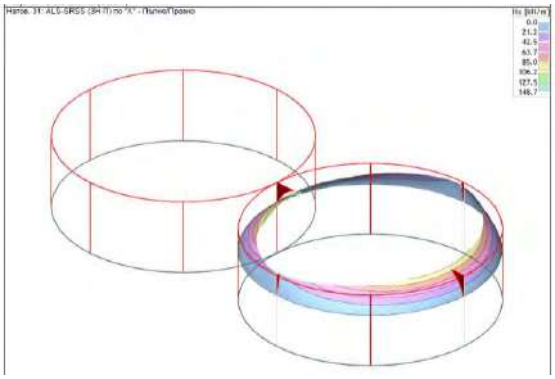


е). „Земен натиск –
в покой + динамичен“,
резултати за дясна клетка

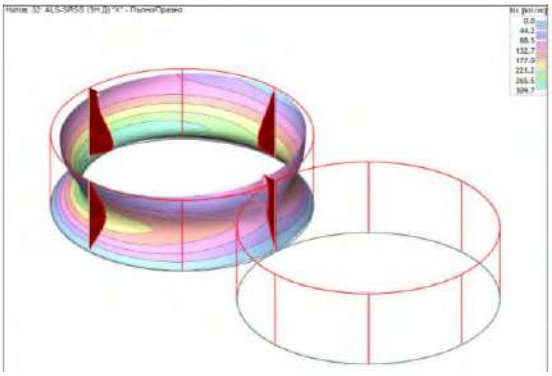
**Фигура 12.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS (при две пълни клетки) – сеизмично въздействие по посока *x*, от дадено товарно състояние



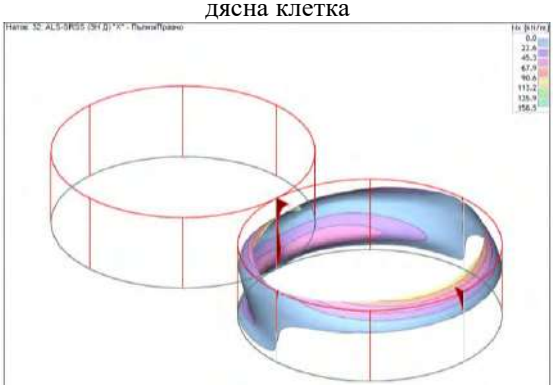
а). „Земен натиск в покой“, резултати за лява клетка



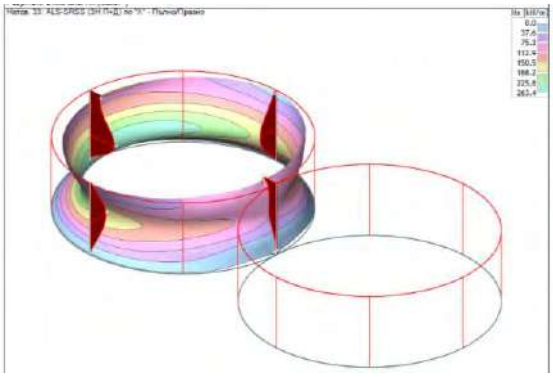
б). „Земен натиск в покой“, резултати за дясна клетка



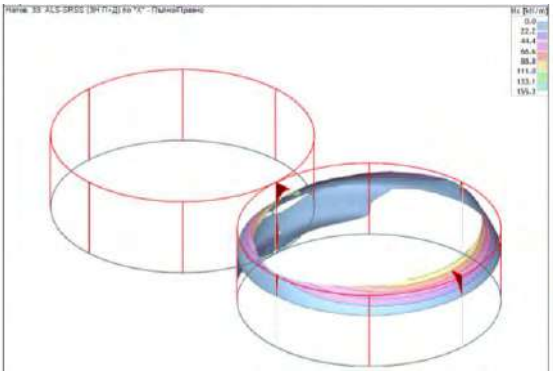
в). „Земен натиск – динамичен“, резултати за лява клетка



г). „Земен натиск – динамичен“, резултати за дясна клетка

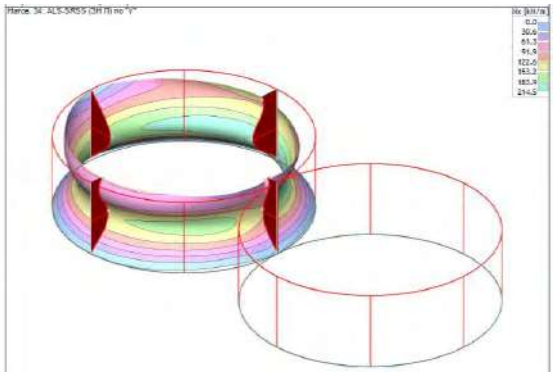


д). „Земен натиск – в покой + динамичен“, резултати за лява клетка

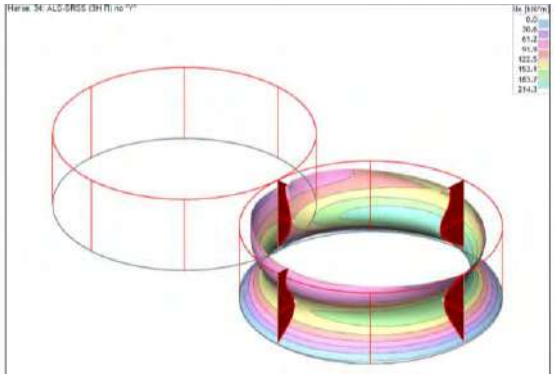


е). „Земен натиск – в покой + динамичен“, резултати за дясна клетка

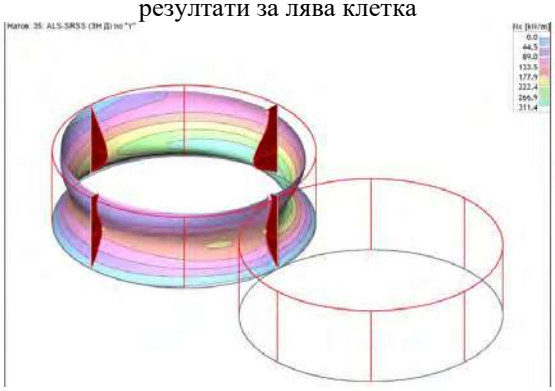
**Фигура 13.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS (състояние – „пълно/празно“: пълна лява клетка и празна – дясна) – сеизмично въздействие по посока *x*, от дадено товарно състояние



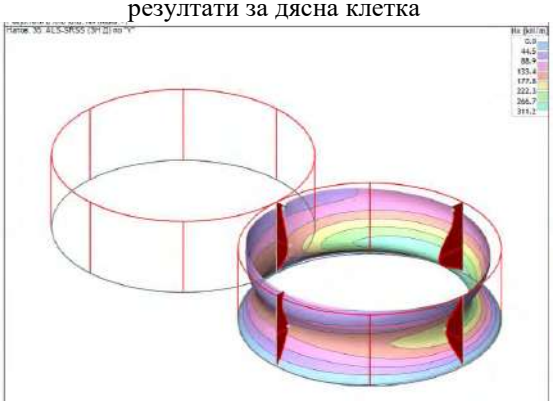
а). „Земен натиск в покой“,
резултати за лява клетка



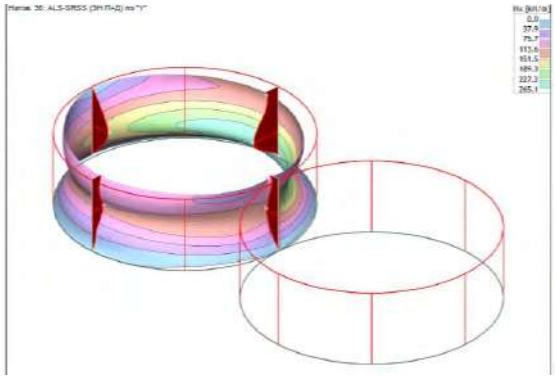
б). „Земен натиск в покой“,
резултати за дясна клетка



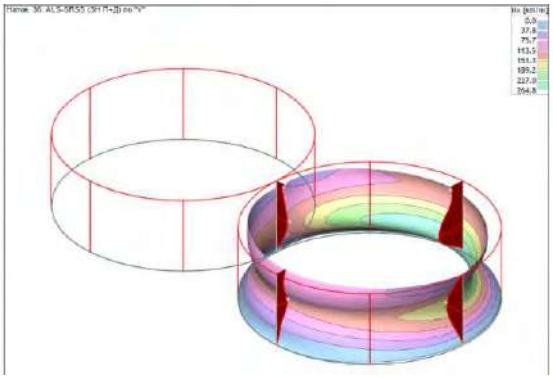
в). „Земен натиск – динамичен“,
резултати за лява клетка



г). „Земен натиск – динамичен“,
резултати за дясна клетка

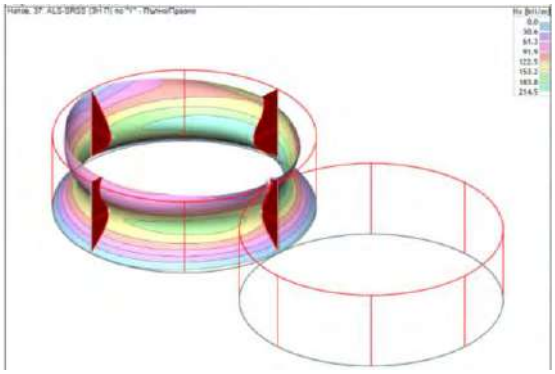


д). „Земен натиск –
в покой + динамичен“,
резултати за лява клетка

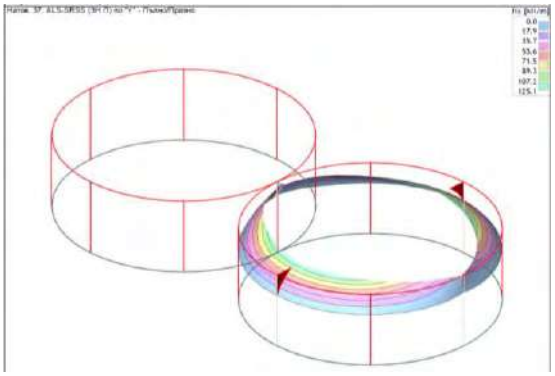


д). „Земен натиск –
в покой + динамичен“,
резултати за дясна клетка

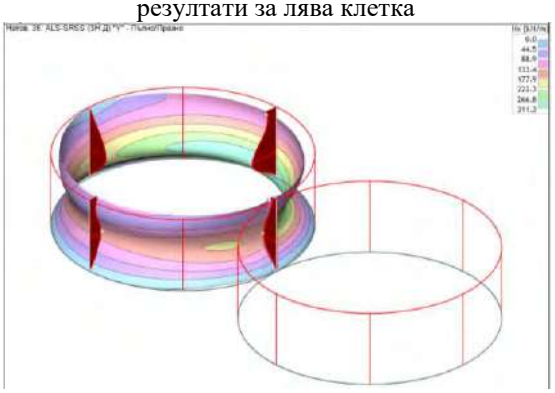
**Фигура 14.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS (при две пълни клетки) – сеизмично въздействие по посока *y*, от дадено товарно състояние



а). „Земен натиск в покой“,
резултати за лява клетка



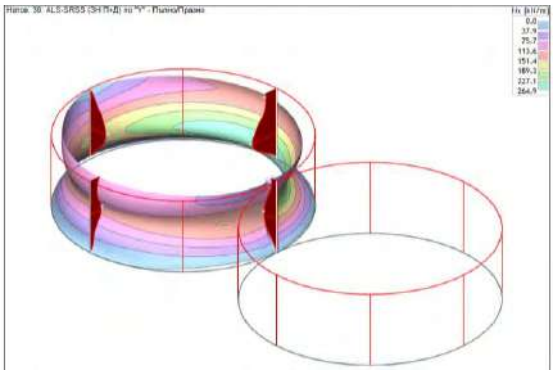
б). „Земен натиск в покой“,
резултати за дясна клетка



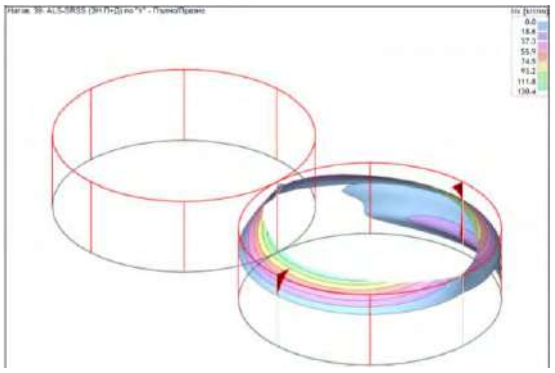
в). „Земен натиск – динамичен“,
резултати за лява клетка



г). „Земен натиск – динамичен“,
резултати за дясна клетка



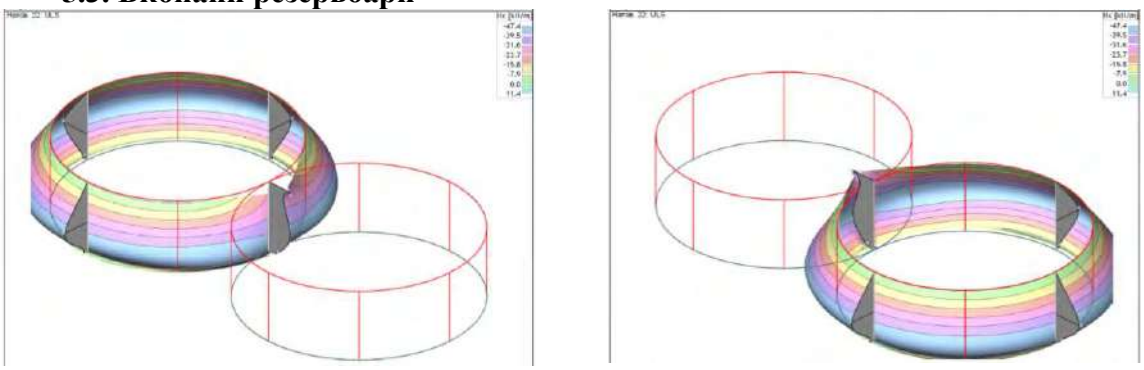
д). „Земен натиск –
в покой + динамичен“,
резултати за лява клетка



е). „Земен натиск –
в покой + динамичен“,
резултати за дясна клетка

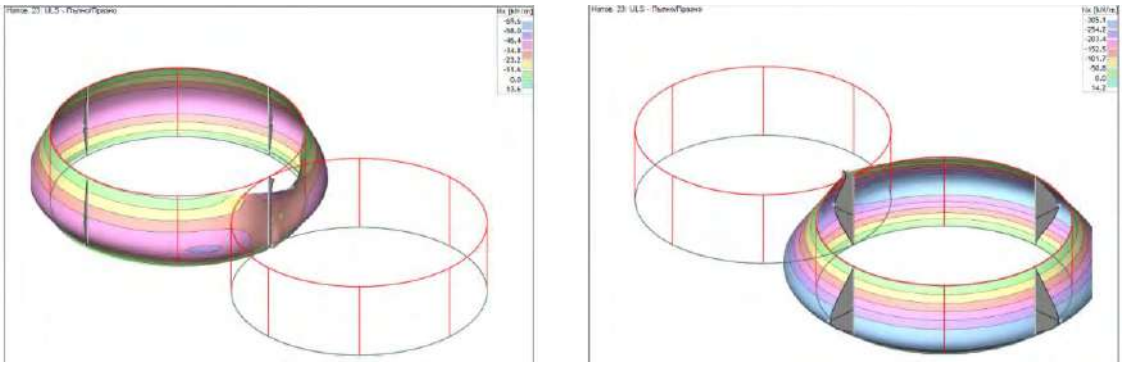
**Фигура 15.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS (състояние – „пълно/празно“: пълна лява клетка и празна – дясна) – сеизмично въздействие по посока *x*, от дадено товарно състояние

### 5.3. Вкопани резервоари



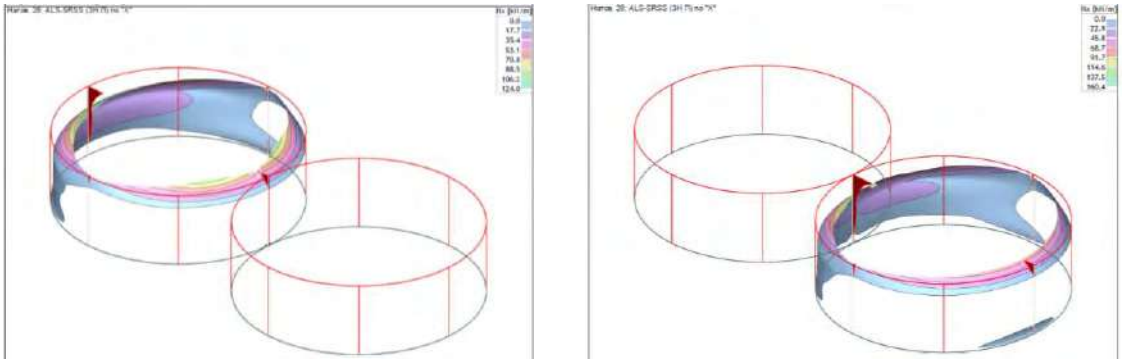
а). резултати за лява клетка б). резултати за дясна клетка

**Фигура 16.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ULS (при две пълни клетки)



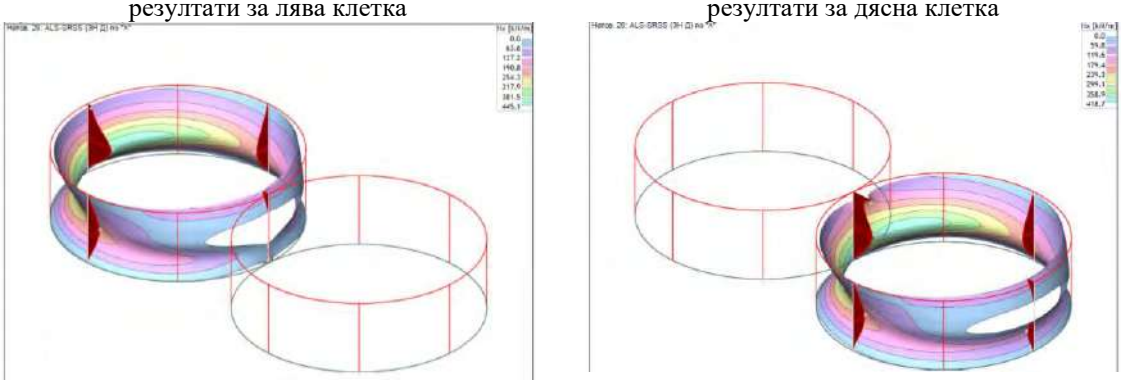
а). резултати за лява клетка б). резултати за дясна клетка

**Фигура 17.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ULS (състояние – „пълно/празно“: пълна лява клетка и празна – дясна)



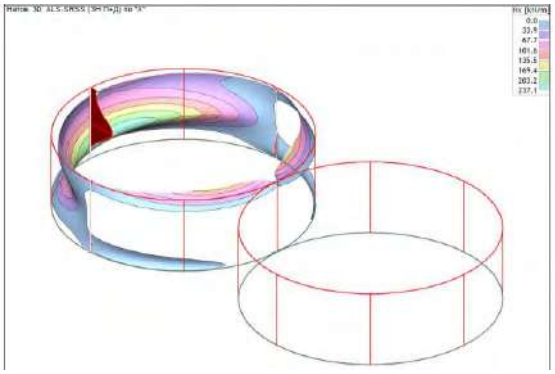
а). „Земен натиск в покой“, резултати за лява клетка

б). „Земен натиск в покой“, резултати за дясна клетка

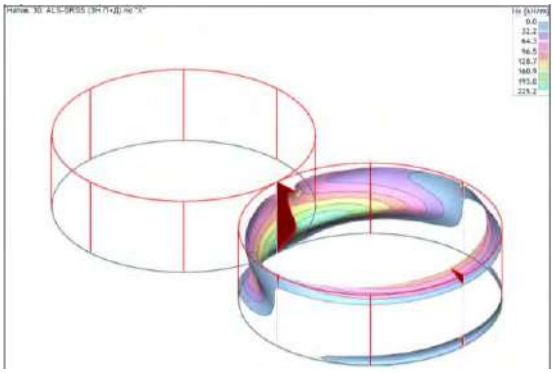


в). „Земен натиск – динамичен“, резултати за лява клетка

г). „Земен натиск – динамичен“, резултати за дясна клетка

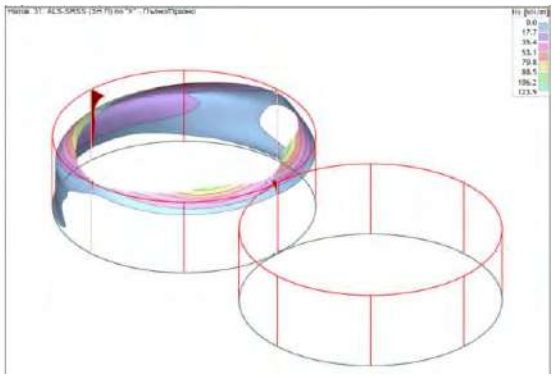


д). „Земен натиск –
в покой + динамичен“,
резултати за лява клетка

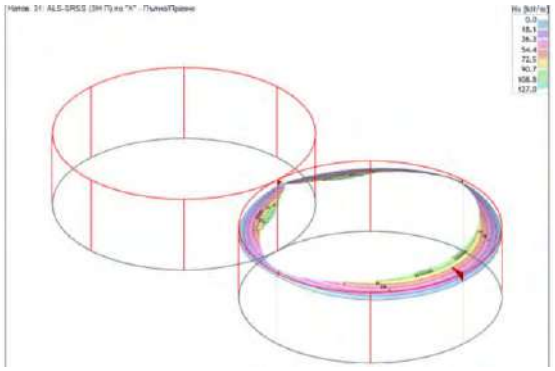


е). „Земен натиск –
в покой + динамичен“,
резултати за дясна клетка

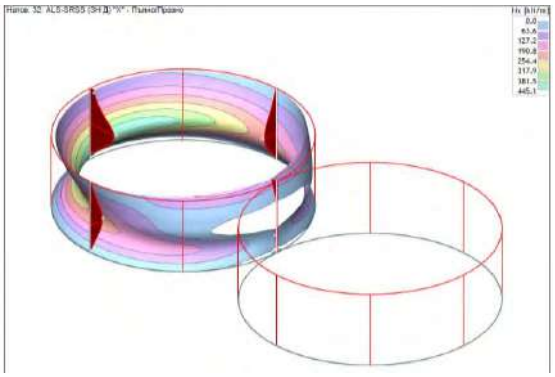
**Фигура 18.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS (при две пълни клетки) – сеизмично въздействие по посока *x*, от дадено товарно състояние



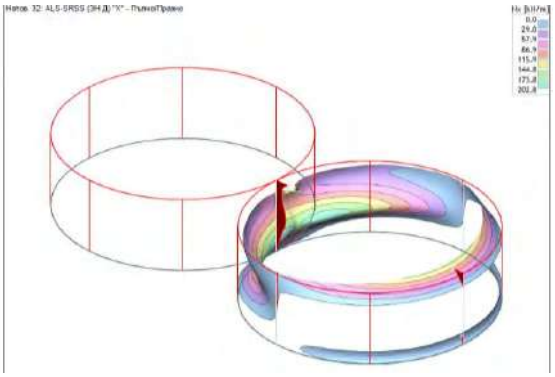
а). „Земен натиск в покой“,
резултати за лява клетка



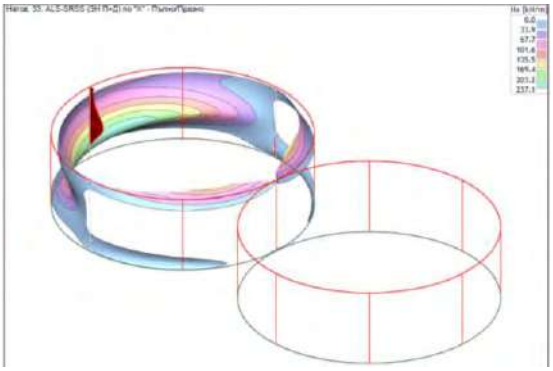
б). „Земен натиск в покой“,
резултати за дясна клетка



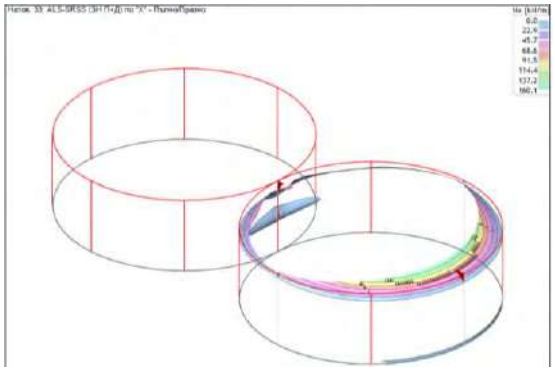
в). „Земен натиск – динамичен“,
резултати за лява клетка



г). „Земен натиск – динамичен“,
резултати за дясна клетка

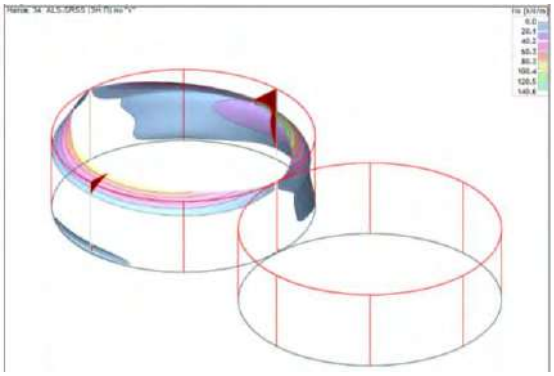


д). „Земен натиск – в покой + динамичен“,
резултати за лява клетка

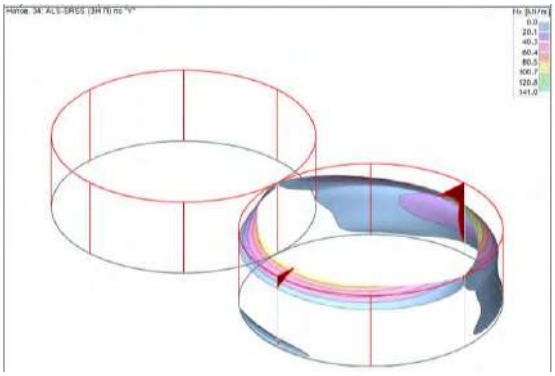


е). „Земен натиск – в покой + динамичен“,
резултати за дясна клетка

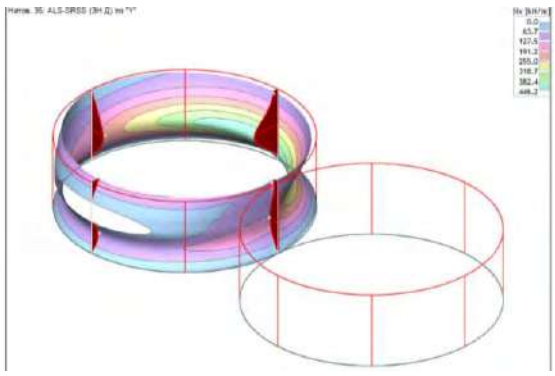
**Фигура 19.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS (състояние – „пълно/празно“: пълна лява клетка и празна – дясна) – сеизмично въздействие по посока *x*, от дадено товарно състояние



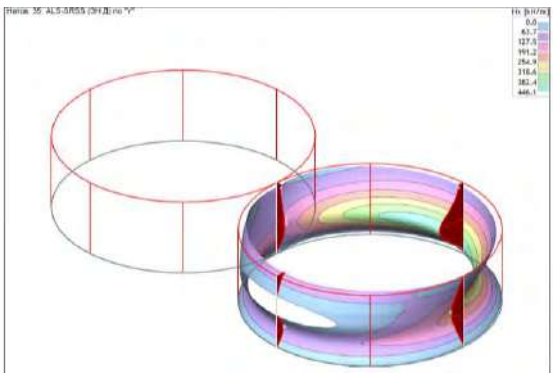
а). „Земен натиск в покой“,
резултати за лява клетка



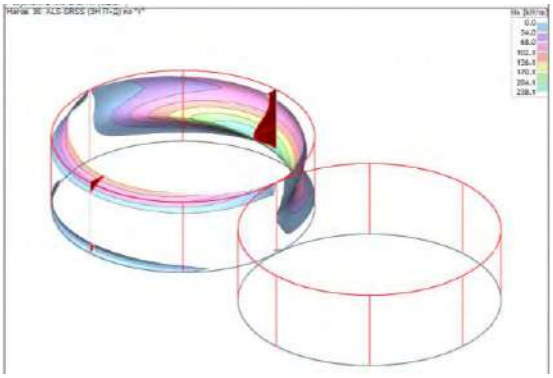
б). „Земен натиск в покой“,
резултати за дясна клетка



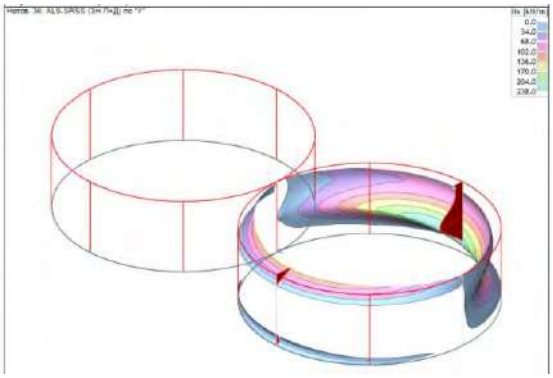
в). „Земен натиск – динамичен“,
резултати за лява клетка



г). „Земен натиск – динамичен“,
резултати за дясна клетка

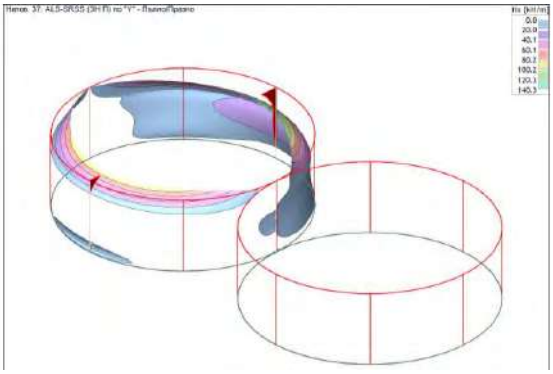


д). „Земен натиск – в покой + динамичен“,
резултати за лява клетка

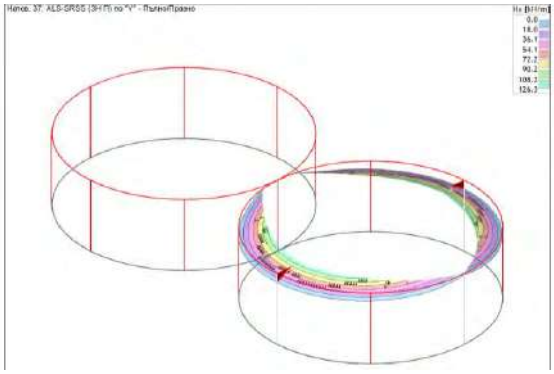


е). „Земен натиск – в покой + динамичен“,
резултати за дясна клетка

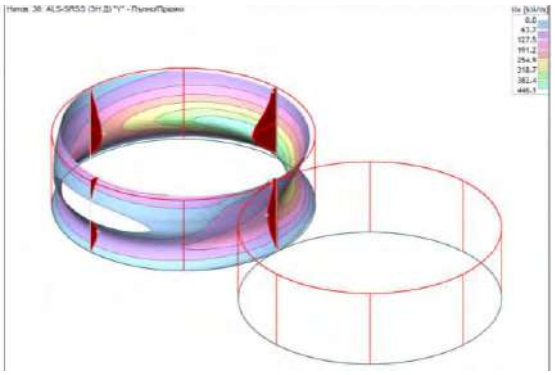
**Фигура 20.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS (при две пълни клетки) – сеизмично въздействие по посока *y*



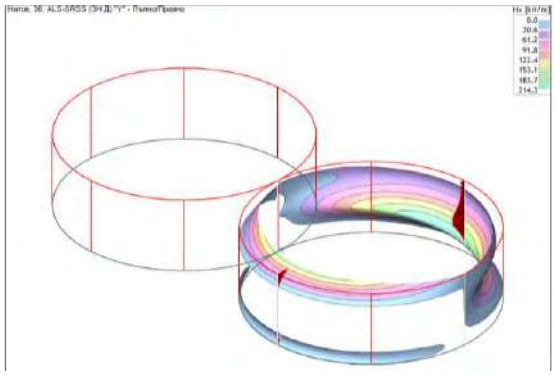
а). „Земен натиск в покой“,
резултати за лява клетка



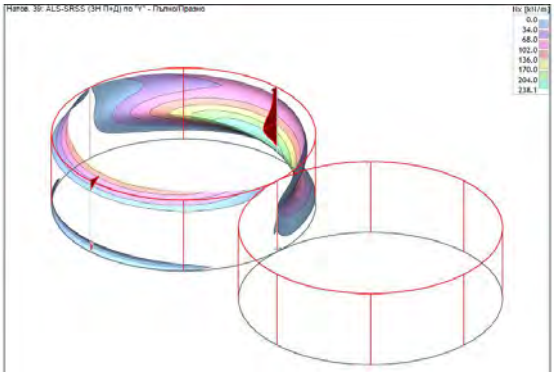
б). „Земен натиск в покой“,
резултати за дясна клетка



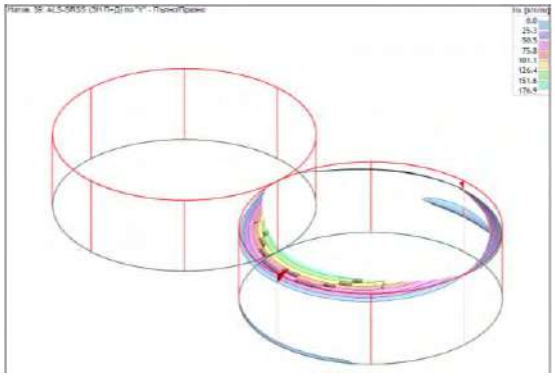
в). „Земен натиск – динамичен“,
резултати за лява клетка



г). „Земен натиск – динамичен“,
резултати за дясна клетка



д). „Земен натиск – в покой + динамичен“, резултати за лява клетка



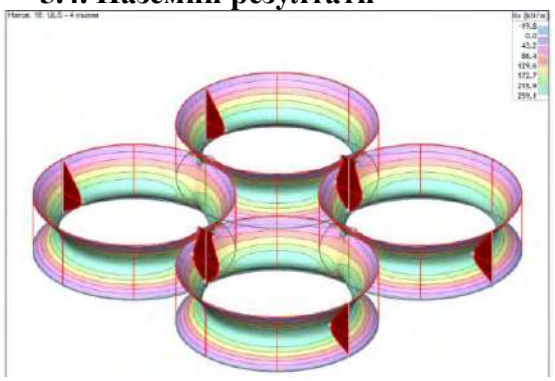
е). „Земен натиск – в покой + динамичен“, резултати за дясна клетка

**Фигура 21.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS (състояние – „пълно/празно“: пълна лява клетка и празна – дясна) – сеизмично въздействие по посока *y*, от дадено товарно състояние

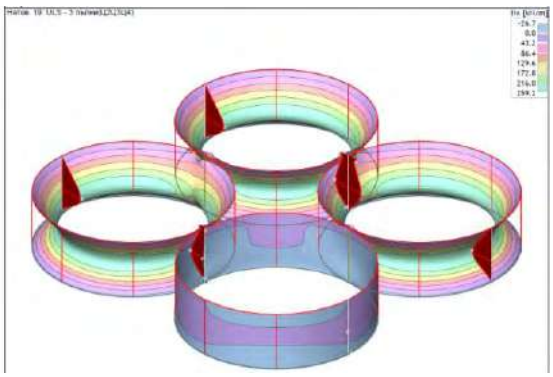
## ❖ ЧЕТИРИКЛЕТЪЧНИ РЕЗЕРВОАРИ

На фиг. 22 ÷ фиг. 27, са показани диаграмите на изолиниите на опънните усилия в пръстенно направление (разпределени във височина), за стените на резервоарите.

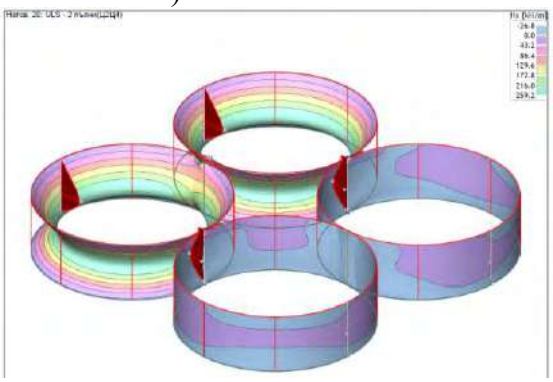
### 5.4. Наземни резултати



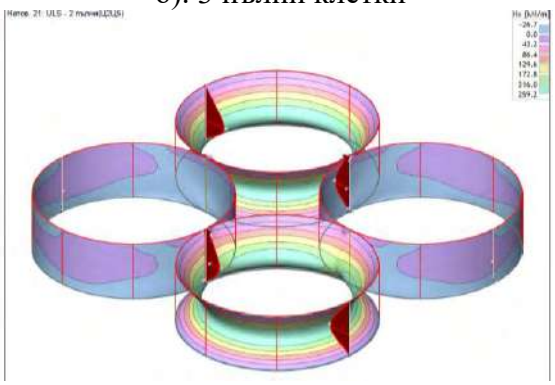
а). 4 пълни клетки



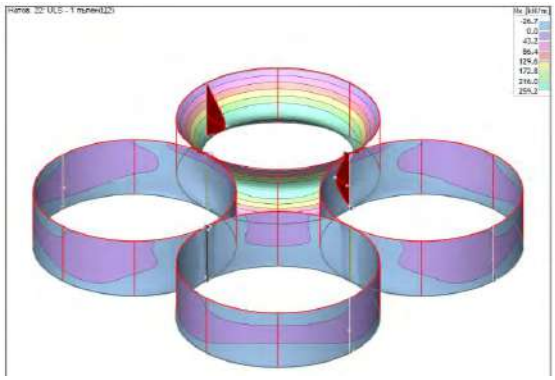
б). 3 пълни клетки



в). 2 пълни клетки

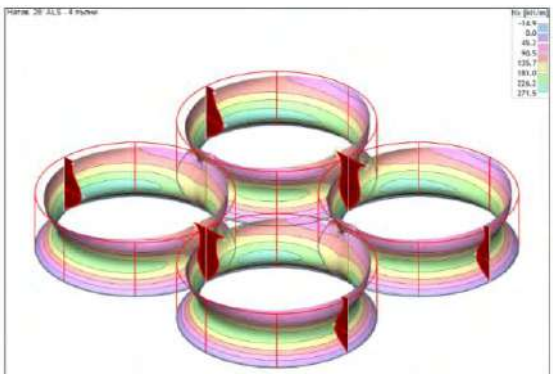


г). 2 пълни клетки

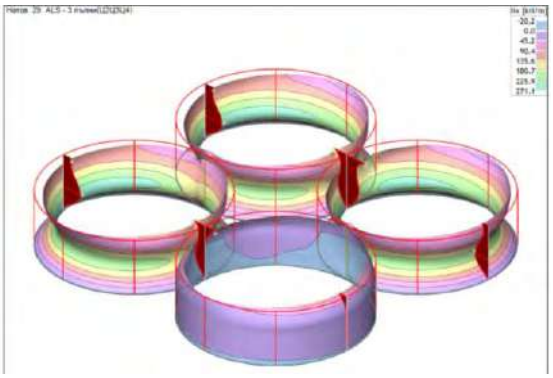


д). 1 пълна клетка

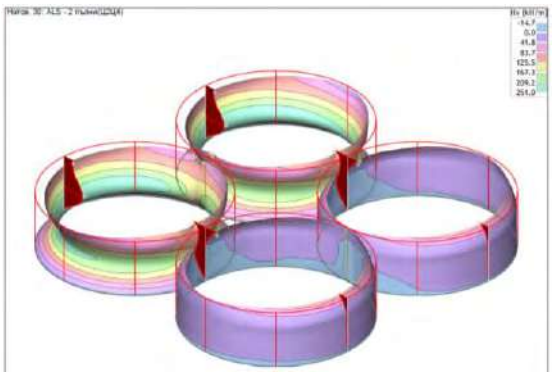
**Фигура 22.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ULS



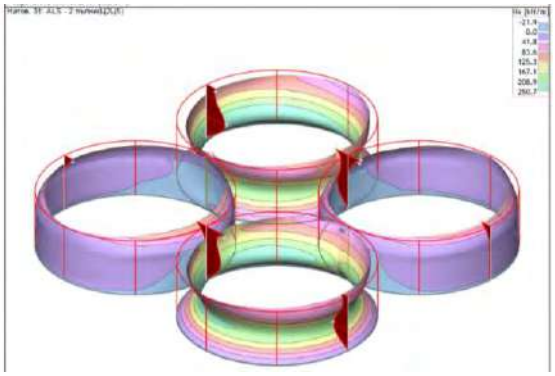
а). 4 пълни клетки



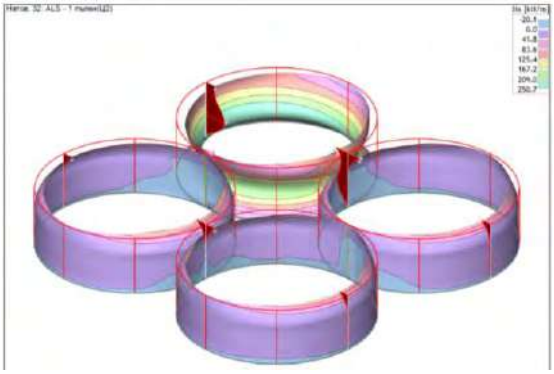
б). 3 пълни клетки



в). 2 пълни клетки



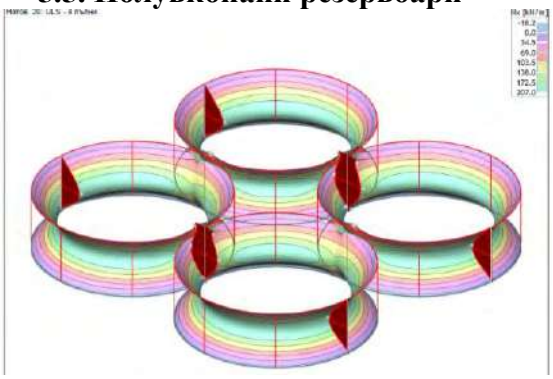
г). 2 пълни клетки



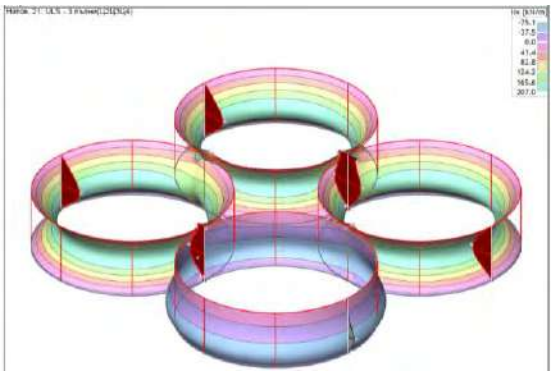
д). 1 пълна клетка

**Фигура 23.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS

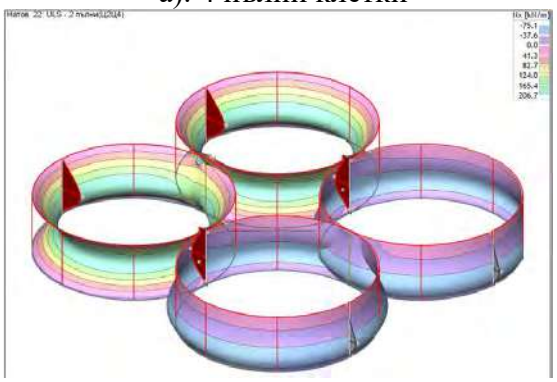
### 5.5. Полувкопани резервоари



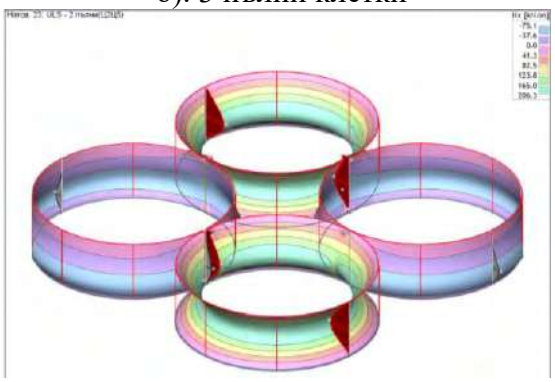
а). 4 пълни клетки



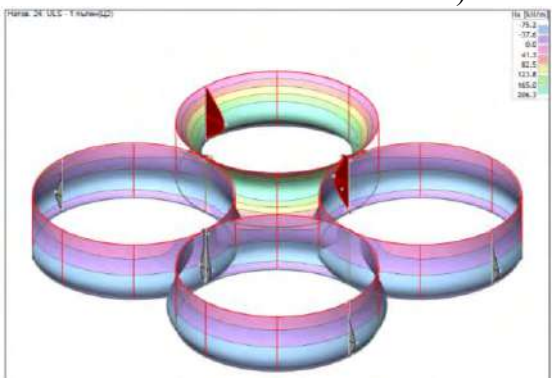
б). 3 пълни клетки



в). 2 пълни клетки

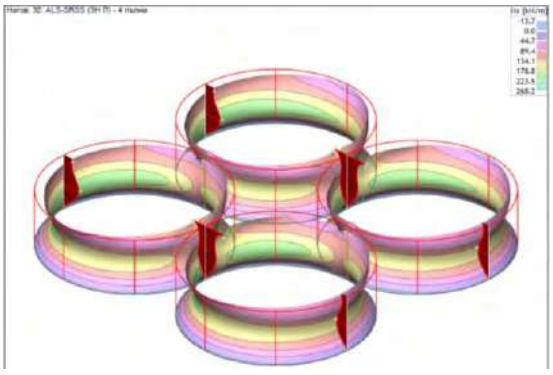


г). 2 пълни клетки

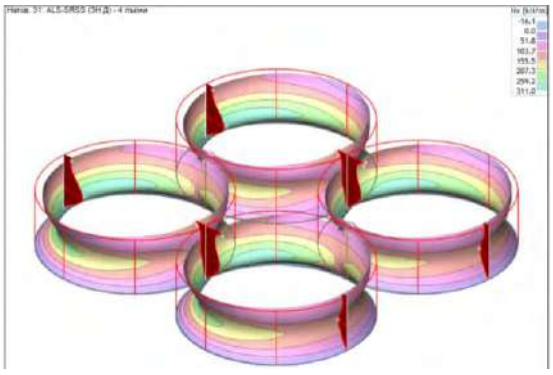


д). 1 пълна клетка

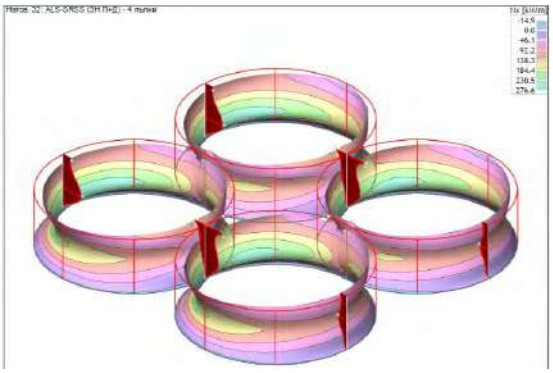
**Фигура 24.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ULS



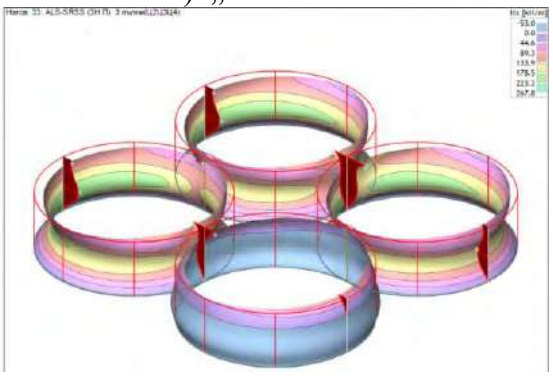
а).„Земен натиск – в покой“,
4 пълни клетки



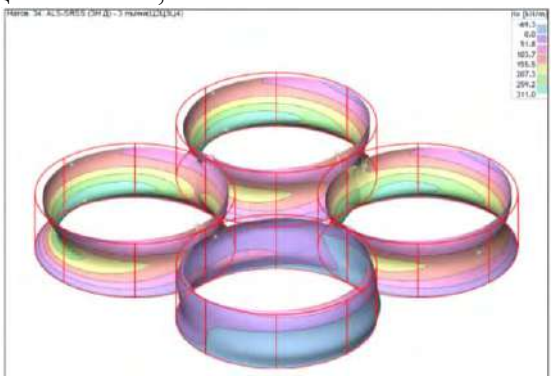
б). „Земен натиск – динамичен“,
4 пълни клетки



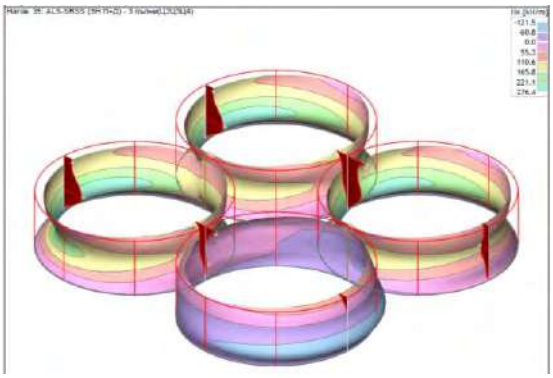
в). „Земен натиск – в покой + динамичен“, 4 пълни клетки



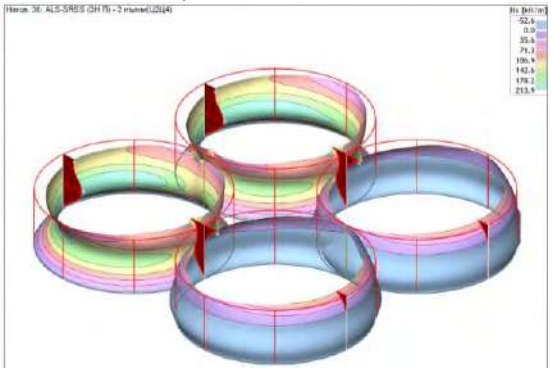
г). „Земен натиск – в покой“,
3 пълни клетки



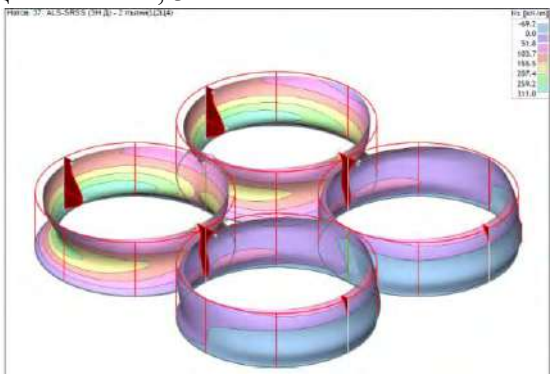
д). „Земен натиск – динамичен“,
3 пълни клетки



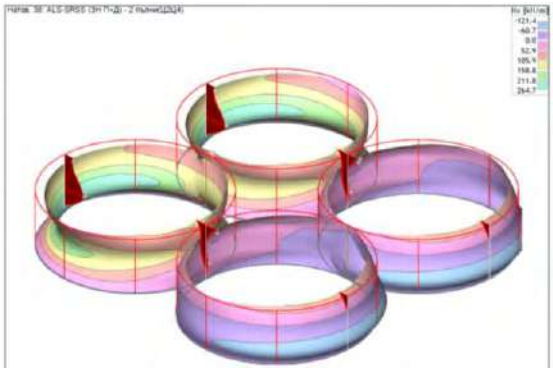
е). „Земен натиск – в покой + динамичен“, 3 пълни клетки



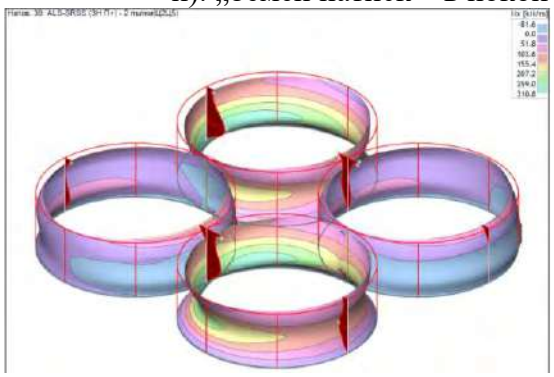
ж). „Земен натиск – в покой“,
2 пълни клетки



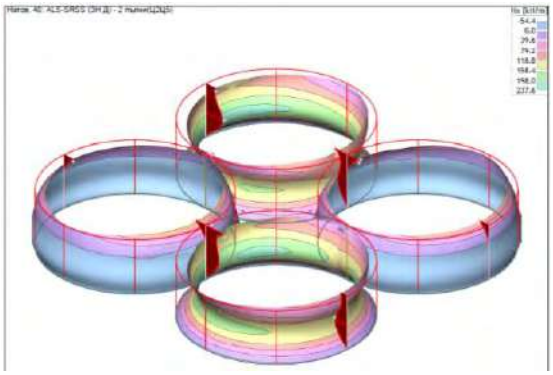
з). „Земен натиск – динамичен“,
2 пълни клетки



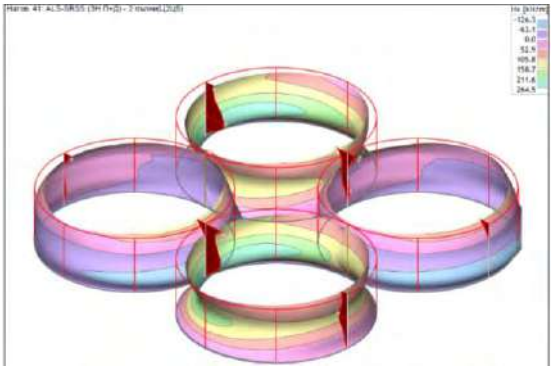
и). „Земен натиск – в покой + динамичен“, 2 пълни клетки



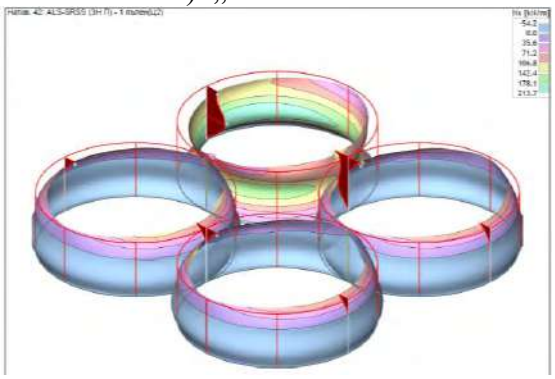
й). „Земен натиск – в покой“,
2 пълни клетки



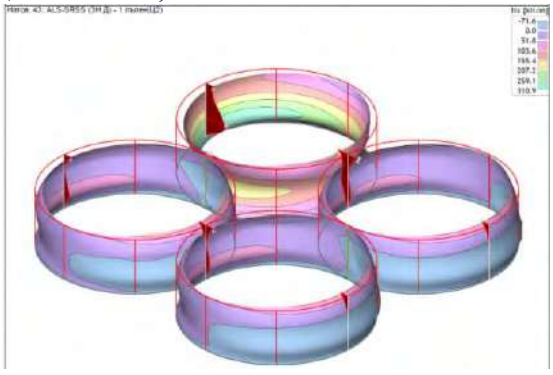
к). „Земен натиск – динамичен“,
2 пълни клетки



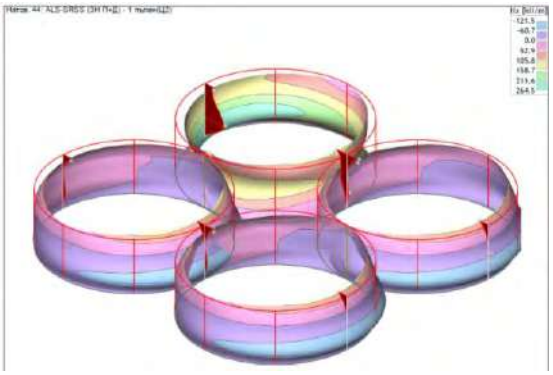
л). „Земен натиск – в покой + динамичен“, 2 пълни клетки



м). „Земен натиск – в покой“,
1 пълна клетка



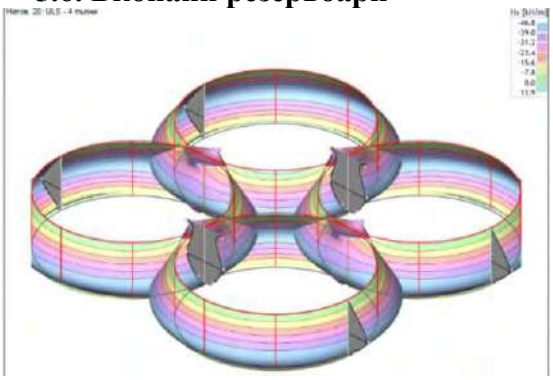
н). „Земен натиск – динамичен“,
1 пълна клетка



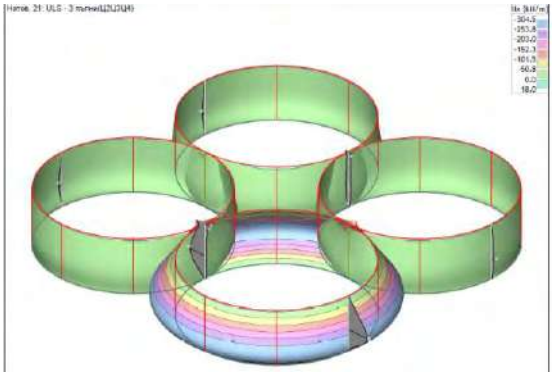
о). „Земен натиск – в покой + динамичен“, 1 пълна клетка

**Фигура 25.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS, от дадено товарно състояние

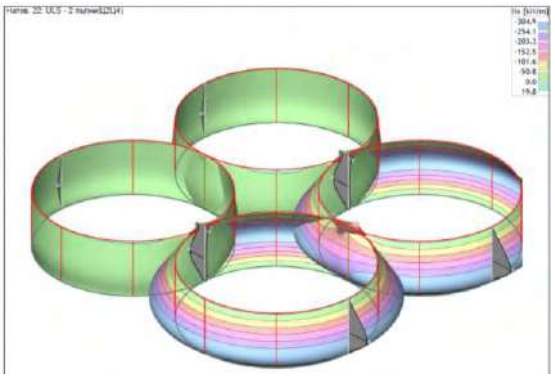
### 5.6. Вкопани резервоари



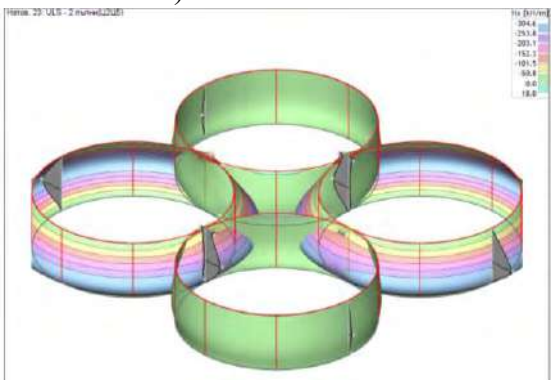
а). 4 пълни клетки



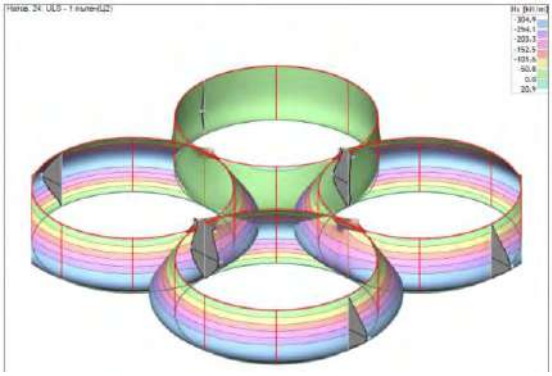
б). 3 пълни клетки



в). 2 пълни клетки

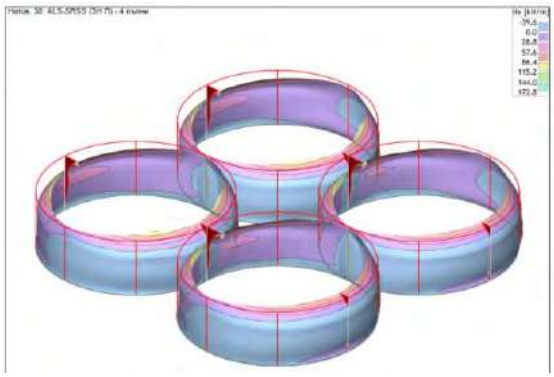


г). 2 пълни клетки

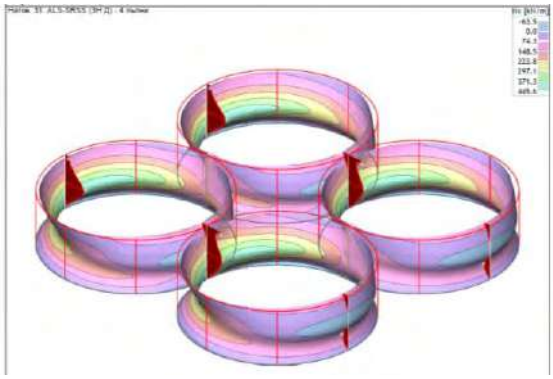


д). 1 пълна клетка

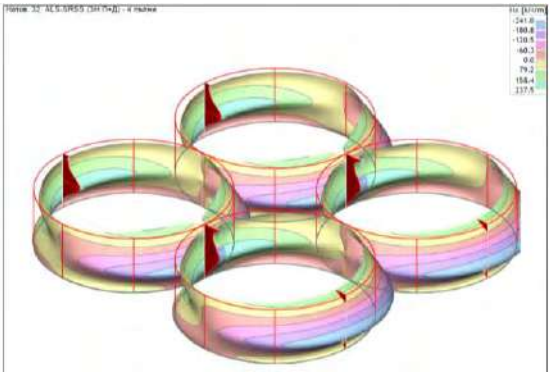
**Фигура 26.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ULS



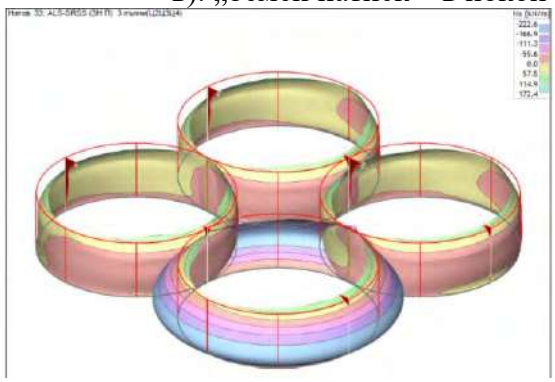
а). „Земен натиск – в покой“, 4 пълни клетки



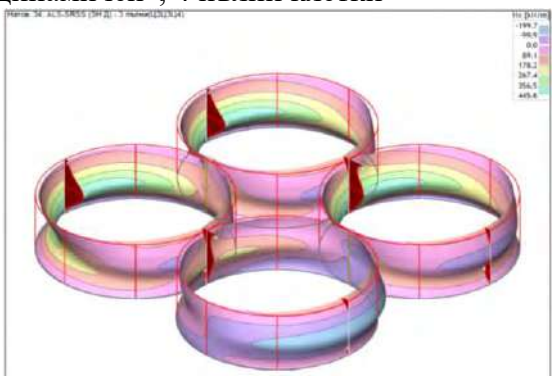
б). „Земен натиск – динамичен“, 4 пълни клетки



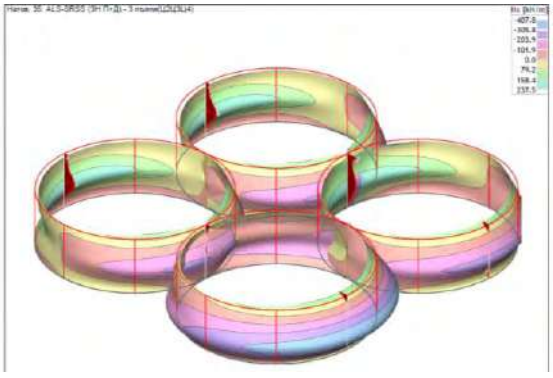
в). „Земен натиск – в покой + динамичен“, 4 пълни клетки



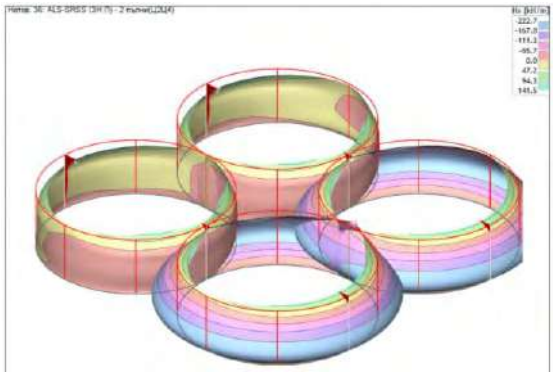
г). „Земен натиск – в покой“, 3 пълни клетки



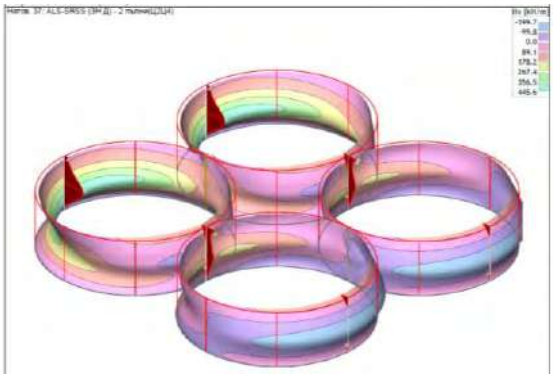
д). „Земен натиск – динамичен“, 3 пълни клетки



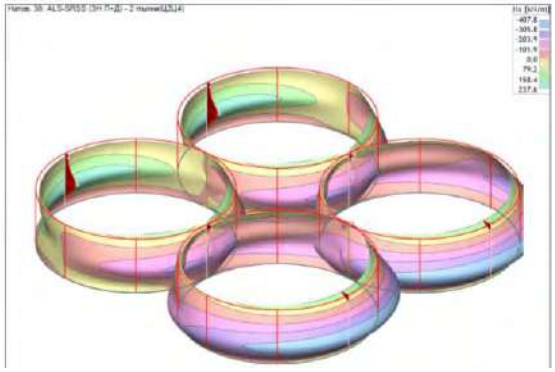
е). „Земен натиск – в покой + динамичен“, 3 пълни клетки



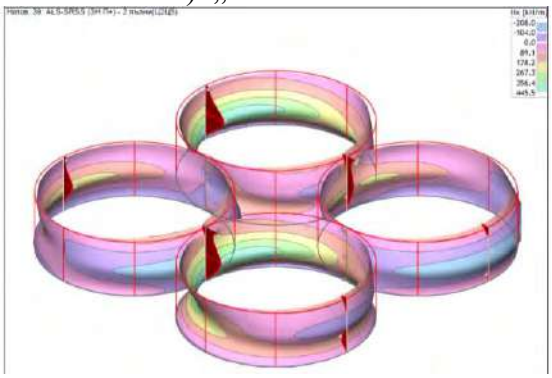
ж). „Земен натиск – в покой“, 2 пълни клетки



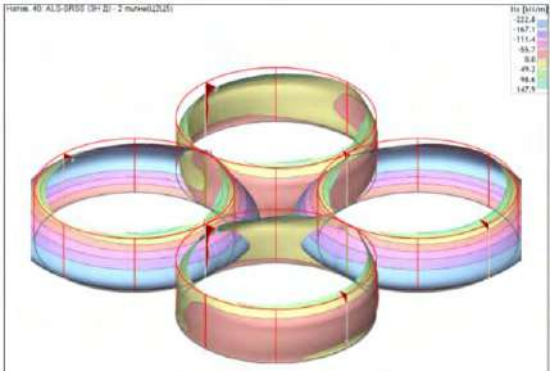
з). „Земен натиск – динамичен“, 2 пълни клетки



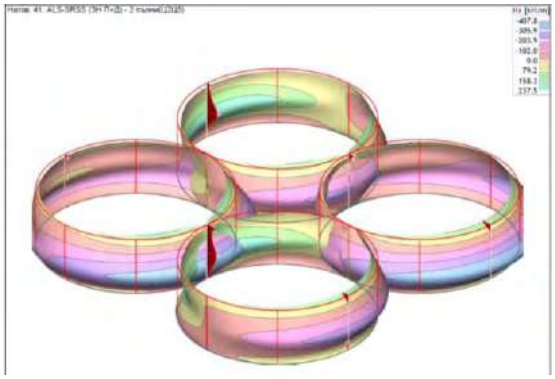
и). „Земен натиск – в покой + динамичен“, 2 пълни клетки



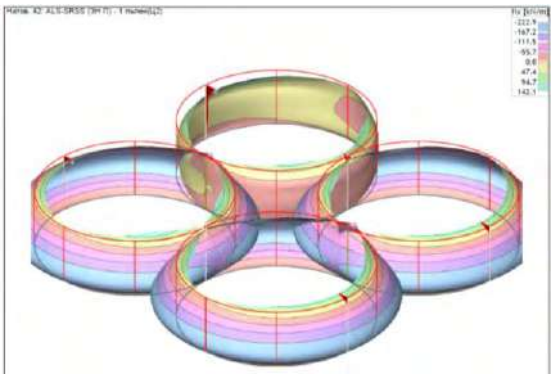
й). „Земен натиск – в покой“, 2 пълни клетки



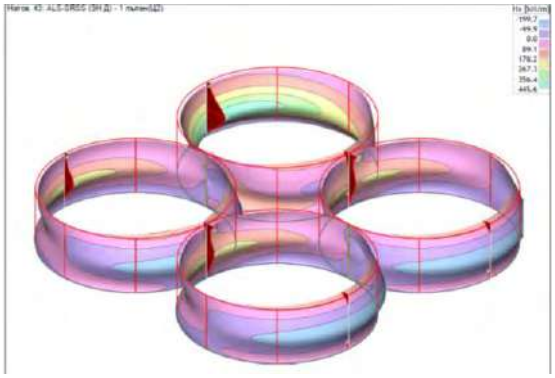
к). „Земен натиск – динамичен“, 2 пълни клетки



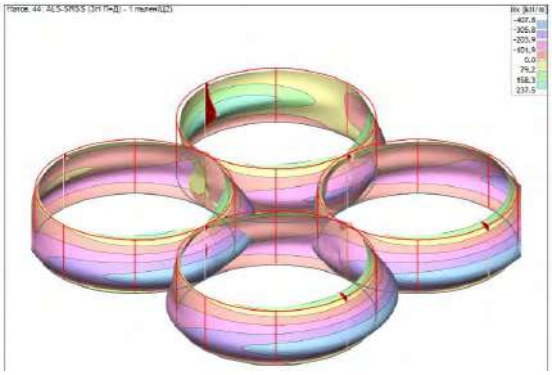
л). „Земен натиск – в покой + динамичен“, 2 пълни клетки



м). „Земен натиск – в покой“, 1 пълна клетка



н). „Земен натиск – динамичен“, 1 пълна клетка



о). „Земен натиск – в покой + динамичен“, 1 пълна клетка

**Фигура 27.** Разпределение на пръстенните усилия от комбинация ALS, от дадено товарно състояние

**Изводи**

В таблиците по-долу (табл. 2 и табл. 3), са систематизирани резултатите за стойностите на пръстенните усилия в стените на съдовете, като за тях са показани приетите армировки, при анализ на „чист“ опън (табл. 4 и табл. 5), както и графично получените резултати (фиг. 28 и фиг. 29).

**Таблица 2.** Меродавна комбинация за анализ на пръстеновидните армировки, в зависимост от вида съоръжение и броя клетки

| *вид* | *брой клетки* | |
|---|---|---|
| | **2** | **4** |
| **наземни** | ALS-"x" (за: дясна клетка) | ALS (при: 4 пълни клетки) |
| **полувкопани** | ALS - ЗН_П-"x" (за: дясна клетка) | ALS - ЗН_Д (при: 4, 3 и 2 - пълни клетки) |
| **вкопани** | ALS - ЗН_Д-"y" (за: лява клетка) | ALS - ЗН_Д (при: 4, 3, 2 и 1 – пълни клетки) |
| | *меродавна комбинация* | |

От посоченото в табл. 2, се вижда че във всички случаи комбинация ALS е меродавна (показва максимални стойности на усилията).

**Таблица 3.** Процентна разлика м/у max и min стойности на усилията (сгл. табл. 2)

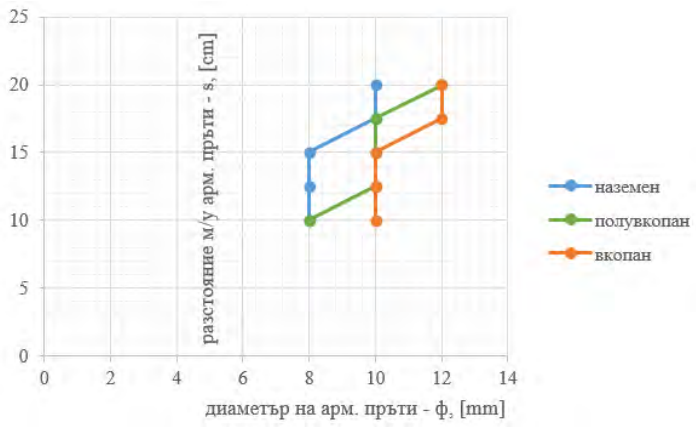
| *вид* | *брой клетки* | | *процентна разлика м/у max и min – Δ, [%]* |
|---|---|---|---|
| | **2** | **4** | |
| **наземни** | 266,2 - min | 271,5 - max | **1,95** |
| **полувкопани** | 383,0 - max | 311,0- min | **18,80** |
| **вкопани** | 446,2- max | 445,6- min | **0,14** |
| | *пръстенно усилие $N_x$, [kN/m']* | | |

От посоченото в табл. 3, се вижда че:

1. Процентната разлика е минимална (в границите на т.нар. „инженерен допуск“ – до около 5%), при наземни и вкопани резервоари, което означава, че при сравнение по вид конструкция: се стига до заключението, че няма значение какъв вид конфигурация ще бъде избран, т.е. броят клетки практически не влияе чувствително върху стойностите на усилията, а от там и на получените армировки. Голяма е разликата като процент при полувкопаните съоръжения, сравнявайки двуклетъчен с четириклетъчен (стените на двуклетъчните резервоари, „изпитват“ по-големи пръстенни усилия).
2. Сгл. т. 1: при необходимост от по-големи обеми съхранявано количество вода, се преминава към решение с повече на брой клетки;
3. Препоръка: при възможност за максимално водонапълване на по-малък брой клетки, не е технико-икономически изгоден варианта за приемане на по-голям брой клетки с понижено/минимално водонапълване. Обосновка: по-голям разход на терен, материали (бетон и армировъчна стомана) и работна ръка.

**Таблица 4.** Получени резултати, в зависимост от вида съоръжение - **двуклетъчен резервоар**

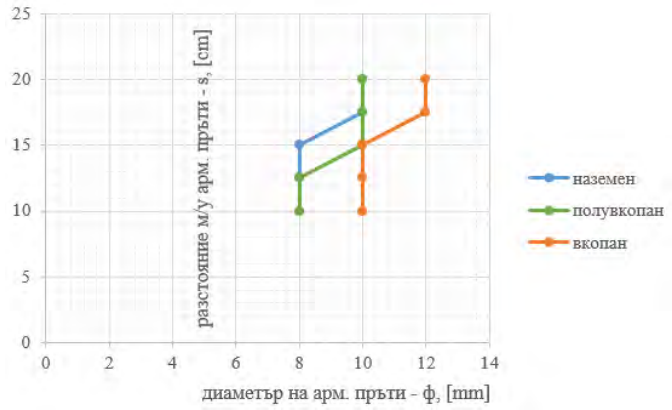
| | | |
|---|---|---|
| **наземни** | 6,12 | 2x5N10/m' (/20; /17,5)<br>*или* 2x5N8/m' (/15; /12,5; /10) |
| **полувкопани** | 8,80 | 2x5N12/m' (/20)<br>*или* 2x5N10/m' (17,5; /15; /12,5),<br>*или* 2x5N8/m' (/10) |
| **вкопани** | 10,26 | 2x5N12/m' (/20, /17,5)<br>*или* 2x5N10/m' (/15; /12,5; /10) |
| *вид съоръжение* | *площ,* $A_{sl}^{tot.}, \left[cm^2/\left(l=1m'\right)\right]$ | *приети арм. пръти (с разст. м/у тях – [cm])* |
| | ***пръстеновидна армировка*** | |
| | | |




**Фигура 28.** Графика на приетите армировки (сгл. табл. 4)

**Таблица 5.** Получени резултати, в зависимост от вида съоръжение - **четириклетъчен резервоар**

| | | |
|---|---|---|
| **наземни** | 6,12 | 2x5N10/m' (/20; /17,5)<br>*или* 2x5N8/m' (/15; /12,5; /10) |
| **полувкопани** | 9,69 | 2x5N10/m' (/20; /17,5; /15)<br>*или* 2x5N8/m' (/12,5; /10) |
| **вкопани** | 10,26 | 2x5N12/m' (/20, /17,5)<br>*или* 2x5N10/m' (/15; /12,5; /10) |
| *вид съоръжение* | *площ,* $A_{sl}^{tot.}, \left[cm^2/\left(l=1m'\right)\right]$ | *приети арм. пръти (с разст. м/у тях – [cm])* |
| | ***пръстеновидна армировка*** | |




**Фигура 29.** Графика на приетите армировки (съгл. табл. 5)

От фиг. 28 и фиг. 29, може да се заключи, че *„пресичането" („наслагването") на графиките, означава, че дадените видове съоръжения поемат еднакви разрезни усилия.*

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Цветков Ст., Автореферат на дисертация, Антисеизмично осигуряване на специални стоманобетонни конструкции, С., ВСУ, 2018
[2] Еврокодове: Сборник 9 – Проектиране на силози, резервоари и тръбопроводи, БИС, 2010
[3] 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
[4] Георгиев Г., Цветков Ст., Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции по Еврокодове, част Първа, глава Втора: Подготовка на курсов проект (Проектиране на резервоари), ВСУ, С., 2014
[5] Георгиев Г., Цветков Ст., Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции по Еврокодове, част Втора: Сеизмичен анализ на съоръженията, ВСУ, С., 2016
[6] Цветков Ст., Хидротехническо съоръжение – стоманобетонен биобасейн. Особености при анализа и конструирането., XX Международна научна конференция по строителство и архитектура ВСУ'2020 15-17 окт. 2020, София, 4-17, стр. 323-329
[7] Цветков Ст., Хидротехническо съоръжение – стоманобетонен радиален утаител. Особености при анализа и конструирането., XX Международна научна конференция по строителство и архитектура ВСУ'2020 15-17 окт. 2020, София, 4-18, стр. 331-337

# ВЛИЯНИЕ НА ФАКТОРА „КОРАВИНА“ ПРИ АНАЛИЗ НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКТИВНИ СТЕНИ, ПОДЛОЖЕНИ НА СЕИЗМИЧНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ. ЧАСТ ПЪРВА – БЕЗ ОТЧИТАНЕ НА СЛУЧАЙНИТЕ ЕКСЦЕНТРИЦИТЕТИ НА ЕТАЖНИТЕ ПОДОВИ КОНСТРУКЦИИ

**Анита Хандрулева[1], Станислав Цветков[2], Хюсеин Хасан[3]**

*Висше строително училище „Любен Каравелов“ – София*

# INFLUENCE OF THE "STIFFNESS" FACTOR IN THE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL WALLS SUBJECTED TO SEISMIC IMPACT. PART ONE - WITHOUT ACCOUNTING FOR ACCIDENTAL ECCENTRICITIES OF STORY FLOOR STRUCTURES

**Anita Handruleva[1], Stanislav Tsvetkov[2], Husein Hasan[3]**

*University of structural engineering and architecture (VSU) "Lyuben Karavelov" - Sofia*

***Abstract**: The report presents parametric analyzes of a reinforced concrete building - wall structural system designed for an average level of ductility without considering the random eccentricities of the storey floor structures. With different settings (regarding stiffness parameters of individual elements) in the environment of a specialized software product, based on work on the Finite Element Method, different computational models were compiled, from which the values of shear forces were observed: bending moment, transverse and normal forces. Maximum values are indicated. The report is accompanied by pictures of the screen windows - for clarification.*

***Key words**: SAP2000, reinforced concrete structural shear wall, Eurocode 8*

[1] Анита Хандрулева, доц. д-р инж., катедра „Механика и математика“, Строителен факултет, гр. София, ул. Суходолска 175, e-mail: anita_handruleva@abv.bg ; Anita Handruleva, Associate Professor Eng., PhD, Department of Mechanics and Mathematics, Faculty of Construction, Address: Bulgaria, Sofia 175 Suhodolska str., E-mail: anita_handruleva@abv.bg

[2] Станислав Цветков, доц. д-р инж., катедра „Строителни конструкции“, Строителен факултет, гр. София, ул. Суходолска 175, e-mail: st.cvetkov@vsu.bg ; Stanislav Tsvetkov, Associate Professor Eng., PhD, Department of Building Structures, Faculty of Construction, Address: Bulgaria, Sofia 175 Suhodolska str., E-mail: st.cvetkov@vsu.bg

[3] Хюсеин Хасан, Магистър - инженер по „Строителство на сгради и съоръжения – Строителни конструкции“, Husein Hasan, Master - engineer of Construction of Buildings and facilities – Building structures

## 1. Общи сведения

Обект на разглеждане е промишлена сграда, със смесено предназначение (вкл. и административна част, в района на град Велико Търново, с ***индивидуално архитектурно-технологично разпределение на помещенията.***

Материалите за конструкцията са съответно: клас бетон С25/30 и клас армировъчна стомана – клас В500В.

Дебелината на подовите (типови) и покривна плочи, е 22 cm. Широчината на стоманобетонните конструктивни стени е 30 cm. Колоните са с квадратно напречно сечение – 45/45 [cm/cm]. Кофражен план на плочата е показан на фиг. 1.

Сградата е 5 етажна, като първият етаж е по-висок от останалите типови с 1,50 m (без сутерен). Етажната височина е 3,40 m за типови етажи, първият етаж е с височина 4,90 m.

- типови етажи:

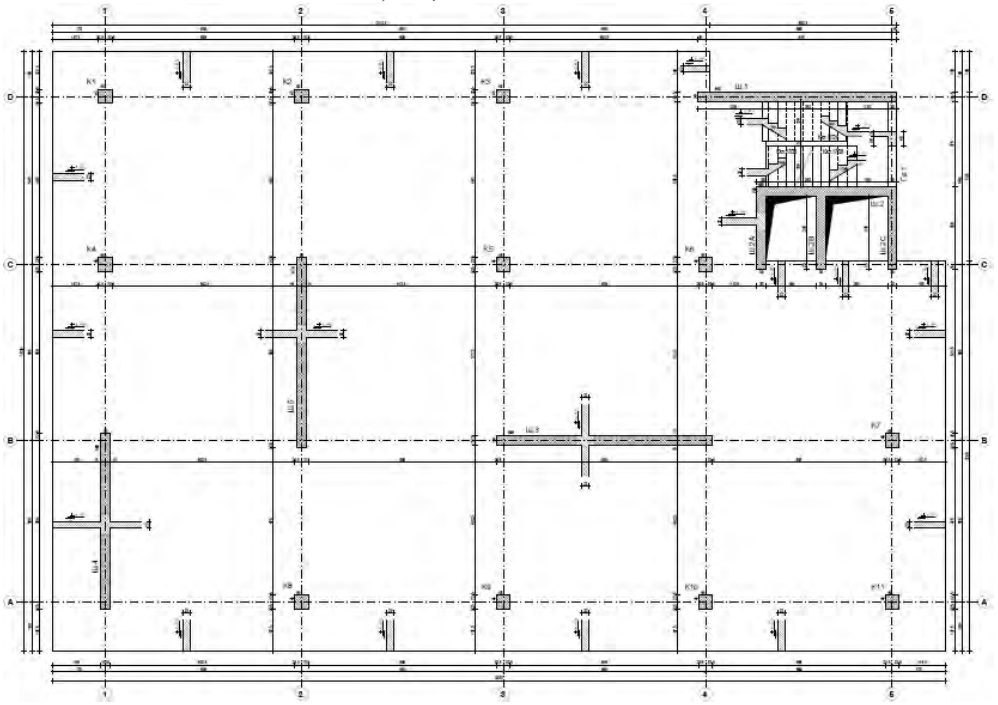
Настилката е гранитогрес (h=2 cm) върху циментна замазка (h=3 cm), предвидена е таванна мазилка (h=2 cm).

Постоянното характеристично въздействие върху подовите плочи е с интензитет $G_{f,k}$=1,53 kN/m$^2$. Плътните зидове са тухлени, с двустранна мазилка – $G_{wall,k}$=15,9 kN/m', подпрозоречните – $G_{wall,k}$=7 kN/m'. Променливото характеристично въздействие върху подовите плочи е с интензитет $q_{f,k}$=4,50 kN/m$^2$ (съгласно технологично задание).

- покрив (плосък):

Настилките като пластове (без плочата), са както следва: хидроизолация; циментна замазка (h=10 cm); топлоизолация – XPS (h=10 cm); таванна мазилка (h=2 cm).

Постоянното характеристично въздействие върху покривната плоча е с интензитет $G_{f,k}$=2,57 kN/m$^2$. Предвидена е околовръстна, ограждаща стоманобетонна бордова греда, с размери – 15/50 [cm/cm] (над плочата). Променливото характеристично въздействие върху покривната плоча е с интензитет $q_{f,k}$=0,75 kN/m$^2$ (за плосък, неизползваем покрив, освен за ремонтни дейности). Променливото характеристично въздействие от сняг върху покривните плочи е с интензитет $S_{f,k}$=1,15 kN/m$^2$.



**Фигура 1.** Кофражен план на подова (типова) плоча

Забележка: Контурът на покривната плоча е същият, както при подовата плоча. Стълбищно-асансьорната клетка е затворена на кота покривна плоча, която е без денивелации и кули.

**2. Анализи, видове модели и групи** [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7]

За анализите е използван специализиран софтуер SAP2000, базиран на работа по Метода на крайните елементи. Моделирането е извършено основно с Shell и Frame – крайни елементи, като размерността на дискретизационната мрежа е ограничена до 60/60 [cm/cm].

След извършени проверки, се установява, че конструкцията е нерегулярна в план и не е усукващо-деформируема система. Заради това е приет коефициент на поведение q=2. Коефициентът на значимост $\gamma_I$=1. Референтното ускорение – $a_{gR}$=0,23.g. Почвата е тип D.

Динамичните характеристики – период и честота на трептене, са в граници – за такъв вид конструкции [8, 9].

**Разглежда се шайба Ш3 – 30/695 [cm/cm], за която се намират стойностите на разрезните усилия, при различни настройки и изчислителни предпоставки (приемания).**

*Изчислителните модели са с характеристики, диференцирани, в зависимост от различни моделирания (настройки), с които работят проектантите-конструктори в българската практика. Различните видове моделирания, са обобщени от авторите и представляват резултат на проучване между колегите конструктори. Затова подобен тип обзор с обобщение, представлява интерес, защото е налице обединение на различните подходи (съответно и на резултатите), като параметризацията води до „отсяване“ на „желани“/„нежелани“ начини за съставяне на изчислителен модел (от страна на инженера).*

Описанието на изчислителните модели, обединени в отделни групи и с различни височини на критичните зони, е показано в табл. 1:

**Таблица 1.** Общо описание на групите и съставящите ги изчислителни модели, със съответната височина на критичната зона на конструктивните стени по височина

| Група | Модел – **М №**… | Височина на критичната зона – $h_{cr.}$ | |
|---|---|---|---|
| | | *по модел* | *по графична конструкция* |
| **А** | **1** | **2 етажа** | **7,11 m** |
| | **2** | | |
| | **3** | | |
| | **4** | | |
| **Б** | **1** | **1 етаж** | |
| | **2** | | |
| | **3** | | |
| | **4** | | |
| **В** | **5.1 (2)** | **2 етажа** | |
| | **5.2 (4)** | | |
| **Г** | **5.1 (2)** | **1 етаж** | |
| | **5.2 (4)** | | |
| **Д** | **6** | **2 етажа** | |
| | **6** | **1 етаж** | |

**Забележки:**

1. Модел 5.1 и Модел 5.2, са „производни", съответно на Модел 2 и Модел 4;
2. Височината на критичната зона по модел, е моделирана до ниво плоча (цял етаж), в зависимост от приемането за височина на сградата;
3. Височината на критичната зона по графична конструкция, отчита дължината на отместването от опън (tension shifting).

В табл. 2 са показани различните настройки в среда на програмен продукт, чрез които са извършени анализите (съгл. табл. 1), таблицата се гледа съвместно с фиг. №№ 2 ÷ 13 (посочени в лилав цвят вътре в табл. данни).

**Таблица 2.** Пълна характеристика на изчислителните модели, в зависимост от извършената корекция – с множител и/или опция на софтуера

| **Модел 1** |
|---|
| • огъвателна коравина на плочи – намалена 100 пъти (коефициент 0,01) – фиг. 2 и фиг. 3<br>• мембранна коравина на конструктивни стени (шайби) в критична зона – редуцирана (коефициент 0,5) - фиг. 2 и фиг. 4, извън критична зона – без корекция (коефициент 1) – фиг. 2 и фиг. 5<br>• връзка „колона – плоча": ставна – фиг. 6<br>• опорни условия за горен ръб фундамент: запъване - фиг. 7 |

| **Модел 2** |
|---|
| • плочи – Diaphragms – фиг. 8<br>• конструктивни стени (шайби) в критична зона – с редуциран (коефициент 0,5) E – модул и нулиран коефициент на Poisson за материала – фиг. 9 и фиг. 10, извън критична зона – без корекция (коефициент 1) на E – модул и коефициент на Poisson за материала – фиг. 2 и фиг. 5<br>• връзка „колона – плоча": ставна - фиг. 6<br>• опорни условия за горен ръб фундамент: запъване - фиг. 7 |

| **Модел 3** |
|---|
| • огъвателна коравина на плочи – намалена 100 пъти (коефициент 0,01) - фиг. 2 и фиг. 3<br>• конструктивни стени (шайби) в критична зона – с редуциран (коефициент 0,5) E – модул и нулиран коефициент на Poisson за материала - фиг. 9 и фиг. 10, извън критична зона – без корекция (коефициент 1) на E – модул и коефициент на Poisson за материала – фиг. 2 и фиг. 5<br>• връзка „колона – плоча": ставна - фиг. 6<br>• опорни условия за горен ръб фундамент: запъване - фиг. 7 |

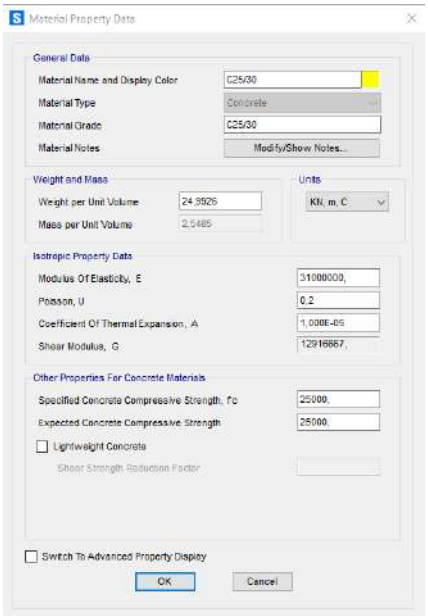
| **Модел 4** |
|---|
| • плочи – Diaphragms – фиг. 8<br>• мембранна коравина на конструктивни стени (шайби) в критична зона – редуцирана (коефициент 0,5) - фиг. 2 и фиг. 4, извън критична зона – без корекция (коефициент 1) – фиг. 2 и фиг. 5<br>• връзка „колона – плоча": ставна - фиг. 6<br>• опорни условия за горен ръб фундамент: запъване - фиг. 7 |

**Таблица 2.** *продължение*

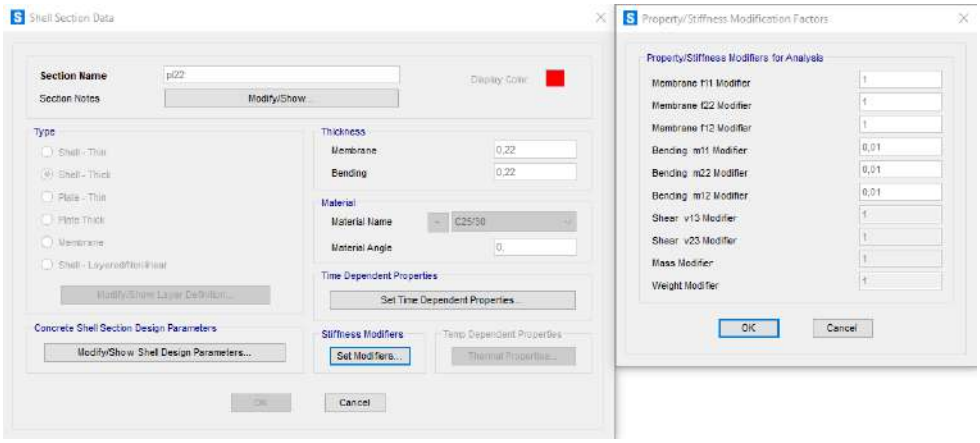
| **Модел 5.1** |
|---|
| • плочи – Diaphragms – фиг. 8, с огъвателна коравина – редуцирана (коефициент 0,5) – фиг. 2 и фиг. 11<br>• конструктивни стени (шайби) в критична зона – с редуциран (коефициент 0,5) E – модул и нулиран коефициент на Poisson за материала – фиг. 9 и фиг. 10, извън критична зона – без корекция (коефициент 1) на E – модул и коефициент на Poisson за материала – фиг. 2 и фиг. 5<br>• колони – с увеличена осова коравина – 10 пъти – фиг. 12<br>• връзка „колона – плоча“: ставна - фиг. 6<br>• опорни условия за горен ръб фундамент: запъване - фиг. 7 |

| **Модел 5.2** |
|---|
| • плочи – Diaphragms – фиг. 8, с огъвателна коравина – редуцирана (коефициент 0,5) фиг. 2 и фиг. 11<br>• мембранна коравина на конструктивни стени (шайби) в критична зона – редуцирана (коефициент 0,5) - фиг. 2 и фиг. 4, извън критична зона – без корекция (коефициент 1) – фиг. 2 и фиг. 5<br>• колони – с увеличена осова коравина – 10 пъти – фиг. 12<br>• връзка „колона – плоча“: ставна - фиг. 6<br>• опорни условия за горен ръб фундамент: запъване - фиг. 7 |

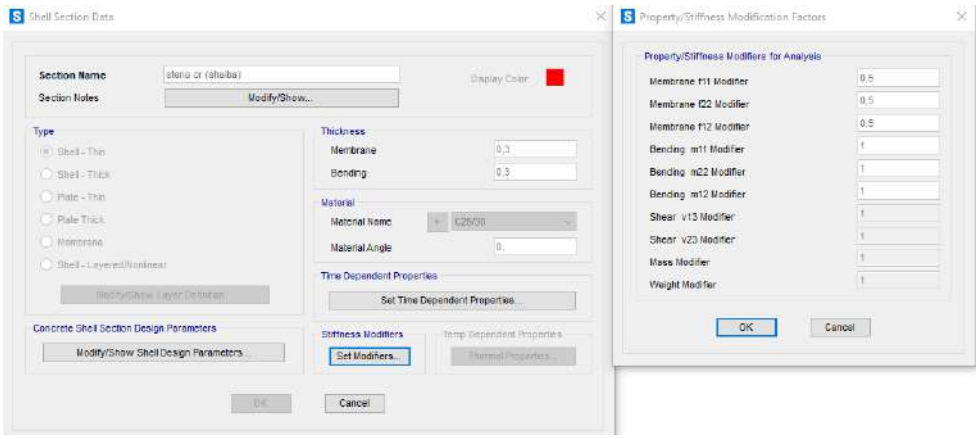
| **Модел 6** |
|---|
| • плочи – Diaphragms – фиг. 8, с огъвателна коравина – редуцирана (коефициент 0,5) фиг. 2 и фиг. 11<br>• мембранна, огъвна и коравина на срязване на конструктивни стени (шайби) в критична зона – редуцирани (коефициент 0,5) – фиг. 2 и фиг. 13, извън критична зона – без корекция (коефициент 1) – фиг. 2 и фиг. 5<br>• връзка „колона – плоча“: ставна - фиг. 6<br>• опорни условия за горен ръб фундамент: запъване - фиг. 7 |



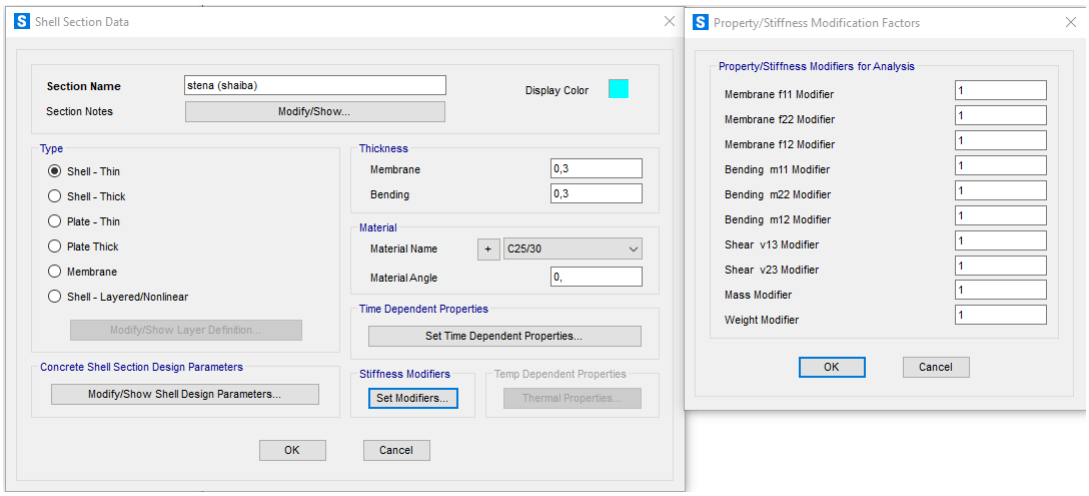

**Фигура 2.** Дефиниране на материал – характеристики



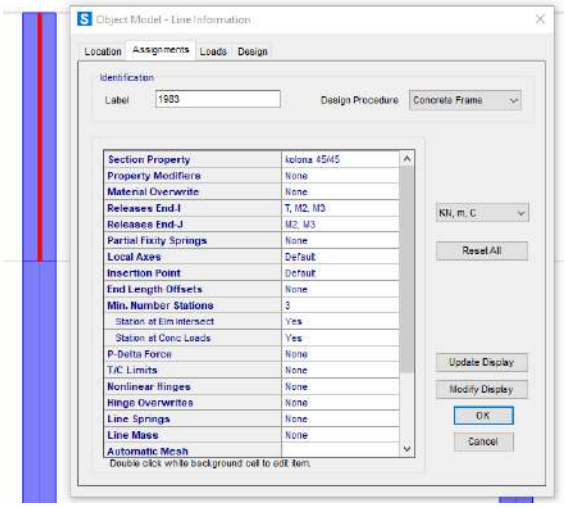

**Фигура 3.** Дефиниране на напречно сечение на плочи – множители "Bending…" (**Set Modifiers**)



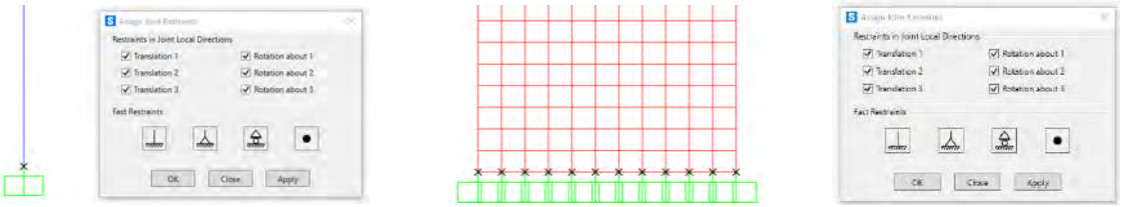

**Фигура 4.** Дефиниране на напречно сечение на конструктивни стени в критична зона – множители множители "Membrane…" (**Set Modifiers**)




**Фигура 5.** Дефиниране на напречно сечение на конструктивни стени извън критична зона – множители

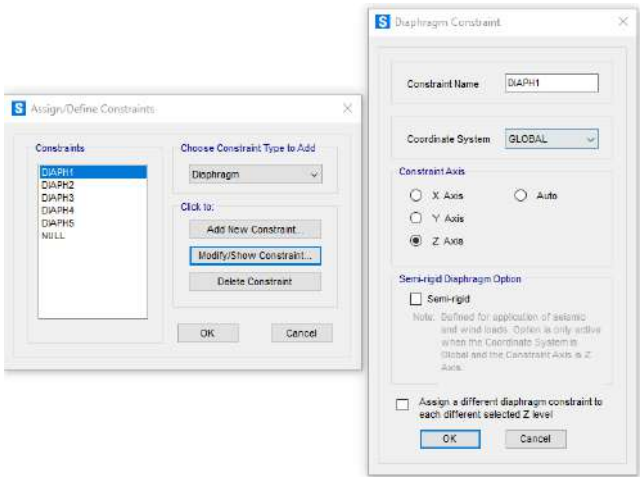



**Фигура 6.** Дефиниране на напречно сечение на колони – възлови освобождавания



а). при колона (прътов КЕ) б). при конструктивна стена (черупков/плочест КЕ)

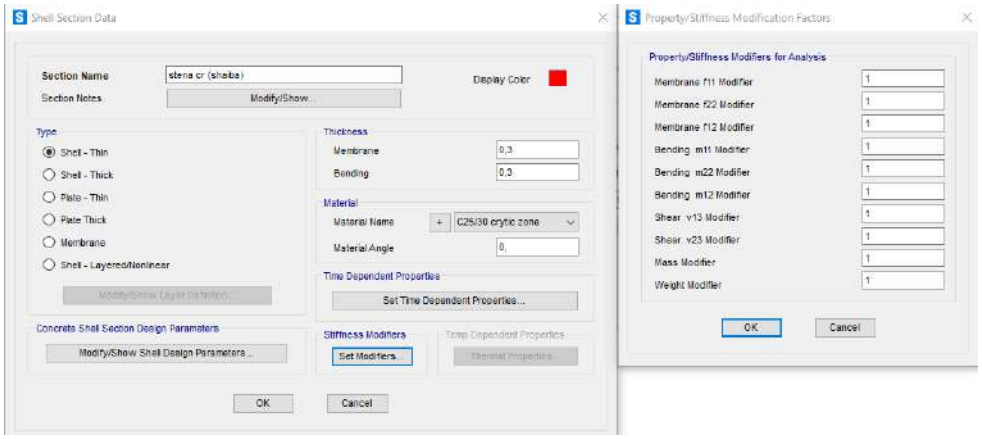
**Фигура 7.** Дефиниране на опорни условия – пълно запъване,
при Frame и Shell крайни елементи (КЕ)



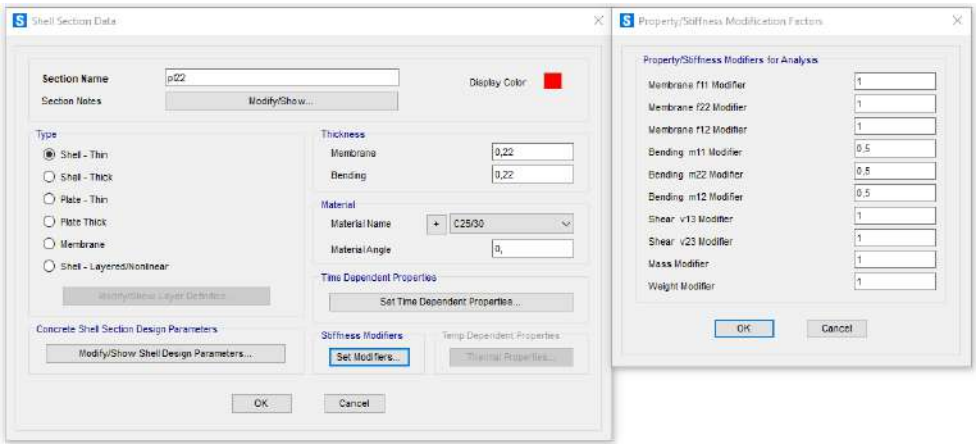

**Фигура 8.** Дефиниране на корави дискове - диафрагми



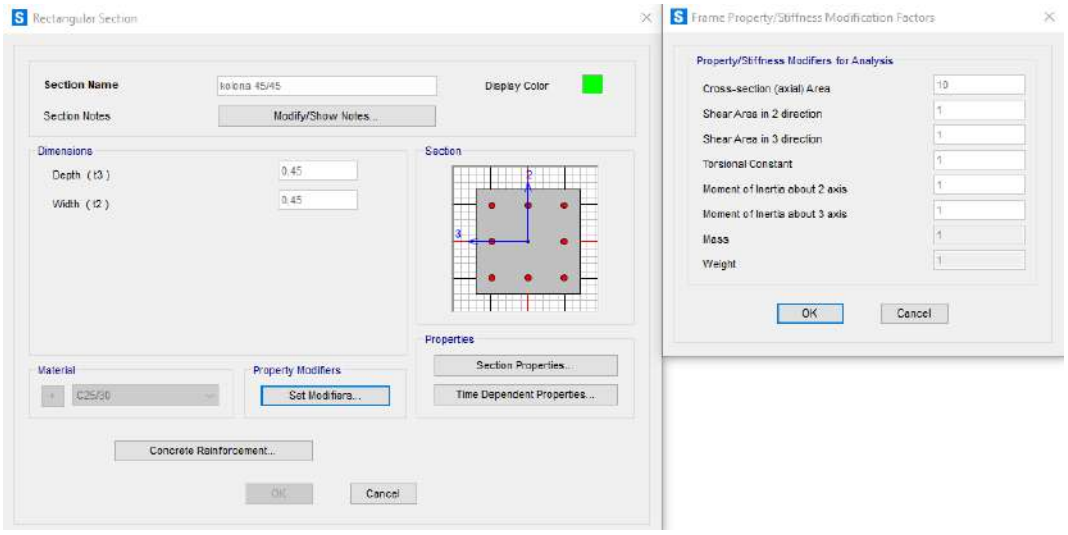

**Фигура 9.** Дефиниране на материал с коригирани характеристики



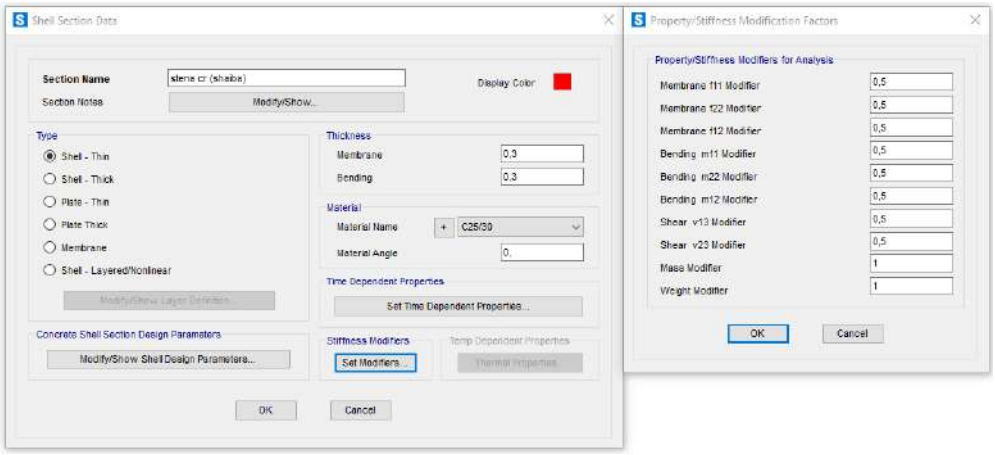

**Фигура 10.** Дефиниране на напречно сечение на конструктивна стена – в критична зона, от материал с коригирани характеристики




**Фигура 11.** Дефиниране на напречно сечение на плочи с корекция (редукция) на множители "Bending…" (**Set Modifiers**)




**Фигура 12.** Дефиниране на напречно сечение на колона
с множител "Cros-section (axial) Area (**Set Modifiers**)

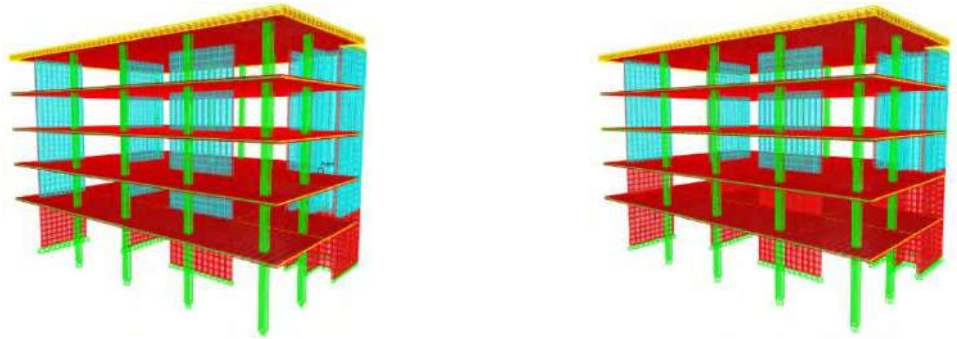



**Фигура 13.** Дефиниране на напречно сечение на конструктивна стена
в критична зона с корекция (редукция)
на множители: "Membrane…", "Bending…" и "Shear…" (**Set Modifiers**)

**Забележка**: Точното моделиране на критичната зона до височина, получена по изчисление (в случая за разгледаните примери – 711 cm), е неефективно и ненужно, защото: първо, се оказва трудоемко за работа, тъй като изисква допълнителна дискретизация на крайните елементи, за формиране на зони с различна работа (коравина) и второ – в много голям процент от реалните случаи в практиката, е почти технологично невъзможно (дори и при успех в компютърното моделиране), тъй като преходите чрез смяна на брой и/или диаметър пръти, в рамките на едно ниво, изискват прецизност по отношение на техника за свързване на армировките и идея за последващо уплътняване на бетона, като не се пренебрегват и местоположенията/зоните на снаждания и закотвяния (в места на какви усилия като знак и стойност да бъдат реализирани).

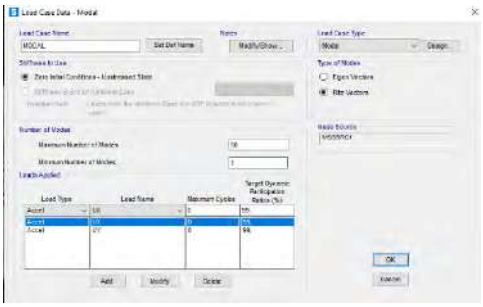
Предвид тези забележки, се приема „гранична" стойност на част от критична зона – до *горно* ниво на „попадналия" в критичната зона етаж.

По-надолу, на фиг. 14 ÷ 19, са представени основните настройки за сеизмични анализи.

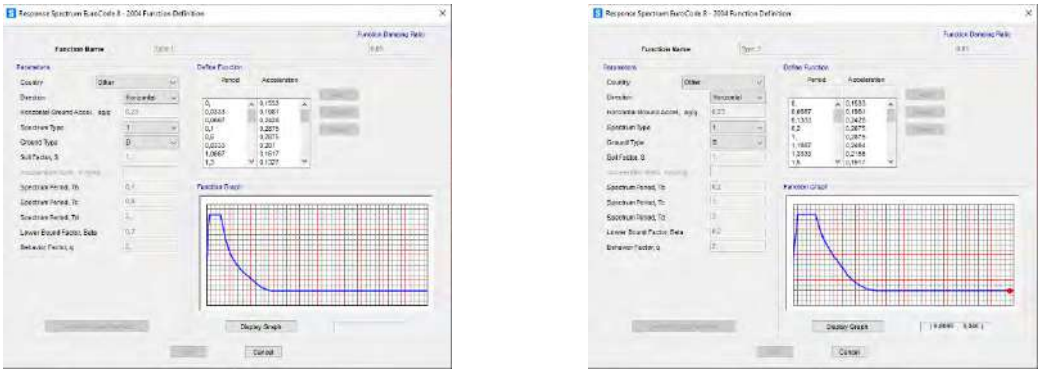


а). сграда с *един етаж* в критична зона б). сграда с *два етажа* в критична зона

**Фигура 14.** 3D – визуализация на изчислителен модел
(с акцент: крайни елементи и опорни условия)

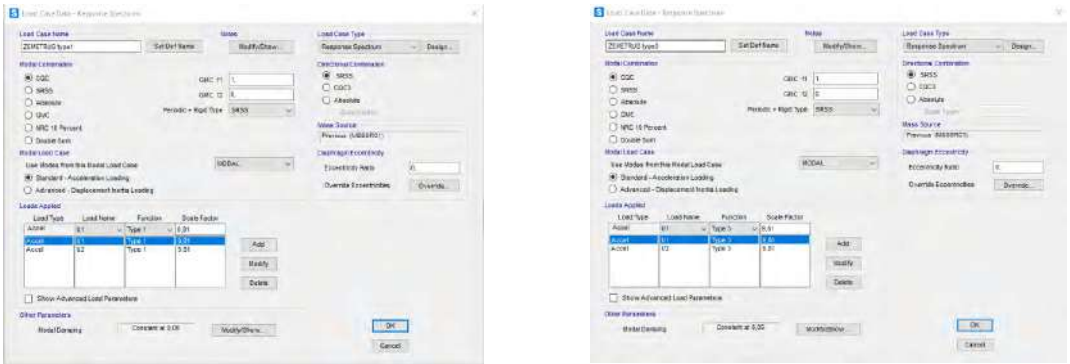


**Фигура 15.** Настройки за Модален анализ



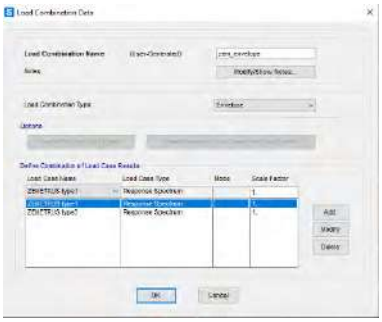
а). Спектър Вид 1 б). Спектър Вид 3

**Фигура 16.** Дефиниране на спектрални криви

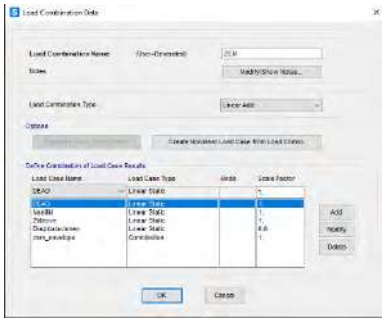


а). Спектър Вид 1 б). Спектър Вид 3

**Фигура 17.** Настройки за Сеизмичен спектрален (линеен) анализ,
без отчитане на случайните ексцентрицитети на плочите



**Фигура 18.** Дефиниране на ENVELOPE – комбинация от двата Спектъра



**Фигура 19.** Дефиниране на Сеизмична комбинация

## 4. Резултати

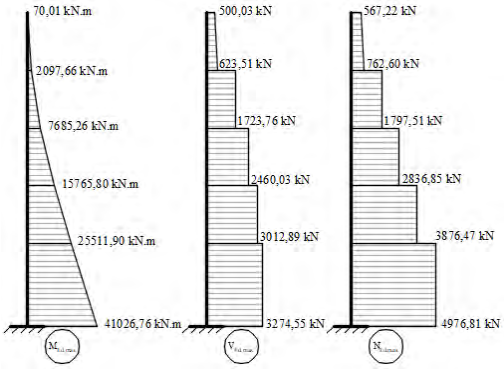
По-надолу са показани диаграмите на разрезните усилия, съгл. табл. 3:

**Таблица 3.** Структура на фигури №№ 20 ÷ 61

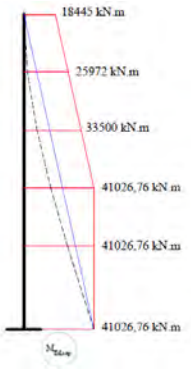
| | |
|---|---|
| Диаграми на разрезните усилия:<br>• огъващ момент<br>• напречна сила<br>• нормална сила<br><br>*Резултати от директно проведен компютърен анализ* | Диаграма на $M_{cap.}$ |
| | $h_{cr.}$=1 (първи) етаж ($H_1$=4,90 m) |
| | $h_{cr.}$=7,11 m $\left(h_{cr.} = 0{,}8.\ell_{wall}.\cot g\theta°\right)$ |
| | $h_{cr.}$=2 (първи + втори) етажи ($H_{1+2}$=8,30 m) |
| | Височина на критичната зона $h_{cr.}$ – зона на образуване на пластична става и дължина на т.нар. „опънно отместване“ (за графично построение на капацитивно коригираната М-диаграма) |

**Анализи Група А.**

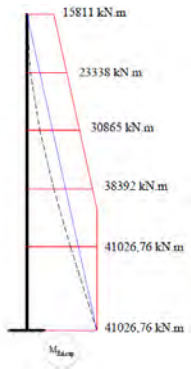
**а). Модел 1**




**Фигура 20.** Диаграми на: M, V и N

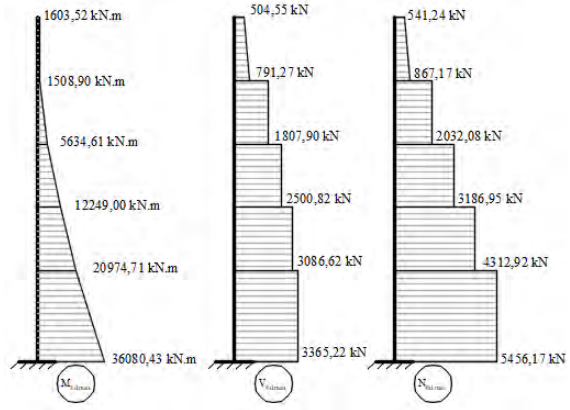



**Фигура 21.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=2 етажи

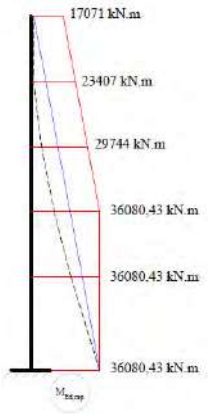



**Фигура 22.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

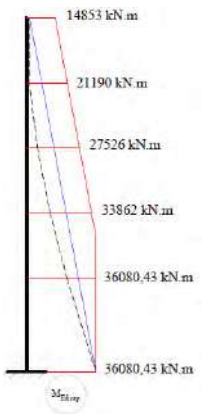
**б). Модел 2**




**Фигура 23.** Диаграми на: M, V и N

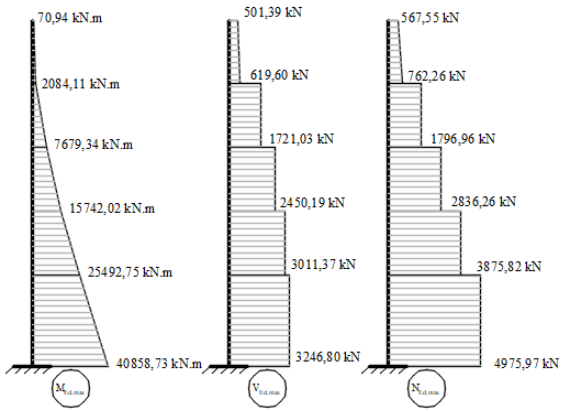



**Фигура 24.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=2 етажи

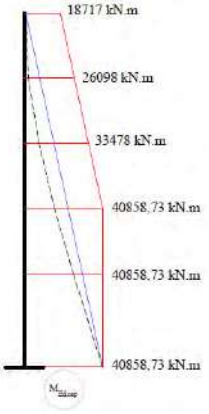



**Фигура 25.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

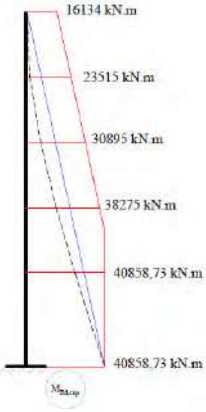
**в). Модел 3**




**Фигура 26.** Диаграми на: M, V и N

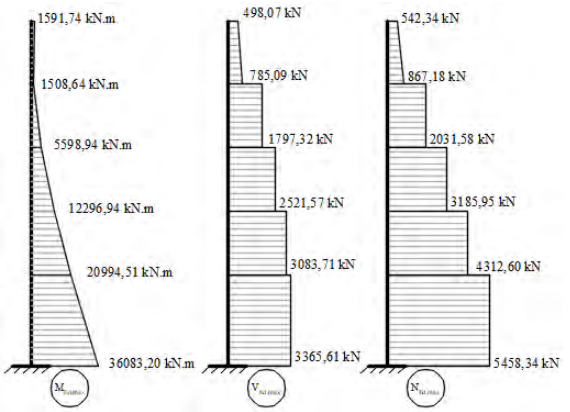



**Фигура 27.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=2 етажи

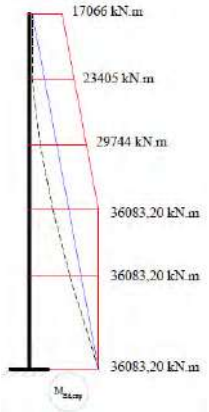



**Фигура 28.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

**г). Модел 4**




**Фигура 29.** Диаграми на: M, V и N



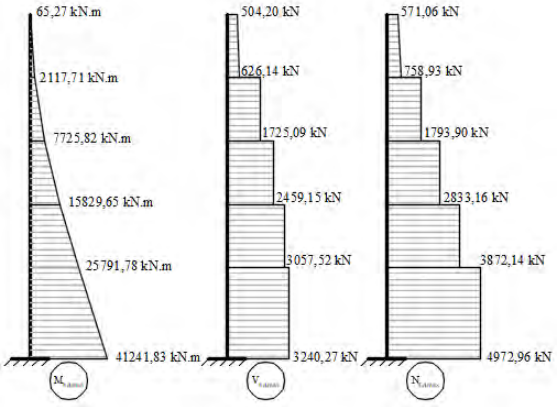

**Фигура 30.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=2 етажи



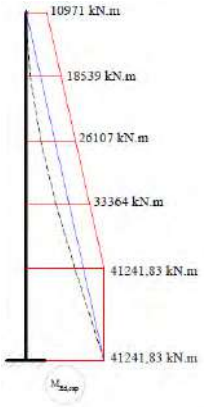

**Фигура 31.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

**Анализи Група Б.**

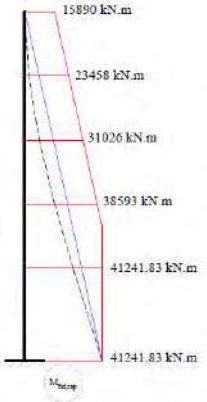
**а). Модел 1**




**Фигура 32.** Диаграми на: M, V и N

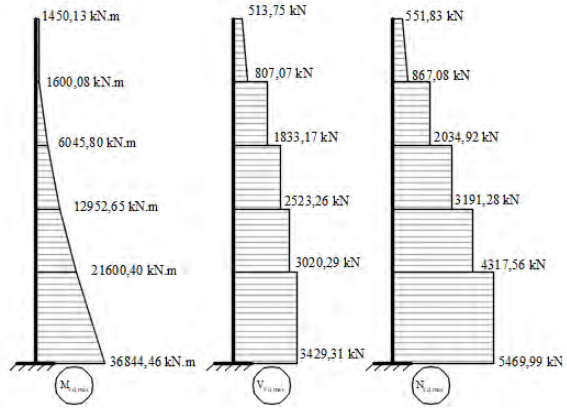



**Фигура 33.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=1 етаж

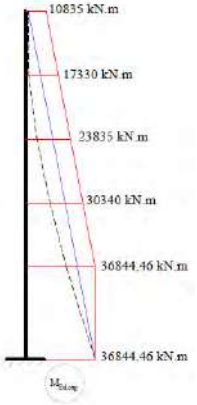



**Фигура 34.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

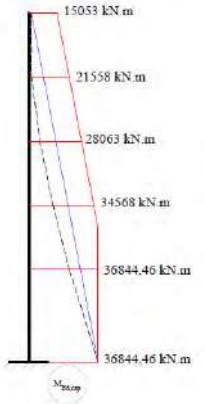
**б). Модел 2**




**Фигура 35.** Диаграми на: M, V и N

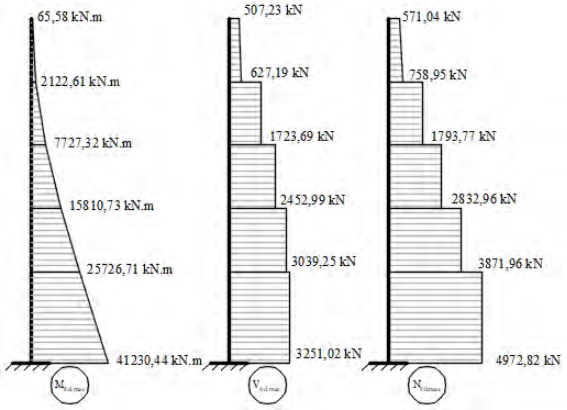



**Фигура 36.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=1 етаж

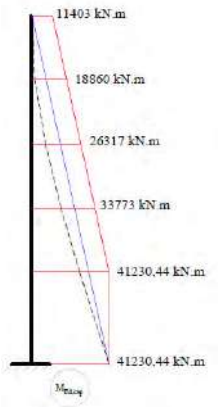



**Фигура 37.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

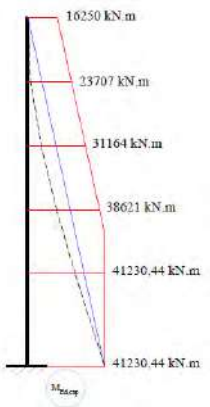
**в). Модел 3**




**Фигура 38.** Диаграми на: M, V и N

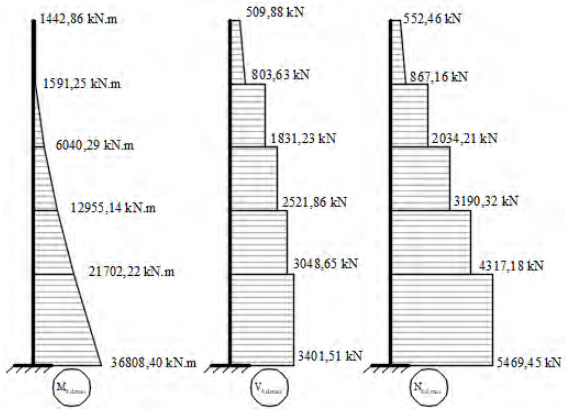



**Фигура 39.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=1 етаж

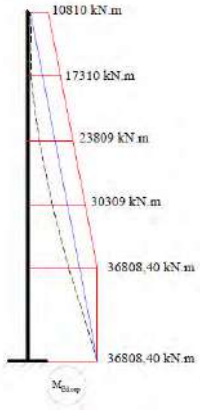



**Фигура 40.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

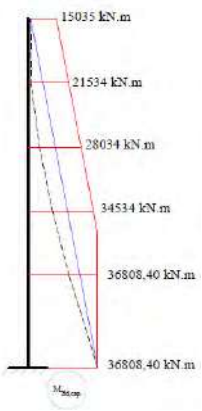
**г). Модел 4**




**Фигура 41.** Диаграми на: M, V и N



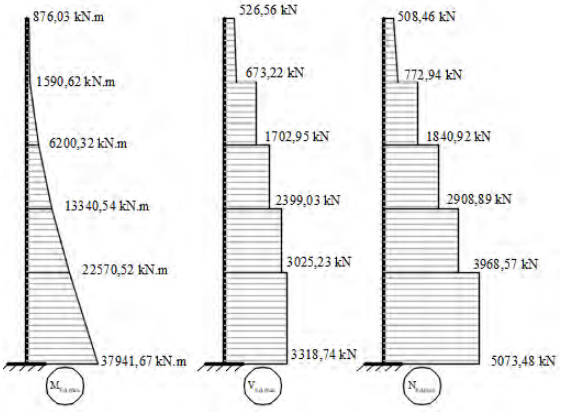

**Фигура 42.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=1 етаж



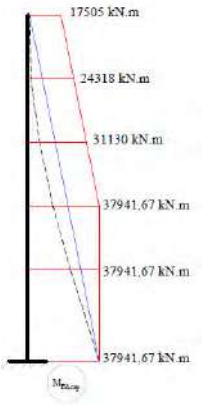

**Фигура 43.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

**<u>Група анализи В</u>.**

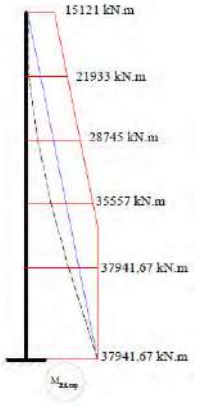
**а). Модел 5.1 (Модел 2)**




**Фигура 44.** Диаграми на: M, V и N

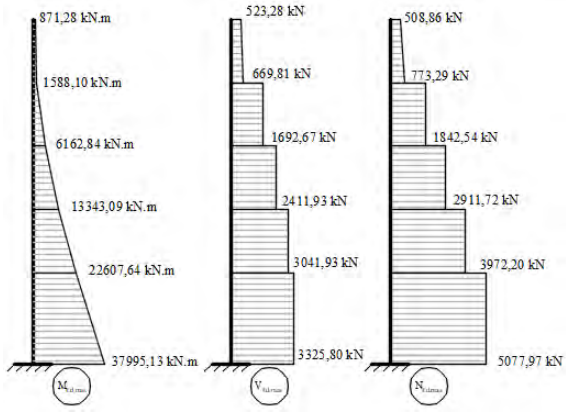



**Фигура 45.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=2 етажи

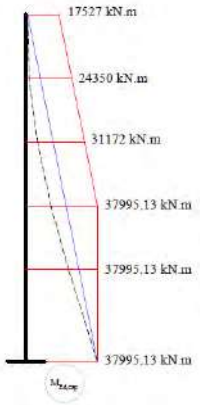



**Фигура 46.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

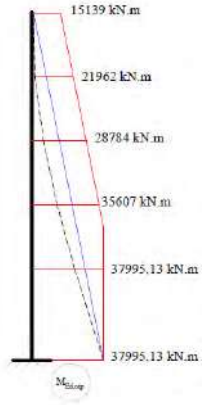
**б). Модел 5.2 (Модел 4)**




**Фигура 47.** Диаграми на: M, V и N



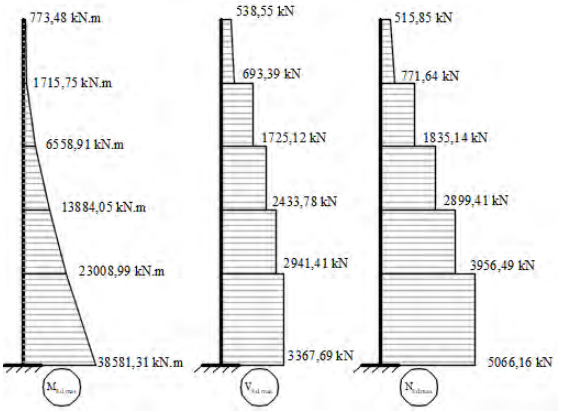

**Фигура 48.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=2 етажи



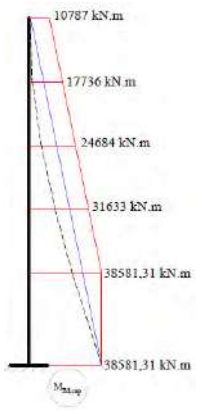

**Фигура 49.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

**Анализи от Група Г.**

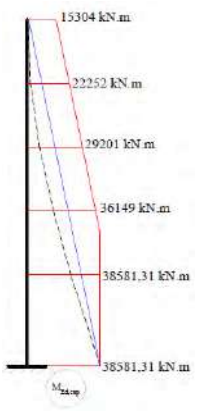
**а). Модел 5.1 (Модел 2)**




**Фигура 50.** Диаграми на: M, V и N

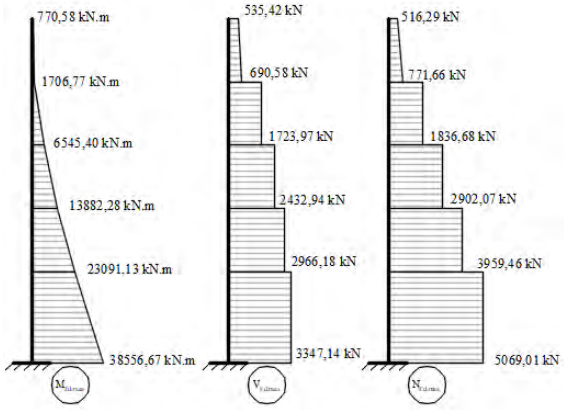



**Фигура 51.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=1 етаж

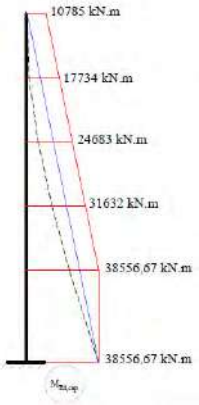



**Фигура 52.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

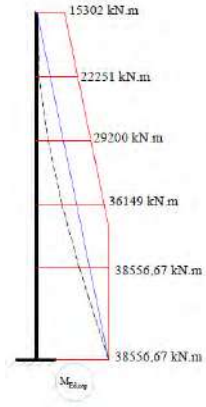
**б). Модел 5.2 (Модел 4)**




**Фигура 53.** Диаграми на: M, V и N



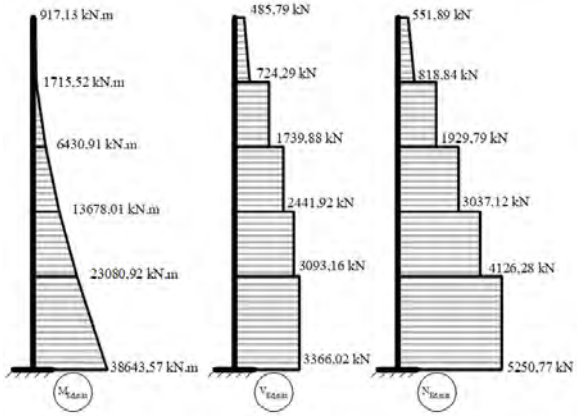

**Фигура 54.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=1 етаж



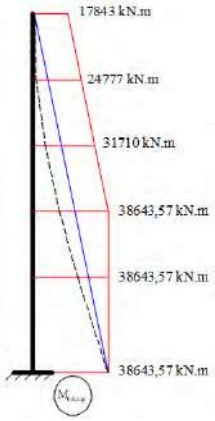

**Фигура 55.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

**Анализи от Група Д.**

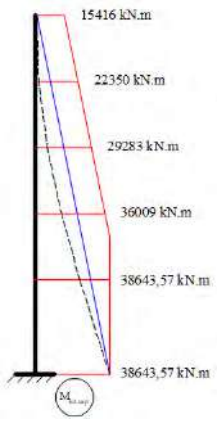
**а). Модел 6**




**Фигура 56.** Диаграми на: M, V и N

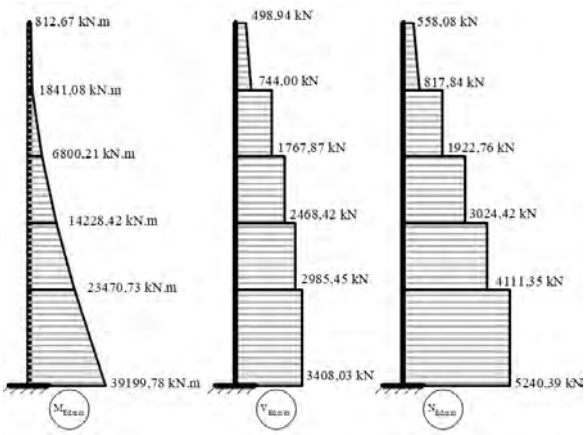



**Фигура 57.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=2 етажи

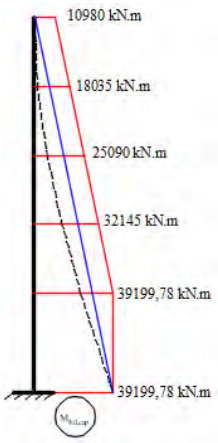



**Фигура 58.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

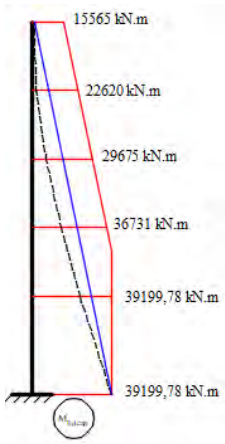
**б). Модел 6**




**Фигура 59.** Диаграми на: M, V и N




**Фигура 60.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=1 етаж




**Фигура 61.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

***АНАЛИЗИТЕ ПРОДЪЛЖАВАТ В ЧАСТ ВТОРА НА ДОКЛАДА, КАТО ТАМ СА ПОКАЗАНИ ИЗВОДИ (ЗАКЛЮЧЕНИЕТО) И ИЗПОЛЗВАНАТА ЛИТЕРАТУРА.***

***ПРЕПОРЪЧИТЕЛНО Е ДВЕТЕ ЧАСТИ НА ДОКЛАДА (ПЪРВА И ВТОРА) ДА СЕ ЧЕТАТ ЗАЕДНО, ЗА ДА СЕ ПРОСЛЕДЯТ РАЗЛИКИТЕ В РАЗЛИЧНИТЕ ВИДОВЕ МОДЕЛИРАНИЯ.***

# ВЛИЯНИЕ НА ФАКТОРА „КОРАВИНА“ ПРИ АНАЛИЗ НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКТИВНИ СТЕНИ, ПОДЛОЖЕНИ НА СЕИЗМИЧНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ. ЧАСТ ВТОРА – ОТЧИТАНЕ НА СЛУЧАЙНИТЕ ЕКСЦЕНТРИЦИТЕТИ НА ЕТАЖНИТЕ ПОДОВИ КОНСТРУКЦИИ

**Анита Хандрулева[1], Станислав Цветков[2], Хюсеин Хасан[3]**

*Висше строително училище „Любен Каравелов“ – София*

# INFLUENCE OF THE "STIFFNESS" FACTOR IN THE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL WALLS SUBJECTED TO SEISMIC IMPACT. PART TWO - WITH ACCOUNTING FOR ACCIDENTAL ECCENTRICITIES OF STORY FLOOR STRUCTURES

**Anita Handruleva[1], Stanislav Tsvetkov[2], Husein Hasan[3]**

*University of structural engineering and architecture (VSU) "Lyuben Karavelov" - Sofia*

***Abstract**: The report presents parametric analyzes of a reinforced concrete building - wall structural system designed for an average level of ductility with considering the random accidental eccentricities of the storey floor structures. With different settings (regarding stiffness parameters of individual elements) in the environment of a specialized software product, based on work on the Finite Element Method, different computational models were compiled, from which the values of shear forces were observed: bending moment, transverse and normal forces. Maximum values are indicated. The report is accompanied by pictures of the screen windows - for clarification.*

***Key words**: SAP2000, reinforced concrete structural shear wall, Eurocode 8*

[1] Анита Хандрулева, доц. д-р инж., катедра „Механика и математика“, Строителен факултет, гр. София, ул. Суходолска 175, e-mail: anita_handruleva@abv.bg ; Anita Handruleva, Associate Professor Eng., PhD, Department of Mechanics and Mathematics, Faculty of Construction, Address: Bulgaria, Sofia 175 Suhodolska str., E-mail: anita_handruleva@abv.bg

[2] Станислав Цветков, доц. д-р инж., катедра „Строителни конструкции“, Строителен факултет, гр. София, ул. Суходолска 175, e-mail: st.cvetkov@vsu.bg ; Stanislav Tsvetkov, Associate Professor Eng., PhD, Department of Building Structures, Faculty of Construction, Address: Bulgaria, Sofia 175 Suhodolska str., E-mail: st.cvetkov@vsu.bg

[3] Хюсеин Хасан, Магистър - инженер по „Строителство на сгради и съоръжения – Строителни конструкции“, Husein Hasan, Master - engineer of Construction of Buildings and facilities – Building structures

## 1. Общи сведения

Обект на разглеждане е промишлена сграда, със смесено предназначение (вкл. и административна част, в района на град Велико Търново, с ***индивидуално архитектурно-технологично разпределение на помещенията.***

Материалите за конструкцията са съответно: клас бетон С25/30 и клас армировъчна стомана – клас В500В.

Дебелината на подовите (типови) и покривна плочи, е 22 cm. Широчината на стоманобетонните конструктивни стени е 30 cm. Колоните са с квадратно напречно сечение – 45/45 [cm/cm]. Кофражен план на плочата е показан на фиг. 1.

Сградата е 5 етажна, като първият етаж е по-висок от останалите типови с 1,50 m (без сутерен). Етажната височина е 3,40 m за типови етажи, първият етаж е с височина 4,90 m.

- типови етажи:

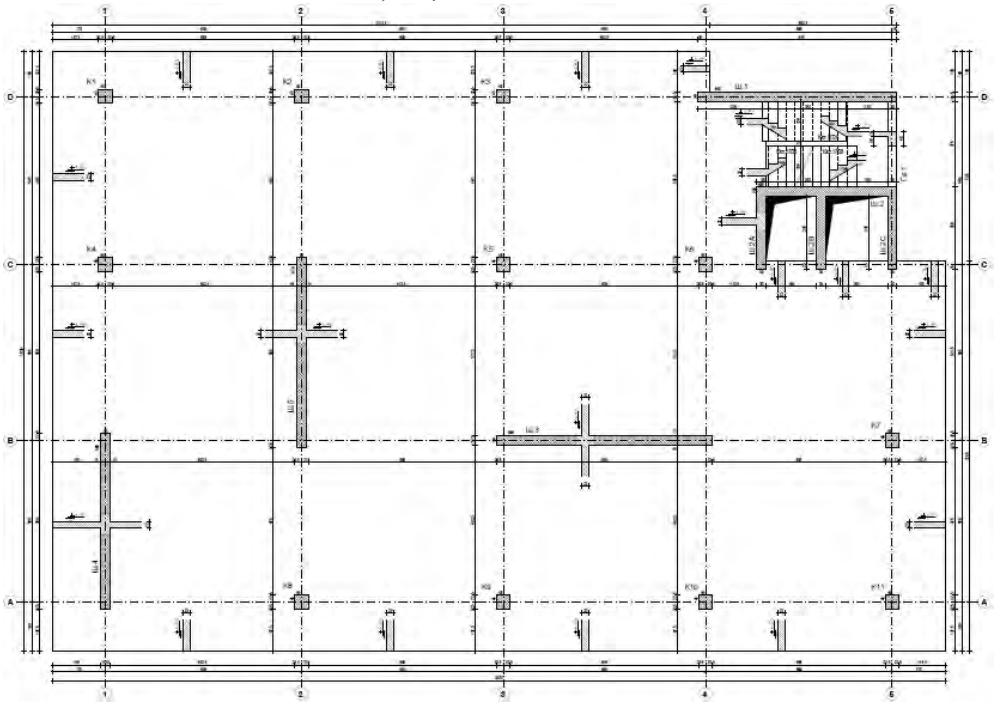
Настилката е гранитогрес (h=2 cm) върху циментна замазка (h=3 cm), предвидена е таванна мазилка (h=2 cm).

Постоянното характеристично въздействие върху подовите плочи е с интензитет $G_{f,k}$=1,53 kN/m$^2$. Плътните зидове са тухлени, с двустранна мазилка – $G_{wall,k}$=15,9 kN/m', подпрозоречните – $G_{wall,k}$=7 kN/m'. Променливото характеристично въздействие върху подовите плочи е с интензитет $q_{f,k}$=4,50 kN/m$^2$ (съгласно технологично задание).

- покрив (плосък):

Настилките като пластове (без плочата), са както следва: хидроизолация; циментна замазка (h=10 cm); топлоизолация – XPS (h=10 cm); таванна мазилка (h=2 cm).

Постоянното характеристично въздействие върху покривната плоча е с интензитет $G_{f,k}$=2,57 kN/m$^2$. Предвидена е околовръстна, ограждаща стоманобетонна бордова греда, с размери – 15/50 [cm/cm] (над плочата). Променливото характеристично въздействие върху покривната плоча е с интензитет $q_{f,k}$=0,75 kN/m$^2$ (за плосък, неизползваем покрив, освен за ремонтни дейности). Променливото характеристично въздействие от сняг върху покривните плочи е с интензитет $S_{f,k}$=1,15 kN/m$^2$.



**Фигура 1.** Кофражен план на подова (типова) плоча

Забележка: Контурът на покривната плоча е същият, както при подовата плоча. Стълбищно-асансьорната клетка е затворена на кота покривна плоча, която е без денивелации и кули.

**2. Анализи, видове модели и групи** [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7]

За анализите е използван специализиран софтуер SAP2000, базиран на работа по Метода на крайните елементи. Моделирането е извършено основно с Shell и Frame – крайни елементи, като размерността на дискретизационната мрежа е ограничена до 60/60 [cm/cm].

След извършени проверки, се установява, че конструкцията е нерегулярна в план и не е усукващо-деформируема система. Заради това е приет коефициент на поведение q=2. Коефициентът на значимост $\gamma_I$=1. Референтното ускорение – $a_{gR}$=0,23.g. Почвата е тип D.

Динамичните характеристики – период и честота на трептене, са в граници – за такъв вид конструкции [8, 9].

**Разглежда се шайба Ш3 – 30/695 [cm/cm], за която се намират стойностите на разрезните усилия, при различни настройки и изчислителни предпоставки (приемания).**

*Изчислителните модели са с характеристики, диференцирани, в зависимост от различни моделирания (настройки), с които работят проектантите-конструктори в българската практика. Различните видове моделирания, са обобщени от авторите и представляват резултат на проучване между колегите конструктори. Затова подобен тип обзор с обобщение, представлява интерес, защото е налице обединение на различните подходи (съответно и на резултатите), като параметризацията води до „отсяване“ на „желани“/„нежелани“ начини за съставяне на изчислителен модел (от страна на инженера).*

Описанието на изчислителните модели, обединени в отделни групи и с различни височини на критичните зони, е показано в табл. 1:

**Таблица 1.** Общо описание на групите и съставящите ги изчислителни модели, със съответната височина на критичната зона на конструктивните стени по височина

| Група | Модел – **М №**… | Височина на критичната зона – $h_{cr.}$ | |
|---|---|---|---|
| | | *по модел* | *по графична конструкция* |
| **А** | **1** | **2 етажа** | **7,11 m** |
| | **2** | | |
| | **3** | | |
| | **4** | | |
| **Б** | **1** | **1 етаж** | |
| | **2** | | |
| | **3** | | |
| | **4** | | |
| **В** | **5.1 (2)** | **2 етажа** | |
| | **5.2 (4)** | | |
| **Г** | **5.1 (2)** | **1 етаж** | |
| | **5.2 (4)** | | |
| **Д** | **6** | **2 етажа** | |
| | **6** | **1 етаж** | |

**Забележки:**

1. Модел 5.1 и Модел 5.2, са „производни", съответно на Модел 2 и Модел 4;
2. Височината на критичната зона по модел, е моделирана до ниво плоча (цял етаж), в зависимост от приемането за височина на сградата;
3. Височината на критичната зона по графична конструкция, отчита дължината на отместването от опън (tension shifting).

В табл. 2 са показани различните настройки в среда на програмен продукт, чрез които са извършени анализите (съгл. табл. 1), таблицата се гледа съвместно с фиг. №№ 2 ÷ 13 (посочени в лилав цвят вътре в табл. данни).

**Таблица 2.** Пълна характеристика на изчислителните модели, в зависимост от извършената корекция – с множител и/или опция на софтуера

| **Модел 1** |
|---|
| • огъвателна коравина на плочи – намалена 100 пъти (коефициент 0,01) – фиг. 2 и фиг. 3<br>• мембранна коравина на конструктивни стени (шайби) в критична зона – редуцирана (коефициент 0,5) - фиг. 2 и фиг. 4, извън критична зона – без корекция (коефициент 1) – фиг. 2 и фиг. 5<br>• връзка „колона – плоча": ставна – фиг. 6<br>• опорни условия за горен ръб фундамент: запъване - фиг. 7 |

| **Модел 2** |
|---|
| • плочи – Diaphragms – фиг. 8<br>• конструктивни стени (шайби) в критична зона – с редуциран (коефициент 0,5) E – модул и нулиран коефициент на Poisson за материала – фиг. 9 и фиг. 10, извън критична зона – без корекция (коефициент 1) на E – модул и коефициент на Poisson за материала – фиг. 2 и фиг. 5<br>• връзка „колона – плоча": ставна - фиг. 6<br>• опорни условия за горен ръб фундамент: запъване - фиг. 7 |

| **Модел 3** |
|---|
| • огъвателна коравина на плочи – намалена 100 пъти (коефициент 0,01) - фиг. 2 и фиг. 3<br>• конструктивни стени (шайби) в критична зона – с редуциран (коефициент 0,5) E – модул и нулиран коефициент на Poisson за материала - фиг. 9 и фиг. 10, извън критична зона – без корекция (коефициент 1) на E – модул и коефициент на Poisson за материала – фиг. 2 и фиг. 5<br>• връзка „колона – плоча": ставна - фиг. 6<br>• опорни условия за горен ръб фундамент: запъване - фиг. 7 |

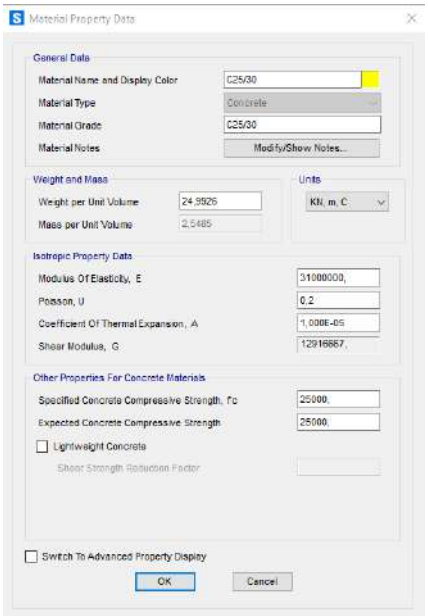
| **Модел 4** |
|---|
| • плочи – Diaphragms – фиг. 8<br>• мембранна коравина на конструктивни стени (шайби) в критична зона – редуцирана (коефициент 0,5) - фиг. 2 и фиг. 4, извън критична зона – без корекция (коефициент 1) – фиг. 2 и фиг. 5<br>• връзка „колона – плоча": ставна - фиг. 6<br>• опорни условия за горен ръб фундамент: запъване - фиг. 7 |

**Таблица 2.** *продължение*

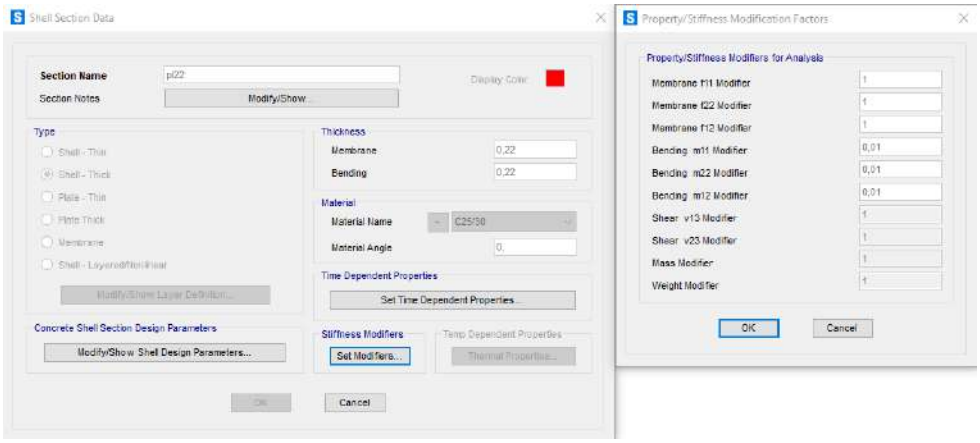
| **Модел 5.1** |
|---|
| • плочи – Diaphragms – фиг. 8, с огъвателна коравина – редуцирана (коефициент 0,5) – фиг. 2 и фиг. 11<br>• конструктивни стени (шайби) в критична зона – с редуциран (коефициент 0,5) E – модул и нулиран коефициент на Poisson за материала – фиг. 9 и фиг. 10, извън критична зона – без корекция (коефициент 1) на E – модул и коефициент на Poisson за материала – фиг. 2 и фиг. 5<br>• колони – с увеличена осова коравина – 10 пъти – фиг. 12<br>• връзка „колона – плоча“: ставна - фиг. 6<br>• опорни условия за горен ръб фундамент: запъване - фиг. 7 |

| **Модел 5.2** |
|---|
| • плочи – Diaphragms – фиг. 8, с огъвателна коравина – редуцирана (коефициент 0,5) фиг. 2 и фиг. 11<br>• мембранна коравина на конструктивни стени (шайби) в критична зона – редуцирана (коефициент 0,5) - фиг. 2 и фиг. 4, извън критична зона – без корекция (коефициент 1) – фиг. 2 и фиг. 5<br>• колони – с увеличена осова коравина – 10 пъти – фиг. 12<br>• връзка „колона – плоча“: ставна - фиг. 6<br>• опорни условия за горен ръб фундамент: запъване - фиг. 7 |

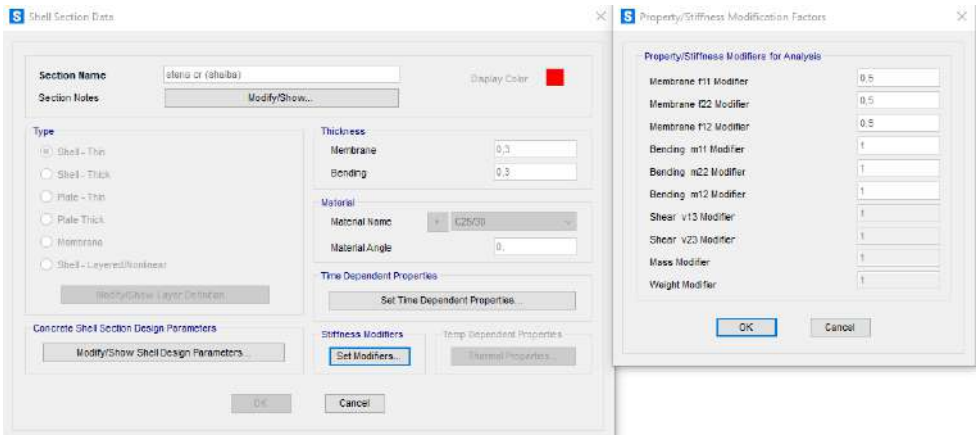
| **Модел 6** |
|---|
| • плочи – Diaphragms – фиг. 8, с огъвателна коравина – редуцирана (коефициент 0,5) фиг. 2 и фиг. 11<br>• мембранна, огъвна и коравина на срязване на конструктивни стени (шайби) в критична зона – редуцирани (коефициент 0,5) – фиг. 2 и фиг. 13, извън критична зона – без корекция (коефициент 1) – фиг. 2 и фиг. 5<br>• връзка „колона – плоча“: ставна - фиг. 6<br>• опорни условия за горен ръб фундамент: запъване - фиг. 7 |



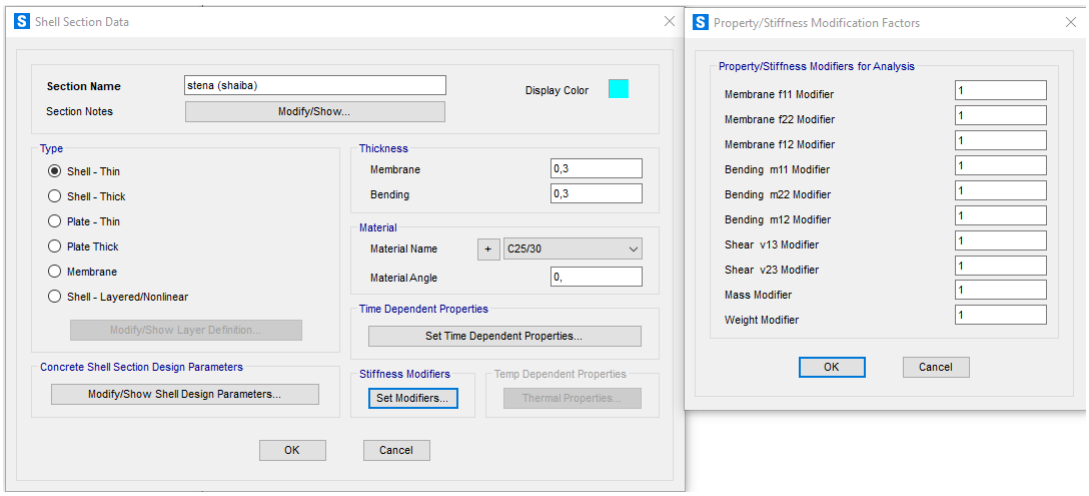

**Фигура 2.** Дефиниране на материал – характеристики



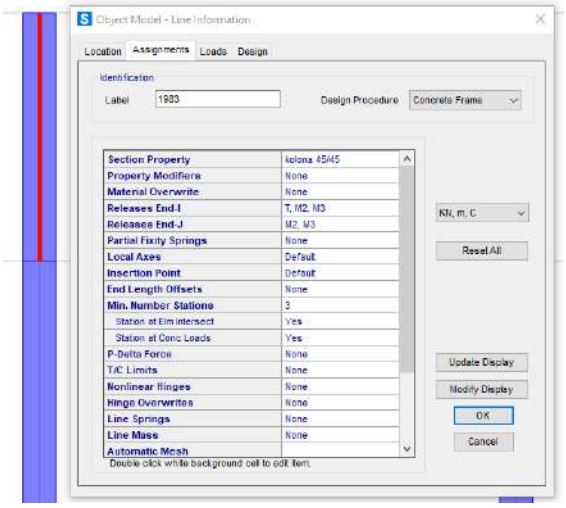

**Фигура 3.** Дефиниране на напречно сечение на плочи – множители "Bending…" (**Set Modifiers**)



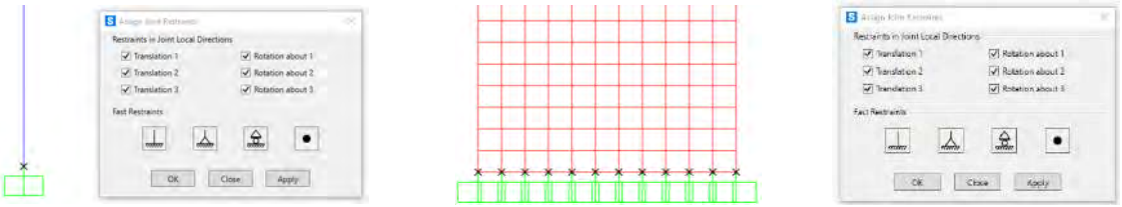

**Фигура 4.** Дефиниране на напречно сечение на конструктивни стени в критична зона – множители множители "Membrane…" (**Set Modifiers**)




**Фигура 5.** Дефиниране на напречно сечение на конструктивни стени извън критична зона – множители

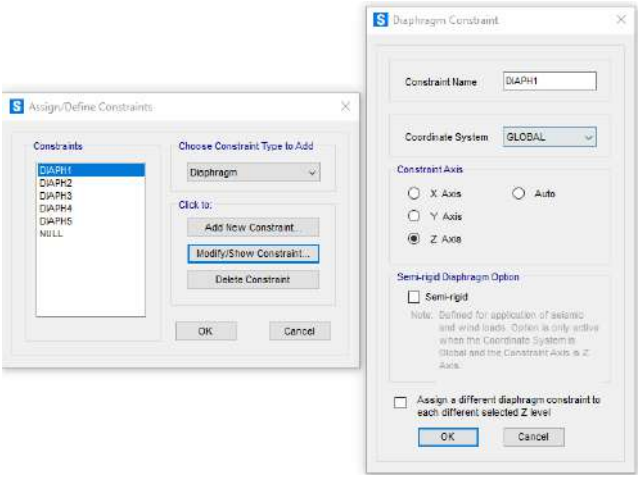



**Фигура 6.** Дефиниране на напречно сечение на колони – възлови освобождавания



а). при колона (прътов КЕ) б). при конструктивна стена (черупков/плочест КЕ)

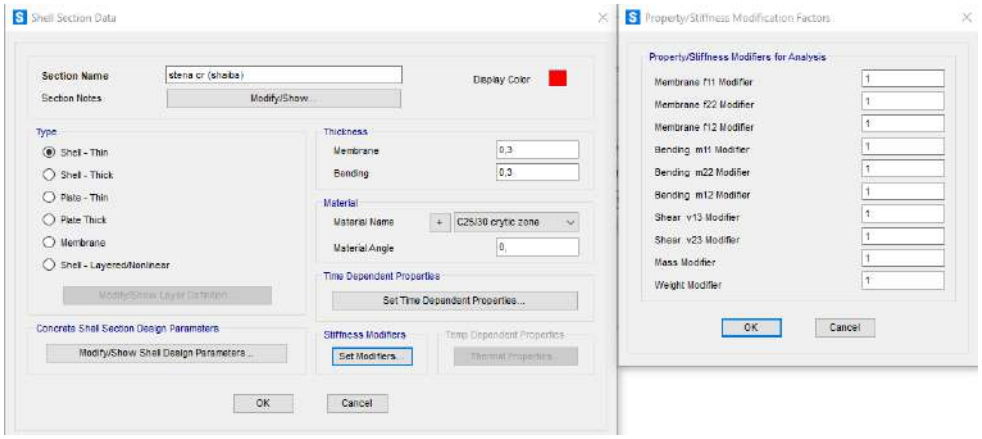
**Фигура 7.** Дефиниране на опорни условия – пълно запъване,
при Frame и Shell крайни елементи (КЕ)



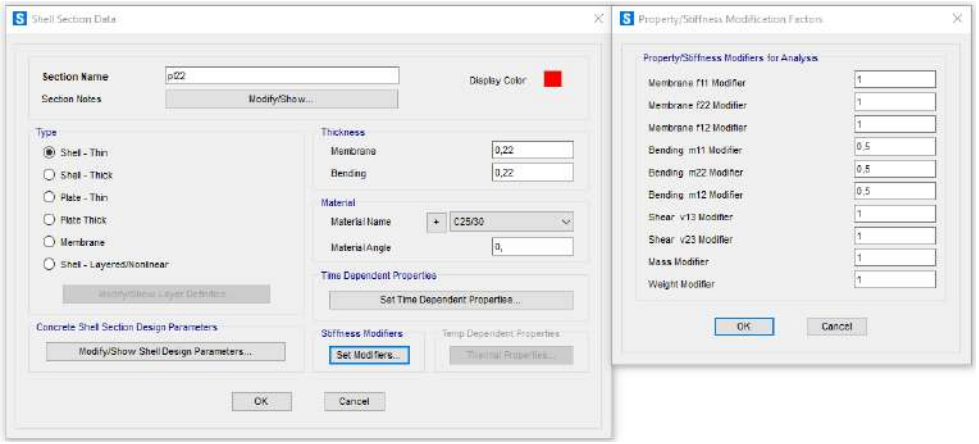

**Фигура 8.** Дефиниране на корави дискове - диафрагми



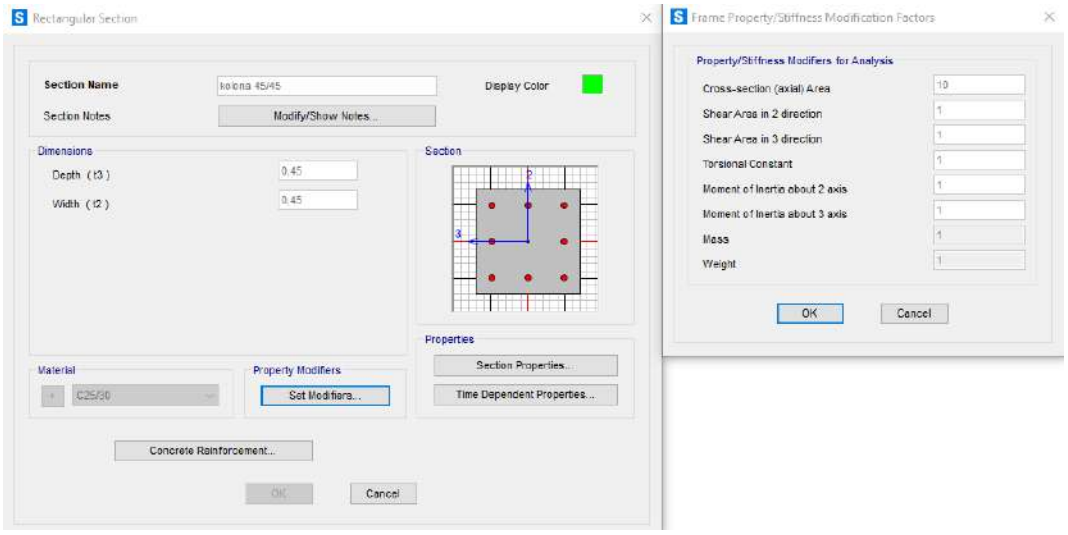

**Фигура 9.** Дефиниране на материал с коригирани характеристики



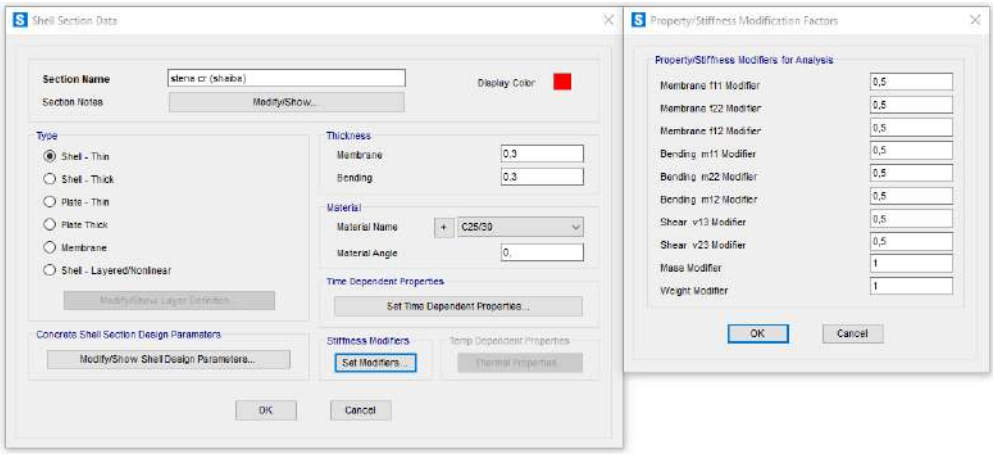

**Фигура 10.** Дефиниране на напречно сечение на конструктивна стена – в критична зона, от материал с коригирани характеристики




**Фигура 11.** Дефиниране на напречно сечение на плочи с корекция (редукция) на множители "Bending…" (**Set Modifiers**)




**Фигура 12.** Дефиниране на напречно сечение на колона
с множител "Cros-section (axial) Area (**Set Modifiers**)

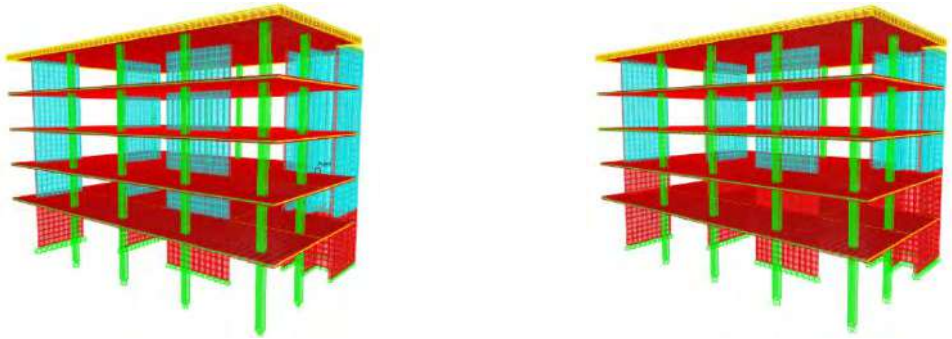



**Фигура 13.** Дефиниране на напречно сечение на конструктивна стена
в критична зона с корекция (редукция)
на множители: "Membrane…", "Bending…" и "Shear…" (**Set Modifiers**)

**Забележка**: Точното моделиране на критичната зона до височина, получена по изчисление (в случая за разгледаните примери – 711 cm), е неефективно и ненужно, защото: първо, се оказва трудоемко за работа, тъй като изисква допълнителна дискретизация на крайните елементи, за формиране на зони с различна работа (коравина) и второ – в много голям процент от реалните случаи в практиката, е почти технологично невъзможно (дори и при успех в компютърното моделиране), тъй като преходите чрез смяна на брой и/или диаметър пръти, в рамките на едно ниво, изискват прецизност по отношение на техника за свързване на армировките и идея за последващо уплътняване на бетона, като не се пренебрегват и местоположенията/зоните на снаждания и закотвяния (в места на какви усилия като знак и стойност да бъдат реализирани).

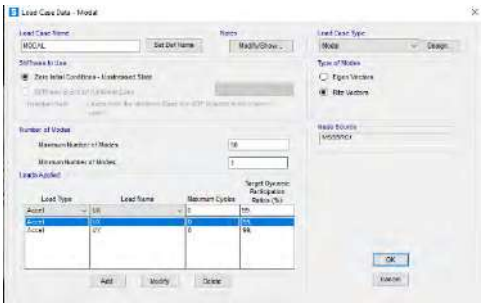
Предвид тези забележки, се приема „гранична" стойност на част от критична зона – до *горно* ниво на „попадналия" в критичната зона етаж.

По-надолу, на фиг. 14 ÷ 19, са представени основните настройки за сеизмични анализи.

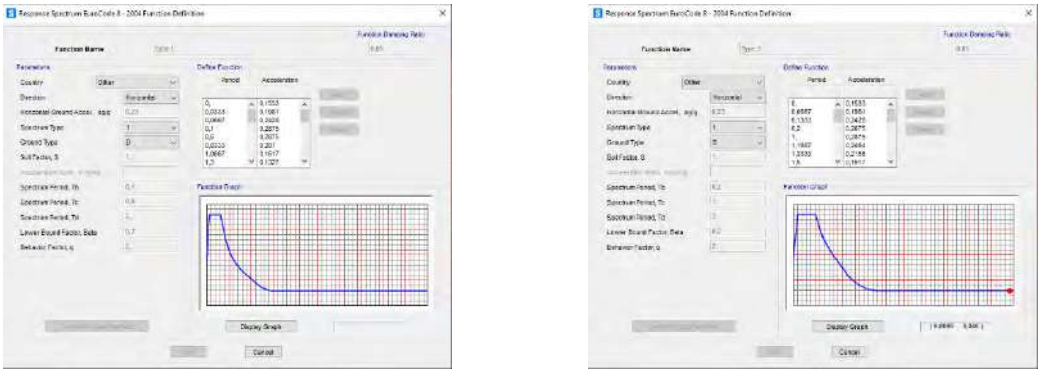


а). сграда с *един етаж* в критична зона б). сграда с *два етажа* в критична зона

**Фигура 14.** 3D – визуализация на изчислителен модел
(с акцент: крайни елементи и опорни условия)

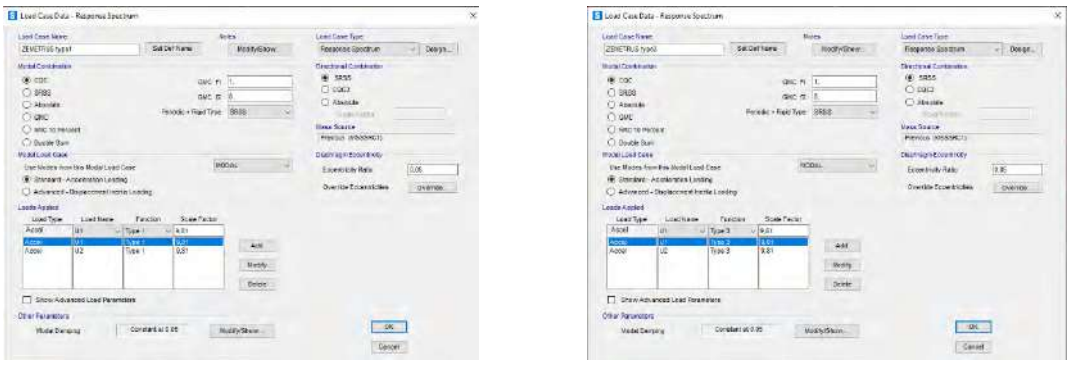


**Фигура 15.** Настройки за Модален анализ



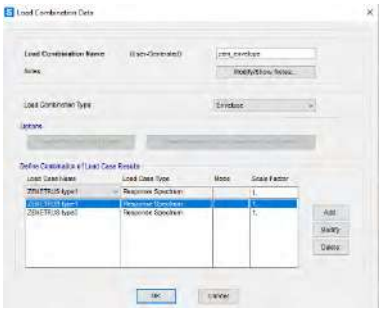
а). Спектър Вид 1 б). Спектър Вид 3

**Фигура 16.** Дефиниране на спектрални криви

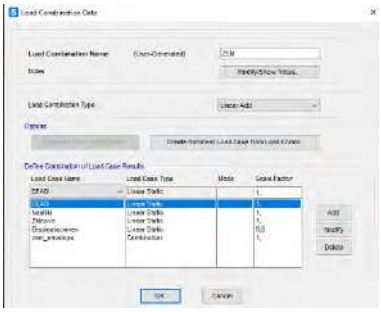


а). Спектър Вид 1 б). Спектър Вид 3

**Фигура 17.** Настройки за Сеизмичен спектрален (линеен) анализ,
с отчитане на случайните ексцентрицитети на плочите



**Фигура 18.** Дефиниране на ENVELOPE – комбинация от двата Спектъра



**Фигура 19.** Дефиниране на Сеизмична комбинация

## 3. Резултати

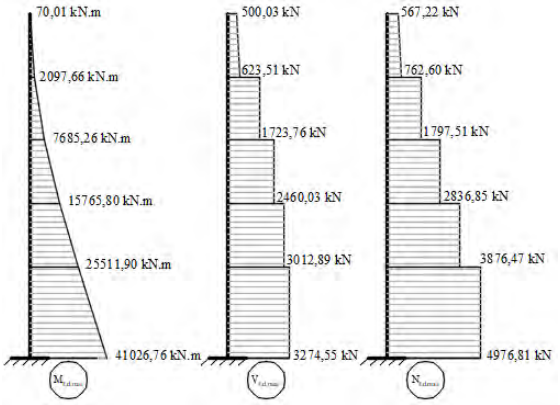
По-надолу са показани диаграмите на разрезните усилия, съгл. табл. 3:

**Таблица 3.** Структура на фигури №№ 20 ÷ 61

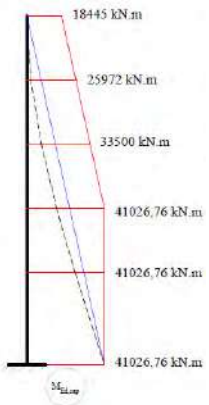
| Диаграми на разрезните усилия:<br>• огъващ момент<br>• напречна сила<br>• нормална сила<br><br>*Резултати от директно проведен компютърен анализ* | Диаграма на $M_{cap.}$ |
|---|---|
| | $h_{cr.}$=1 (първи) етаж ($H_1$=4,90 m) |
| | $h_{cr.}$=7,11 m $\left(h_{cr.} = 0{,}8.\ell_{wall}.\cot g\theta°\right)$ |
| | $h_{cr.}$=2 (първи + втори) етажи ($H_{1+2}$=8,30 m) |
| | Височина на критичната зона $h_{cr.}$ – зона на образуване на пластична става и дължина на т.нар. „опънно отместване“ (за графично построение на капацитивно коригираната М-диаграма) |

**<u>Анализи Група А</u>.**

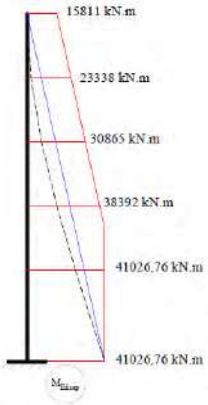
**а). Модел 1**




**Фигура 20.** Диаграми на: M, V и N

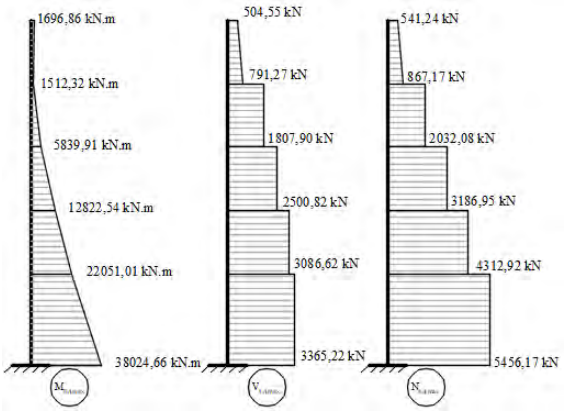



**Фигура 21.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=2 етажи

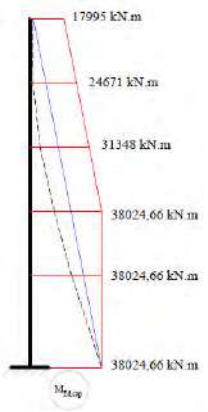



**Фигура 22.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

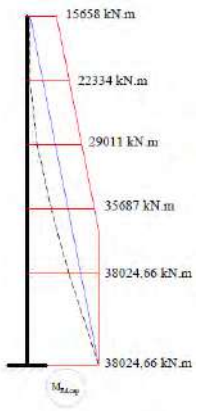
**б). Модел 2**




**Фигура 23.** Диаграми на: M, V и N

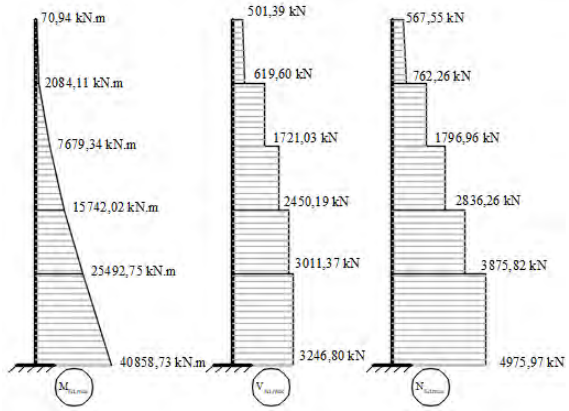



**Фигура 24.** Диаграма на $M_{cap.}$, при– $h_{cr.}$=2 етажи

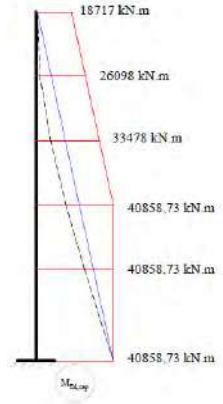



**Фигура 25.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

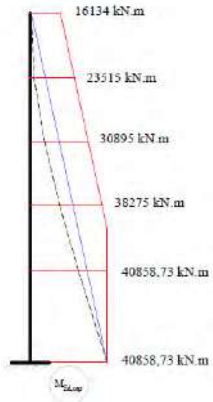
**в). Модел 3**




**Фигура 26.** Диаграми на: M, V и N

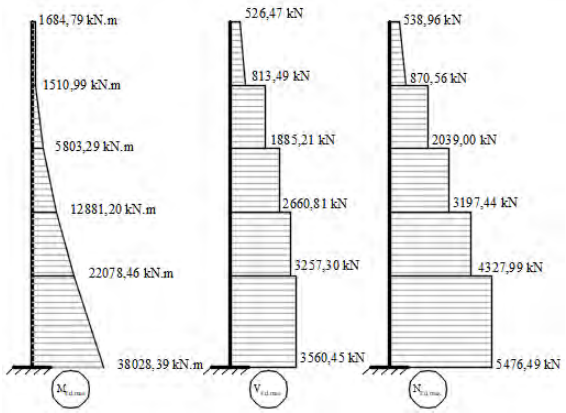



**Фигура 27.** Диаграма на $M_{cap.}$, $h_{cr.}$=2 етажи

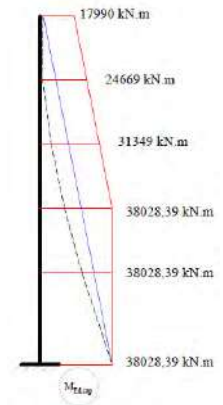



**Фигура 28.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

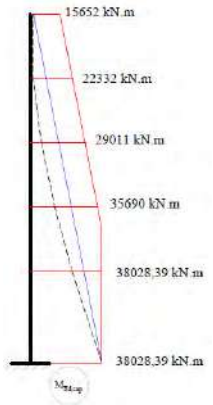
**г). Модел 4**




**Фигура 29.** Диаграми на: M, V и N



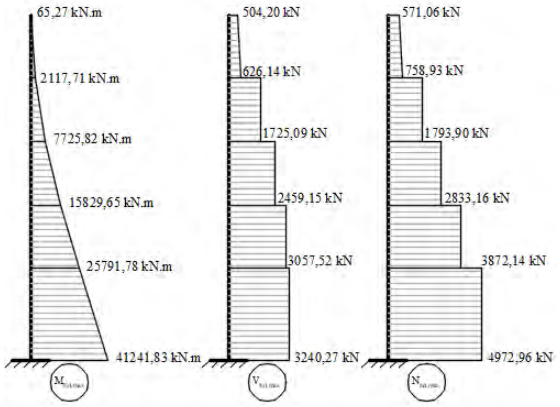

**Фигура 30.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=2 етажи



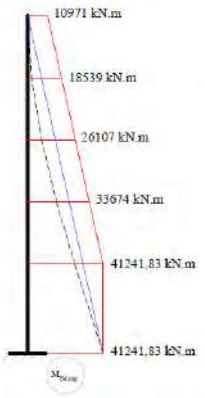

**Фигура 31.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

**Анализи Група Б.**

**а). Модел 1**




**Фигура 32.** Диаграми на: M, V и N

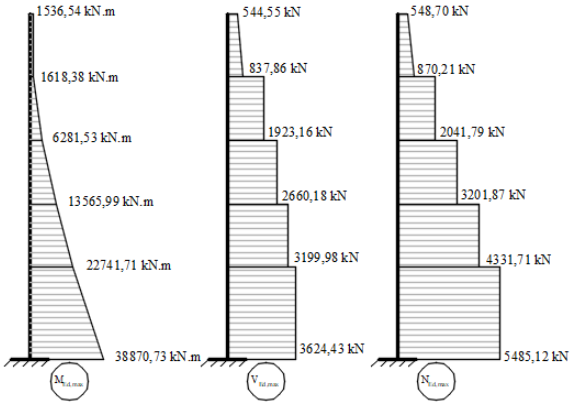



**Фигура 33.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=1 етаж

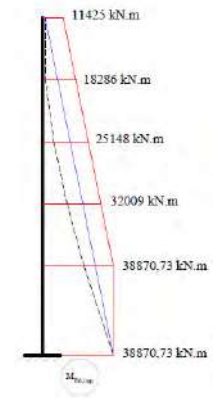



**Фигура 34.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

**б). Модел 2**




**Фигура 35.** Диаграми на: M, V и N

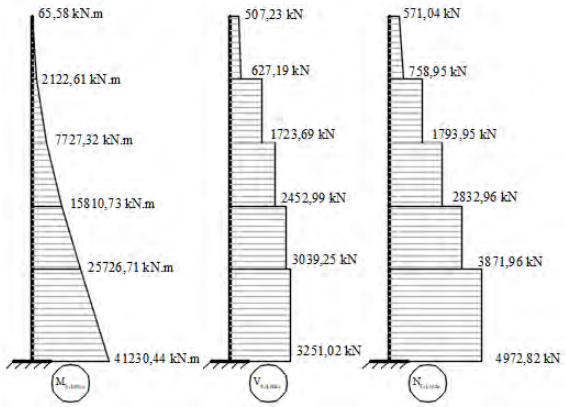



**Фигура 36.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=1 етаж




**Фигура 37.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

**в). Модел 3**




**Фигура 38.** Диаграми на: M, V и N

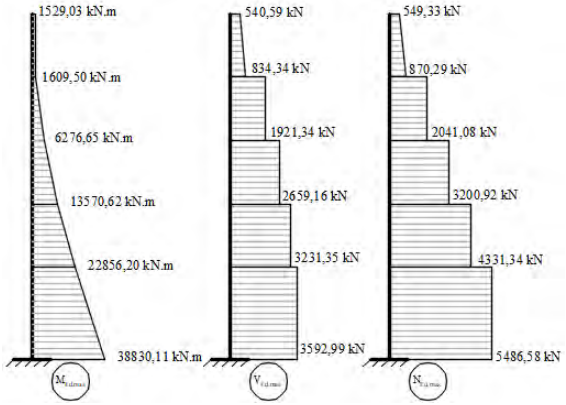



**Фигура 39.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=1 етаж

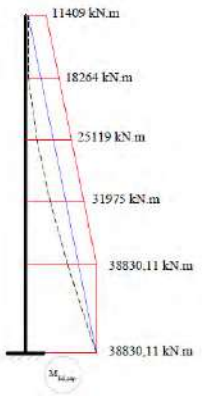



**Фигура 40.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

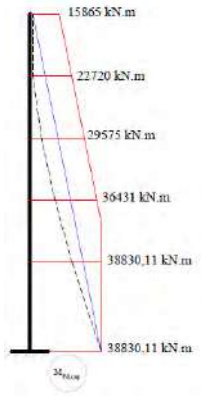
**г). Модел 4**




**Фигура 41.** Диаграми на: M, V и N



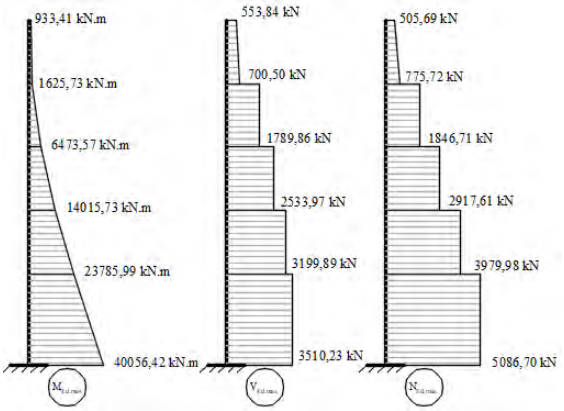

**Фигура 42.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=1 етаж



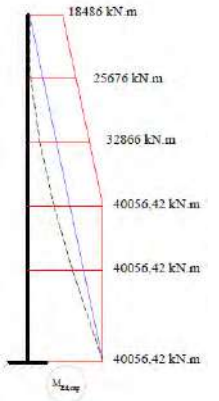

**Фигура 43.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

**<u>Група анализи В</u>.**

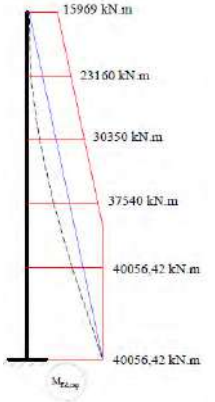
**а). Модел 5.1 (Модел 2)**




**Фигура 44.** Диаграми на: M, V и N

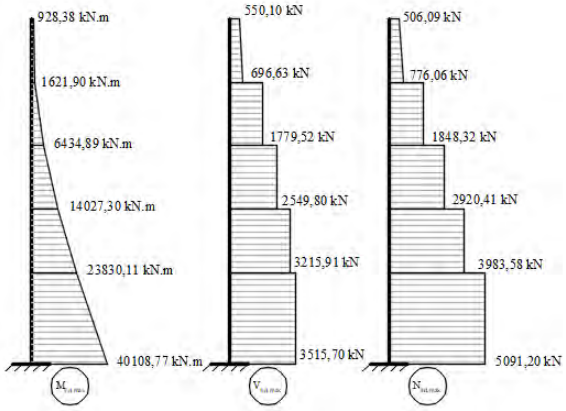



**Фигура 45.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=2 етажи

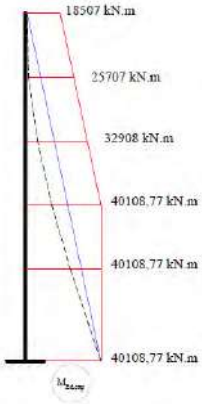



**Фигура 46.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

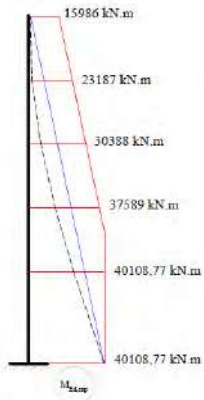
**б). Модел 5.2 (Модел 4)**




**Фигура 47.** Диаграми на: M, V и N



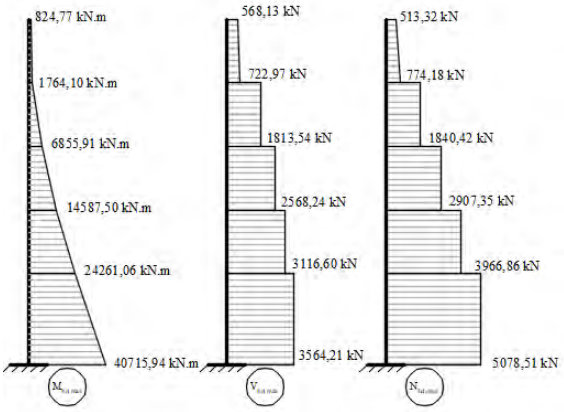

**Фигура 48.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=2 етажи




**Фигура 49.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

**Анализи от Група Г.**

**а). Модел 5.1 (Модел 2)**




**Фигура 50.** Диаграми на: M, V и N

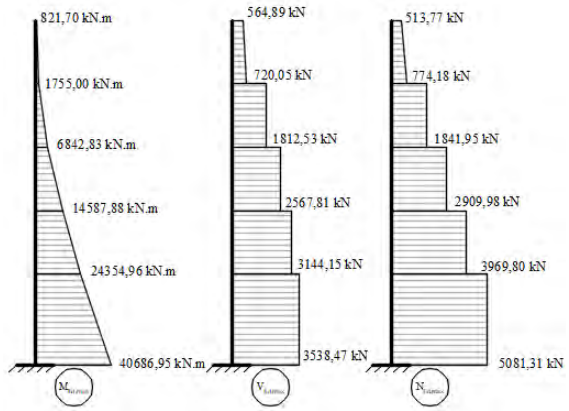



**Фигура 51.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=1 етаж

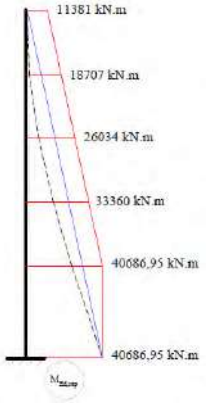



**Фигура 52.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

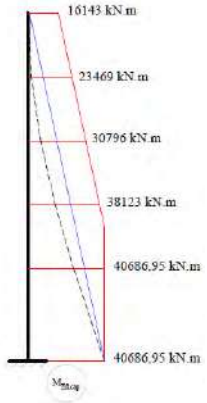
**б). Модел 5.2 (Модел 4)**




**Фигура 53.** Диаграми на: M, V и N



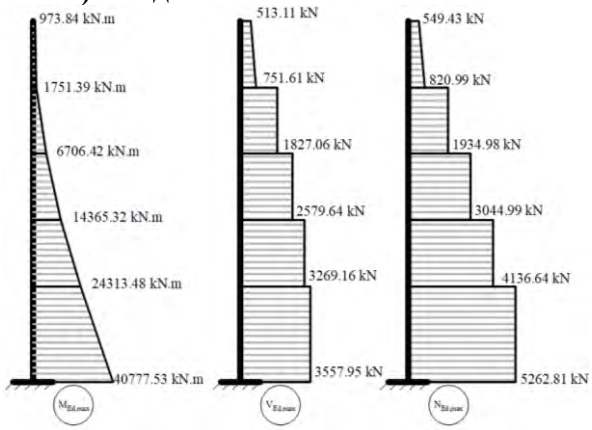

**Фигура 54.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=1 етаж



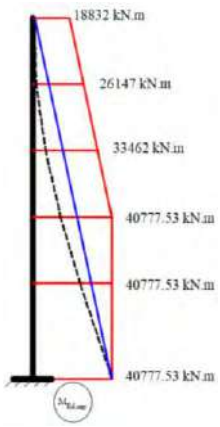

**Фигура 55.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

**Анализи от Група Д.**

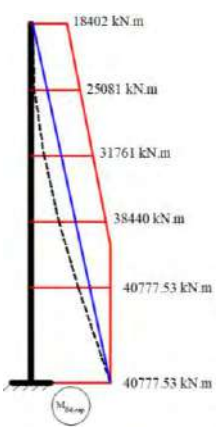
**а). Модел 6**




**Фигура 56.** Диаграми на: M, V и N

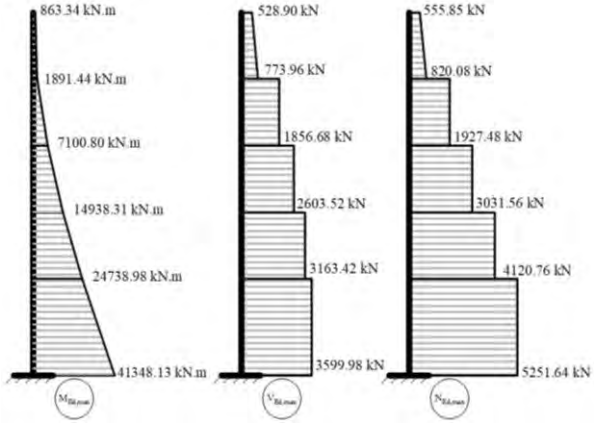



**Фигура 57.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=2 етажи

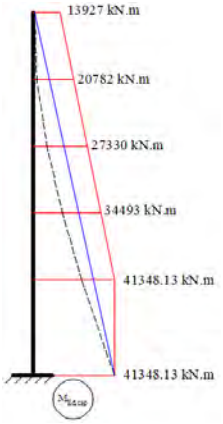



**Фигура 58.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

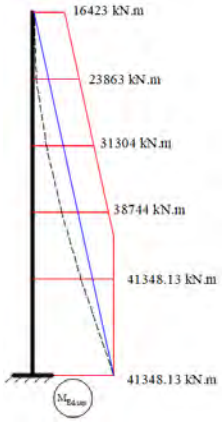
**б). Модел 6**




**Фигура 59.** Диаграми на: M, V и N




**Фигура 60.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=1 етаж




**Фигура 61.** Диаграма на $M_{cap.}$, при $h_{cr.}$=7,11 m

**ПРИМЕРНО РЕШЕНИЕ:**

За приета дължина на К.У.З. – 160 cm (за разглежданата конструктивната стена Ш3, с размери в план 30/695 [cm/cm], при разрезни усилия (със: *стойност в долен край → стойност горен край*):

- $M_{cap.}$=41027 kN.m → 19533 kN.m;
- $V_{cap.}$=4911 kN → 811 kN;
- N=4946,81 kN → 567,22 kN,

са получени следните армировки по нива и сечения (фиг. 62):

| Ниво | Носеща армировка | | | |
|---|---|---|---|---|
| | КРАЙНА УСИЛЕНА ЗОНА | СТЕБЛО | | КРАЙНА УСИЛЕНА ЗОНА |
| | | Вертикална армировка | Хоризонтална армировка | |
| | | НЦН и срязване | срязване | |
| 5 ет. | 26N25 | 2xN10/15 | 2xN10/15 | 26N25 |
| 4 ет. | 26N25 | 2xN10/15 | 2xN10/15 | 26N25 |
| 3 ет. | 26N28 | 2xN10/15 | 2xN10/15 | 26N28 |
| 2 ет. | 26N28 | 2xN12/15 | 2xN12/15 | 26N28 |
| 1 ет. | 26N28 | 2xN14/15 | 2xN14/15 | 26N28 |

Проценти на армиране

| Ниво | Носеща армировка | $\rho_l^{min}$=0.5%≤$\rho_l$=($A_{sl}$*100)/($b_c$*$l_c$)≤$\rho_l^{max}$=4.0% |
|---|---|---|
| 5 ет. | 26N25 | $\rho_l$=(127.63*100)/(30*160)=2.66% |
| 4 ет. | 26N25 | $\rho_l$=(127.63*100)/(30*160)=2.66% |
| 3 ет. | 26N28 | $\rho_l$=(160.11*100)/(30*160)=3.34% |
| 2 ет. | 26N28 | $\rho_l$=(160.11*100)/(30*160)=3.34% |
| 1 ет. | 26N28 | $\rho_l$=(160.11*100)/(30*160)=3.34% |

Стремена в КУЗ

| Ниво | Крайна усилена зона | | Зона на снаждане |
|---|---|---|---|
| 5 ет. | НЦН+срязване | N10/15 | N10/7.5 |
| 4 ет. | НЦН+срязване | N10/15 | N10/7.5 |
| 3 ет. | НЦН+срязване | N10/15 | N10/7.5 |
| 2 ет. | локална дуктилност | N10/7.5 | N10/7.5 |
| 1 ет. | локална дуктилност | N10/7.5 | N10/7.5 |

**Фигура 62**. Приети армировки (таблично изображение)

**Изводи**

От проведените решения (в Първа и Втора части на доклада), се наблюдава, че:

1. Максималните стойности на разрезните усилия, както следва по-долу, са при следните Групи (и Модели):
   - огъващ момент – Група Б (Модел 1);
   - срязваща/напречна сила – Група Б (Модел 4);
   - нормална сила – Група Б (Модел 2).
2. Минималните стойности на разрезните усилия, както следва по-долу, са при следните Групи (и Модели):
   - огъващ момент – Група А (Модел 2);
   - срязваща/напречна сила – Група Б (Модел 1);
   - нормална сила – Група Б (Модел 1).

Следователно, максималните стойности на усилията, се получават при изчислителните модели от Група Б, където височината на критичната зона е 1 етаж за всички конструктивни стени.

Ако се разгледат стойностите на разрезните усилия при височина на критичната зона 2 етажа за всички конструктивни стени, се наблюдава, че максималните и минималните стойности на огъващите моменти, са съответно при: Група А (Модел 1) и Група А (Модел 2), като за сведение може да се отчете минималния огъващ момент в Група Б (Модел 4).

Огъващите моменти са с максимални стойности от анализите на изчислителните модели от Група А и Група Б. Разликата между стойностите от двете групи е много малка ($\Delta \approx 5\%$).

При глобален поглед върху групите, съдържащи изчислителните модели, може да се направи заключението, че моделирането с 1 и 2 – етажна критична зона (като височина), води до незначително малка разлика между стойностите на огъващите моменти.

При глобален поглед върху изчислителните модели, може да се направи заключението, че усилията нарастват (със скок) от Модел 1 (кореспондиращ с Модел 3), сравнен с Модел 2 (кореспондиращ с Модел 4).

Модел 1 (кореспондиращ с Модел 3), показва максимални усилия, а Модел 2 (кореспондиращ с Модел 4), показва минимални усилия, като разликата $\Delta \approx 12\%$, за моделите, при които случайните ексцентрицитети не се отчитат. Разликата между максимум и минимум при огъващите моменти е $\Delta \approx 8\%$, при моделите с отчетени случайни ексцентрицитети.

Модел 2 и Модел 4 са меродавни (показват максимални стойности) за V и N – разрезни усилия.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Георгиев Г., Цветков Ст., Методическо ръководство за разработване на курсов проект по Стоманобетонни конструкции по Еврокод, част Първа, глава Първа: Безгредови плочи и стълбища, ВСУ, С., 2013

[2] Георгиев Г., Цветков Ст., Методическо ръководство за разработване на курсов проект по Стоманобетонни конструкции по Еврокод, част Първа, глава Втора: Сеизмично проектиране на стоманобетонни стенни конструкции, ВСУ, С., 2013

[3] Цветков Ст., Стоманобетонните конструктивни стени – антисеизмичните „шайби“, С., 2020

[4] Цветков Ст., Янчев Г., Разрезни усилия в стоманобетонни конструктивни стени с различни коравини – част Първа, XI Международна научна конференция „Проектиране и строителство на сгради и съоръжения“ (DCB'2020), 10-12 септември 2020 г., Варна, стр. 292-300

[5] Цветков Ст., Янчев Г., Разрезни усилия в стоманобетонни конструктивни стени с различни коравини – част Втора, XI Международна научна конференция „Проектиране и строителство на сгради и съоръжения“ (DCB'2020), 10-12 септември 2020 г., Варна, стр. 301-311

[6] Нешев Хр., Изследване на влиянието на безгредовите плочи върху поведението на сгради със стенна вертикална носеща конструкция при сеизмично въздействие, Годишна университетска научна конференция 28-29 май 2020г. на Национален Военен Университет „Васил Левски“, Велико Търново

[7] Нешев Хр., Методика за създаване на пространствен изчислителен модел на сграда със стенна вертикална конструктивна система чрез програмен продукт CSI ETABS 2017, електронно издание, София, 2020 г.

[8] Жечев Н., Христов Хр., Рафаилов Р., Обезопасяване на последствията върху сгради от взривно разрушение на комин, Девета национална научно-техническа конференция с международно участие „Технологии и практики при подземен добив и минно строителство“ Девин, 2024, стр. 60-66, ISSN 1314-7056

[9] Жечев Н., Рафаилов Р., Оптимизиране усилителните дейности в основите при реконструкция на сгради, XIII Международна научна конференция "Проектиране и строителство на сгради и съоръжения" DCB'2024, Варна, 12-13.09.2024 г., стр. 103-112

# АНАЛИЗИ С КОМПЮТЪРНО МОДЕЛИРАНЕ И „НА РЪКА“ – СРАВНИТЕЛЕН АНАЛИЗ, ПРИ СТОМАНОБЕТОННИ ПЛОЧИ. ЧАСТ ПЪРВА – РЕШЕНИЕ „НА РЪКА“ ПО ЕЛАСТИЧНА СИСТЕМА

**Анита Хандрулева[1], Станислав Цветков[2], Хюсеин Хасан[3]**

*Висше строително училище „Любен Каравелов“ – София*

# ANALYZES WITH COMPUTER MODELING AND "BY HAND" - COMPARATIVE ANALYSIS FOR STEEL CONCRETE SLABS. PART ONE - SOLUTION "ON HAND" BY ELASTIC SYSTEM

**Anita Handruleva[1], Stanislav Tsvetkov[2], Husein Hasan[3]**

*University of structural engineering and architecture (VSU) "Lyuben Karavelov" - Sofia*

***Abstract**: The report examines the so-called 2D - computational models (analyzed with software products based on Finite Element Method work), the results of which were compared with a solution "by hand" - using the methods of the sciences: "Construction Mechanics" and "Reinforced Concrete". The values of shear forces (bending moment and shear force) for a reinforced concrete beam situated between two cross-reinforced fields are presented in detail. The results obtained with "correction" coefficients are additionally shown. In the first part of the report, the "transmission" of slab impacts on a beam and obtaining the shear forces, without the use of a computer program, is considered.*

***Key words**: RC Field (Slab), Beam, Directional Loads, M and V - Diagrams*

## 1. Общи сведения

Плочите (полетата) са площни конструкции, които предават въздействия върху гредите (линейни пръстови конструктивни елементи). При това положение, в зависимост от вида на полето, според начина му на работа и армиране, законите за получаване на

[1] Анита Хандрулева, доц. д-р инж., катедра „Механика и математика“, Строителен факултет, гр. София, ул. Суходолска 175, e-mail: anita_handruleva@abv.bg ; Anita Handruleva, Associate Professor Eng., PhD, Department of Mechanics and Mathematics, Faculty of Construction, Address: Bulgaria, Sofia 175 Suhodolska str., E-mail: anita_handruleva@abv.bg

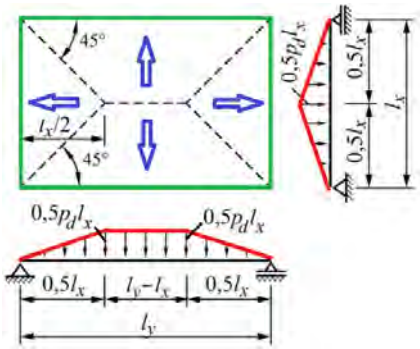
[2] Станислав Цветков, доц. д-р инж., катедра „Строителни конструкции“, Строителен факултет, гр. София, ул. Суходолска 175, e-mail: st.cvetkov@vsu.bg ; Stanislav Tsvetkov, Associate Professor Eng., PhD, Department of Building Structures, Faculty of Construction, Address: Bulgaria, Sofia 175 Suhodolska str., E-mail: st.cvetkov@vsu.bg

[3] Хюсеин Хасан, Магистър - инженер по „Строителство на сгради и съоръжения – Строителни конструкции“, Husein Hasan, Master - engineer of Construction of Buildings and facilities – Building structures

т.нар. „посочни товари“, са функция на: въздействията върху плочите, светлите размери на плочите и коефициенти за трансформиране [1]

В настоящия доклад, се разглеждат двупосочно работещи полета (нар. кръстосано армирани). При такива плочи по долната им страна, от действието на приложени товари, се образуват пукнатини, развиващи се условно под ъгъл от 45º и оформящи схемата на „4 – скатен покрив“, при съединяването им. Това са т.нар. „разломни линии“, образуващи отделни недоформируеми триъгълни и трапецовидни дискове, които граничат по между си, при образуването на пластични стави (които свързват дисковете). Товарите се получават от пресичането на линиите на разрушение на плочите, под определен ъгъл (приет за опростяване - 45º). Приема се, че при приложен равномерно разпределен товар върху плоча, пластичните стави от напрегнатото и деформираното състояние на КАП, се образуват по ъглополовящите и средите на полетата. Деформираната плоча може да се разглежда като обърнат „4-скатен покрив“, когото са налице: симетрично натоварване и подпиране. Така получените корави дискове пренасят товара върху прилежащата им опора (греда). Когато подпирането има несиметричен характер, то тогава получените дискове са несиметрични, от което следва, че и товарите върху опорите (гредите) са несиметрични.

За плочи – свободно стоящи или запънати по четирите им страни, разпределението на товарите е по симетрична схема, с линии на разпределение на товарите под 45º (фиг. 1).




**Фигура 1.** Закони на разпределение [2], [3]

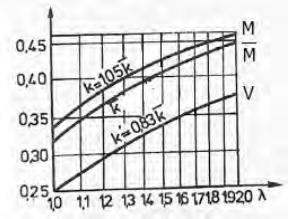
За останалите случаи, точният анализ е свързан със значителна работа. Затова, с приближение (водещо до резултати – достатъчно точни за практиката), се приема разпределение на товарите, получено от пресичането на линии, изхождащи от ъглите под 60º към страната със запъване и под 30º - към свободно стоящата страна на полето.

При разглеждането на схемата „4- скатен покрив“, се внимава със закона за предаване на товарите, а именно по късата си страна КАП товарят гредите с триъгълников закон на разпределение, а по дългата – по закон на трапеца.

Така, картината е следната: въздействията (товарите) от оформените площи с ъглополовящи, са неравномерно разпределени и това от своя страна води до диаграми на разрезните усилия от по-висок ред (за М-диаграма се получава кубична парабола, а за V-диаграма – квадратна парабола), различни от конвенционалните, с които се работи в практиката. За да не възникват усложнения в процеса на анализ, се въвеждат т.нар. „еквивалентни товари“ - $p_{eq}$, представляващи произведение от: площен товар, светъл отвор и коефициент за получаване на съответното разрезно усилие (фиг. 2). „Еквивалентният“ товар замества реалния напълно, като предизвиква същите усилия в изследвания конструктивен елемент. Така, за греда със статическа схема „проста греда“,

се получават: за М-диаграма – квадратна парабола (нулирана в опорите, където V-диаграмата има максимуми и максимум в средата на отвора, където V-диаграмата се нулира) и за V-диаграма – линейна диаграма (с максимални стойности при опорите, където М-диаграмата е нулирана и нулиране в средата на отвора, където М-диаграмата има максимум).

Следователно: „еквивалентния“ товар, води до опростяване на изчислителната работа, защото съставените помощни графики и таблици, които улесняват значително проектантите (в т.ч.: изследователи, студенти и практикуващи инженери). На фиг. 2 са показани графики и таблица, за лесно и бързо отчитане на коефициентите, чрез които се получават съответните диаграми на разрезни усилия.




а). графика [4]

| $\lambda$ | $\bar{k}$ | $k_M$ | $k_V$ | $\lambda$ | $\bar{k}$ | $k_M$ | $k_V$ | $\lambda$ | $\bar{k}$ | $k_M$ | $k_V$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 0,3125 | 0,3333 | 0,250 | 1,34 | 0,3870 | 0,4070 | 0,314 | 1,68 | 0,4245 | 0,4410 | 0,3510 |
| 1,01 | 0,3155 | 0,3370 | 0,252 | 1,35 | 0,3880 | 0,4085 | 0,315 | 1,69 | 0,4255 | 0,4415 | 0,3520 |
| 1,02 | 0,3190 | 0,3400 | 0,255 | 1,36 | 0,3895 | 0,4100 | 0,316 | 1,70 | 0,4260 | 0,4420 | 0,3530 |
| 1,03 | 0,3215 | 0,3430 | 0,258 | 1,37 | 0,3910 | 0,4110 | 0,318 | 1,71 | 0,4270 | 0,4430 | 0,3540 |
| 1,04 | 0,3245 | 0,3460 | 0,260 | 1,38 | 0,3925 | 0,4025 | 0,319 | 1,72 | 0,4280 | 0,4435 | 0,3550 |
| 1,05 | 0,3270 | 0,3490 | 0,262 | 1,39 | 0,3940 | 0,4140 | 0,320 | 1,73 | 0,4285 | 0,4440 | 0,3555 |
| 1,06 | 0,3300 | 0,3520 | 0,264 | 1,40 | 0,3950 | 0,4150 | 0,3215 | 1,74 | 0,4290 | 0,4450 | 0,3560 |
| 1,07 | 0,3330 | 0,3545 | 0,266 | 1,41 | 0,3965 | 0,4160 | 0,323 | 1,75 | 0,4300 | 0,4455 | 0,3570 |
| 1,08 | 0,3350 | 0,3570 | 0,268 | 1,42 | 0,3980 | 0,4170 | 0,324 | 1,76 | 0,4310 | 0,4460 | 0,3580 |
| 1,09 | 0,3380 | 0,3595 | 0,271 | 1,43 | 0,3990 | 0,4185 | 0,325 | 1,77 | 0,4315 | 0,4470 | 0,3590 |
| 1,10 | 0,3405 | 0,3620 | 0,273 | 1,44 | 0,4005 | 0,4200 | 0,3265 | 1,78 | 0,4320 | 0,4475 | 0,3595 |
| 1,11 | 0,3430 | 0,3650 | 0,275 | 1,45 | 0,4015 | 0,4210 | 0,328 | 1,79 | 0,4330 | 0,4480 | 0,3600 |
| 1,12 | 0,3450 | 0,3670 | 0,277 | 1,46 | 0,4030 | 0,4220 | 0,329 | 1,80 | 0,4335 | 0,4485 | 0,3610 |
| 1,13 | 0,3475 | 0,3695 | 0,279 | 1,47 | 0,4040 | 0,4230 | 0,330 | 1,81 | 0,4340 | 0,4490 | 0,3620 |
| 1,14 | 0,3500 | 0,3720 | 0,2811 | 1,48 | 0,4050 | 0,4240 | 0,331 | 1,82 | 0,4350 | 0,4495 | 0,3630 |
| 1,15 | 0,3520 | 0,3740 | 0,283 | 1,49 | 0,4060 | 0,4250 | 0,332 | 1,83 | 0,4355 | 0,4500 | 0,3635 |
| 1,16 | 0,3540 | 0,3760 | 0,285 | 1,50 | 0,4070 | 0,4260 | 0,330 | 1,84 | 0,4360 | 0,4510 | 0,3640 |
| 1,17 | 0,3565 | 0,3780 | 0,286 | 1,51 | 0,4085 | 0,4270 | 0,3345 | 1,85 | 0,4370 | 0,4510 | 0,3650 |
| 1,18 | 0,3585 | 0,3800 | 0,288 | 1,52 | 0,4095 | 0,4280 | 0,3355 | 1,86 | 0,4375 | 0,4520 | 0,3660 |
| 1,19 | 0,3605 | 0,3820 | 0,290 | 1,53 | 0,4105 | 0,4290 | 0,3370 | 1,87 | 0,4380 | 0,4520 | 0,3670 |
| 1,20 | 0,3625 | 0,3840 | 0,292 | 1,54 | 0,4120 | 0,4300 | 0,3380 | 1,88 | 0,4385 | 0,4530 | 0,3670 |
| 1,21 | 0,3640 | 0,3860 | 0,294 | 1,55 | 0,4130 | 0,4305 | 0,3390 | 1,89 | 0,4390 | 0,4530 | 0,3680 |
| 1,22 | 0,3665 | 0,3880 | 0,295 | 1,56 | 0,4140 | 0,4315 | 0,3400 | 1,90 | 0,4400 | 0,4540 | 0,3685 |
| 1,23 | 0,3685 | 0,3900 | 0,297 | 1,57 | 0,4145 | 0,4325 | 0,3410 | 1,91 | 0,4405 | 0,4540 | 0,3690 |
| 1,24 | 0,3700 | 0,3920 | 0,298 | 1,58 | 0,4155 | 0,4330 | 0,3420 | 1,92 | 0,4410 | 0,4550 | 0,3700 |
| 1,25 | 0,3720 | 0,3930 | 0,300 | 1,59 | 0,4170 | 0,4340 | 0,3430 | 1,93 | 0,4415 | 0,4550 | 0,3705 |
| 1,26 | 0,3740 | 0,3950 | 0,302 | 1,60 | 0,4180 | 0,4350 | 0,3440 | 1,94 | 0,4420 | 0,4555 | 0,3710 |
| 1,27 | 0,3755 | 0,3970 | 0,303 | 1,61 | 0,4185 | 0,4360 | 0,3450 | 1,95 | 0,4425 | 0,4560 | 0,3720 |
| 1,28 | 0,3770 | 0,3980 | 0,305 | 1,62 | 0,4195 | 0,4365 | 0,3460 | 1,96 | 0,4430 | 0,4565 | 0,3725 |
| 1,29 | 0,3790 | 0,4000 | 0,306 | 1,63 | 0,4200 | 0,4370 | 0,3470 | 1,97 | 0,4440 | 0,4570 | 0,3730 |
| 1,30 | 0,3805 | 0,4015 | 0,308 | 1,64 | 0,4210 | 0,4380 | 0,3480 | 1,98 | 0,4445 | 0,4575 | 0,3740 |
| 1,31 | 0,3820 | 0,4030 | 0,309 | 1,65 | 0,4220 | 0,4390 | 0,3485 | 1,99 | 0,4450 | 0,4580 | 0,3745 |
| 1,32 | 0,3840 | 0,4045 | 0,311 | 1,66 | 0,4230 | 0,4395 | 0,3495 | 2,00 | 0,4450 | 0,4580 | 0,3750 |
| 1,33 | 0,3850 | 0,4060 | 0,312 | 1,67 | 0,4240 | 0,4400 | 0,3500 | $\infty$ | 0,5000 | 0,5000 | 0,5000 |

б). таблица [1]

**Фигура 2.** Графично и таблично отчитане на трансформационните коефициенти

В табл. 1, е показан алгоритъм за анализ – до получаване на пълното приложено въздействие върху проста греда.

**Таблица 1.** Общ вид на получаването на „посочните товари“

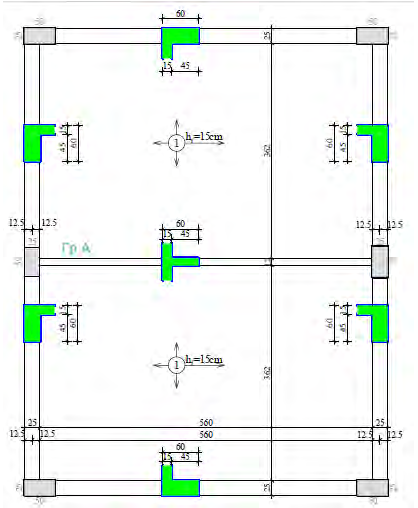
$$p_{eq} = p.\ell_{min}^{clear}.k_i \leftarrow \begin{vmatrix} p = G_{f,d} \quad \text{или} \quad Q_{f,d} \\ k_i \leftarrow \begin{vmatrix} k_M \\ k_V \end{vmatrix} = f\left(\lambda = \frac{\ell_{max}^{clear}}{\ell_{min}^{clear}}\right) \end{vmatrix}$$

| ***Постоянни въздействия*** | ***Променливи въздействия*** |
|---|---|
| $\begin{vmatrix} G_{eq}^{M} = G_{f,d}.\ell_{min}^{clear}.k_M \\ G_{eq}^{V} = G_{f,d}.\ell_{min}^{clear}.k_V \end{vmatrix}$ | $\begin{vmatrix} Q_{eq}^{M} = Q_{f,d}.\ell_{min}^{clear}.k_M \\ Q_{eq}^{V} = Q_{f,d}.\ell_{min}^{clear}.k_V \end{vmatrix}$ |
| ***Пълно въздействие*** | |
| $\begin{vmatrix} q_{tot.,d}^{M} = G_{(beam+wall+finish),d} + \sum G_{eq}^{M} + \sum Q_{eq}^{M} \\ q_{tot.,d}^{V} = G_{(beam+wall+finish),d} + \sum G_{eq}^{V} + \sum Q_{eq}^{V} \end{vmatrix}$ | |

**2. Примерно решение**

За сравнителните анализи, са приети две помещения – с функция: канцеларии, разделени с тухлена стена (зид). Плочите, които са образувани, представляват кръстосано армирани полета, предвид отношението между максимален и минимален светъл отвори (непревишаващо 2).

Кофражният план е показан на фиг. 3.



Материалите за конструкцията са:
клас бетон – C20/25 и
клас армировъчна стомана – B500B.

**Фигура 3.** Кофражен план на изследваната плоча [1]

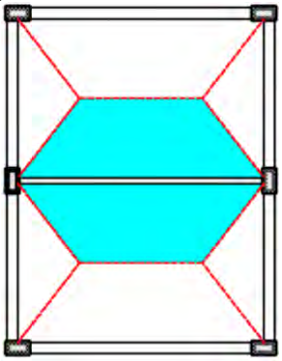
Настилката е гранитогрес, върху циментова замазка и топлоизолационен пласт. Предвидена е таванна мазилка, по долен ръб на плочата. Дебелините и обемните тегла, са съобразени с технологичното изпълнение и Еврокод 1.
Стойностите на постоянните и променливи изчислителни въздействия върху плочите, са както следва:

$$\begin{cases} G_{f,d} = 7,21\,\text{kN/m}^2 \\ Q_{f,d} = 4,50\,\text{kN/m}^2 \end{cases}$$

Етажната височина е 3,20 m. При това положение, изчислителната стойност на сумарното въздействие от: собствено тегло на гредата, зид върху гредата и мазилка върху зид и греда, е:

$$G_{(\text{beam+wall+finish}),d} = 12,55\,\text{kN/m}'$$

Разпределението на законите за предаване на товарите, са показани на фиг. 4.



*плътно щрихованата площ, представлява частта, с която плочите от двете страни на гредата я натоварват*

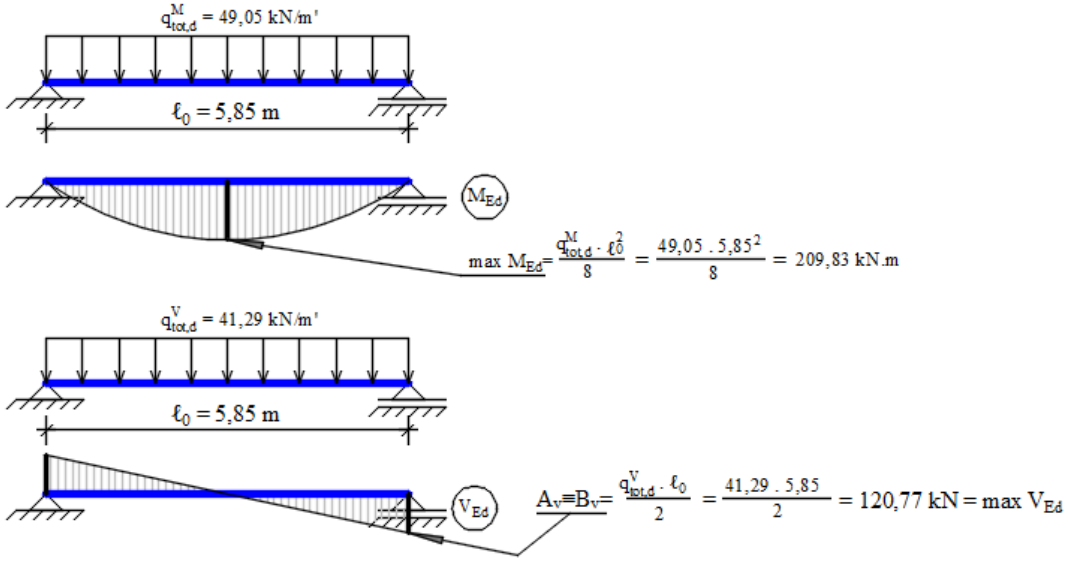
**Фигура 4.** Схема на предаване на въздействията от плочи към греди

В табл. 2, са показани получените стойности на пълни приложени въздействия върху гредата, по показания алгоритъм за анализ, съгл. табл. 1.

**Таблица 2.** Получаване на „посочните товари“

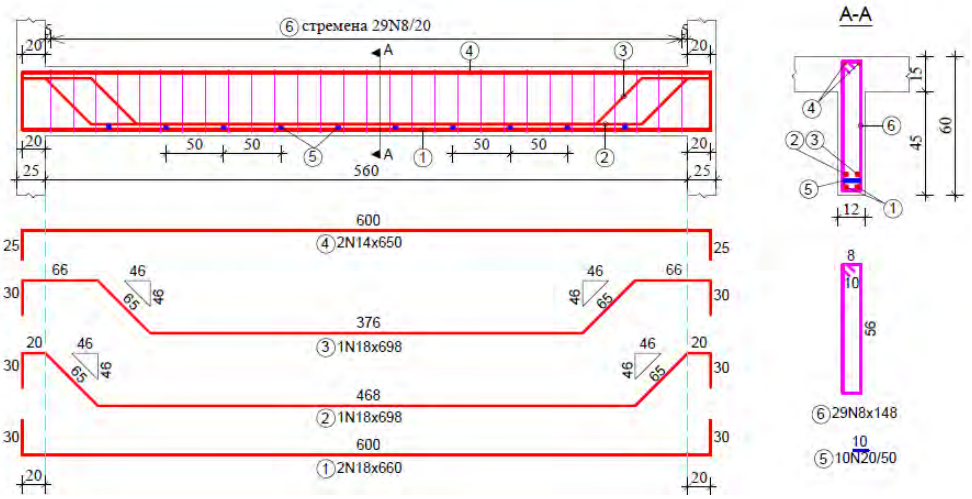
| |
|---|
| $\left\|\begin{matrix} k_M = 0,4305 \\ k_V = 0,3390 \end{matrix}\right. \leftarrow \lambda = \frac{560}{362} = 1,55$ |
| ***Постоянни въздействия*** |
| $\left\|\begin{matrix} G_{eq}^{M} \rightarrow 7,21.3,62.0,4305 = 11,24\,kN/m' \\ G_{eq}^{V} \rightarrow 7,21.3,62.0,339 = 8,85\,kN/m' \end{matrix}\right.$ |
| ***Променливи въздействия*** |
| $\left\|\begin{matrix} Q_{eq}^{M} \rightarrow 4,50.3,62.0,4305 = 7,01\,kN/m' \\ Q_{eq}^{V} \rightarrow 4,50.3,62.0,339 = 5,52\,kN/m' \end{matrix}\right.$ |
| ***Пълно въздействие*** |
| $\left\|\begin{matrix} q_{tot.,d}^{M} = 12,55 + (11,24 + 11,24) + (7,01 + 7,01) = 49,05\,kN/m' \\ q_{tot.,d}^{V} = 12,55 + (8,85 + 8,85) + (5,52 + 5,52) = 41,29\,kN/m' \end{matrix}\right.$ |

Гредата (статическа схема – „проста греда“, статически определима конструкция), е изчислена с помощта на правилата на Строителната статика, като диаграмите на разрезните усилия са показани на фиг. 5:




**Фигура 5.** Диаграми на разрезните усилия:
огъващ момент и напречна (срязваща) сила

След извършени анализи (със съответните проверки) по: нормални и наклонени сечения, и при спазване на конструктивните изисквания, съобразени и с технологията на изпълнение, са получени съответните армировки, представени на армировъчен план (фиг. 6), [1].




**Фигура 6.** Армировъчен план на Греда „Гр. А“

**Изводи**

Решенията на ръка, на греди, изчислени по Еластична система, не представляват трудност при анализ.

Гредите със статическа схема „проста греда“ (включително и „конзоли“ – части от гредите или самостоятелни), са изяснени във всички направления: разрезни усилия, деформации и т.н., при различно приложени товари.

За гредите със статическа схема „непрекъсната греда“, са разработени помощни таблици или графики (Линии на влияние чрез Таблици на Winkler, например) за улесняване на изчислителната работа.

Напоследък, все по-често навлизат бързи софтуери (приложения) за *смарт* мобилни телефони, които разполагат с функции за анализ на пътови конструкции, при предварително зададен (изчислен) приложен товар върху тях.

Това, с което трябва да се внимава при ръчни решения са: димeнсиите на товарите, кое поле как (т.е. по какъв закон) и на къде (т.е. в каква посока) натоварва дадена греда и дали изобщо я натоварва (в случаи на ЕАП – самостоятелно или конзола, законът на разпределение е правоъгълник и е възможно някоя греда изобщо да не е натоварена от съответното поле). Също така от особена важност са и стойностите (като порядък) на разрезните усилия, от които зависят като брой и диаметър носещите армировки, на база които, се гарантира и осигуряване работа, и удовлетворени проверки по Крайно и Експлоатационно гранични състояния.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Георгиев Г., Цветков Ст., Методическо ръководство за разработване на курсов проект по Стоманобетон по Еврокод 2, ВСУ, С., 2012
[2] Кърджиев В., ЛЕКЦИОННИ ЗАПИСКИ по Стоманобетон и Стоманобетонни конструкции за специалността „Транспортно строителство”, УАСГ, С., 2011-2013
[3] Маноилов Л., Стоманобетон, изд. Техника, С., 2011
[4] Гочев и колектив, Ръководство по Стоманобетон, изд. Техника, С., 2005

# АНАЛИЗИ С КОМПЮТЪРНО МОДЕЛИРАНЕ И „НА РЪКА“ – СРАВНИТЕЛЕН АНАЛИЗ, ПРИ СТОМАНОБЕТОННИ ПЛОЧИ. ЧАСТ ВТОРА – КОМПЮТЪРНО РЕШЕНИЕ ПО ЕЛАСТИЧНА СИСТЕМА

**Анита Хандрулева[1], Станислав Цветков[2], Хюсеин Хасан[3]**

*Висше строително училище „Любен Каравелов“ – София*

# ANALYZES WITH COMPUTER MODELING AND "BY HAND" - COMPARATIVE ANALYSIS FOR STEEL CONCRETE SLABS. PART TWO - COMPUTER SOLUTION BY ELASTIC SYSTEM

**Anita Handruleva[1], Stanislav Tsvetkov[2], Husein Hasan[3]**

*University of structural engineering and architecture (VSU) "Lyuben Karavelov" - Sofia*

***Abstract**: The report examines the so-called 2D - computational models (analyzed with software products based on Finite Element Method work), the results of which were compared with a solution "by hand" - using the methods of the sciences: "Construction Mechanics" and "Reinforced Concrete". The values of shear forces (bending moment and shear force) for a reinforced concrete beam situated between two cross-reinforced fields are presented in detail. The results obtained with "correction" coefficients are additionally shown. In the second part of the report, the analyzes with the receipt of the cross-sectional efforts, through specialized software products, are considered.*

***Key words**: RC Field (Slab), Beam, Directional Loads, M and V - Diagrams*

## 1. Общи сведения

Тънките еластични плочи, при които не е необходимо отчитане на срязващите деформации, имат дебелина до 20 cm. Теоретичната основа, на която са базирани ръчните и софтуерни анализи, е представена по-надолу, като са дадени само изчислителните хипотези, съгласно които, с помощта на математическия апарат (вкл. и

[1] Анита Хандрулева, доц. д-р инж., катедра „Механика и математика“, Строителен факултет, гр. София, ул. Суходолска 175, e-mail: anita_handruleva@abv.bg ; Anita Handruleva, Associate Professor Eng., PhD, Department of Mechanics and Mathematics, Faculty of Construction, Address: Bulgaria, Sofia 175 Suhodolska str., E-mail: anita_handruleva@abv.bg

[2] Станислав Цветков, доц. д-р инж., катедра „Строителни конструкции“, Строителен факултет, гр. София, ул. Суходолска 175, e-mail: st.cvetkov@vsu.bg ; Stanislav Tsvetkov, Associate Professor Eng., PhD, Department of Building Structures, Faculty of Construction, Address: Bulgaria, Sofia 175 Suhodolska str., E-mail: st.cvetkov@vsu.bg

[3] Хюсеин Хасан, Магистър - инженер по „Строителство на сгради и съоръжения – Строителни конструкции“, Husein Hasan, Master - engineer of Construction of Buildings and facilities – Building structures

условия от Механиката и Физиката), се съставят и решават уравнения, описващи картината на напрегнато и деформирано състояние.

Интензивността на проектантския процес, както и динамично променящите се параметри по време на строителство и изпълнение, водят до внедряването и използването на специализиран инженерен софтуер за анализ на строителни конструкции, с който се печели от фактора „време“, а решенията могат да бъдат: многообразни (като смисъл и вид), итерационни (с много опити и комбинации) и параметрични (с вариране на различни данни).

Конвенционалните и използващи се от години софтуерни продукти в българската проектантска практика са: SAP2000, ETABS, SAFE, Tower, Design Expert, Robot Sructural, PC Проектант, CIVIL FEM и др. За научни разработки, се използват: ANSYS, Adina, Abaqus, Athena, Lusas и др.

По-надолу, в тази Втора част на настоящия доклад, са разгледани специфичните особености (на всеки софтуер), при промяна на коравинни множители в 3 програмни продукти, базирани на работа по Метода на крайните елементи и широко прилагани в българската проектантска практика [1, 2, 3].

***Цел на доклада: сравнение на решенията „на ръка“ с компютърните, при наблюдаване стойностите на разрезните усилия в гредата***, обект на Първа част от доклада.

В програмните продукти, най-често се въвеждат въздействията (приложени върху конструктивните елементи) с техните характеристични стойности, а чрез умножаването им с частните коефициенти за сигурност по въздействие (и в някои случаи – и с коефициенти на съчетание), в комбинации, се превръщат в изчислителни:

| частни коефициенти за сигурност по въздействие $\gamma_f^i$ | |
|---|---|
| за **постоянни въздействия** | за **променливи въздействия** |
| $\gamma_f^G = 1,35$ | $\gamma_f^Q = 1,5$ |

| **характеристични** въздействия $E_k$ | **изчислителни** въздействия $E_d = E_k.\gamma_f^i$ |
|---|---|
| $G_{f,k}$ - от плоча<br>$G_{(wall+finish),k}$ - от: зид + мазилка върху зид и греда | $G_{f,d}$ - от плоча<br>$G_{(wall+finish),d}$ - от: зид + мазилка върху зид и греда |

Собственото тегло на конструктивните елементи, може да се отчита автоматично, т.е. то се „изключва“ от сумарното постоянно въздействие (при въвеждане), а чрез обемно тегло и размери, софтуерът го изчислява (коефициент SWM = 1). Възможно е и да се въведе като „външен“ товар – в сумарното постоянно въздействие, при положение че множителят му за отчитане се нулира (коефициент SWM = 0).

## 2. Сравнителни анализи

За сравнителните анализи, са приети две помещения – с функция: канцеларии, разделени с тухлена стена (зид).

Кофражният план е показан на фиг. 1.

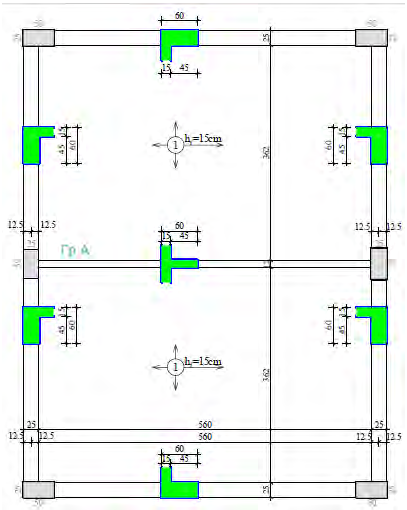
Настилката е гранитогрес (h=2 cm), върху циментова замазка (h=3 cm) и топлоизолационен пласт (h=10 cm). Предвидена е таванна мазилка (h=2 cm), по долен ръб на плочата (h=15 cm). Дебелините и обемните тегла, са съобразени с технологичното изпълнение и Еврокод 1.

Стойностите на постоянните и променливи характеристични въздействия върху плочите, са както следва:

$$\begin{cases} G_{f,k} = 5,33\,kN/m^2 \\ q_{f,k} = 3\,kN/m^2 \end{cases}$$

Етажната височина е 3,20 m. При това положение, характеристичната стойност на сумарното въздействие от: зид върху гредата и мазилка върху зид и греда, е:

$$G_{(wall+finish),k} = 7,5\,kN/m'$$



**Фигура 1.** Кофражен план на изследваната подова конструкция

Материалите за конструкцията са:
клас бетон – C20/25 и
клас армировъчна стомана – B500B.

Размерността на крайните елементи за анализите – 50/50 [cm/cm].

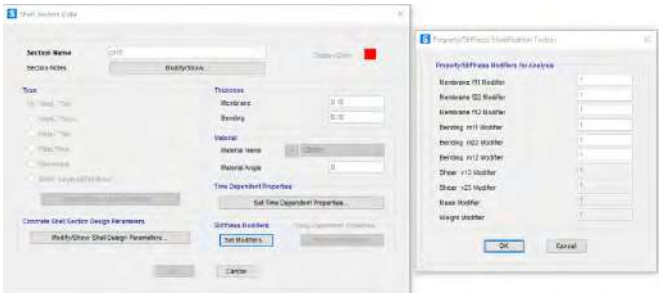
**2.1. Анализи с програмен продукт SAP2000** [1]

**а). решение без промяна на коравини**

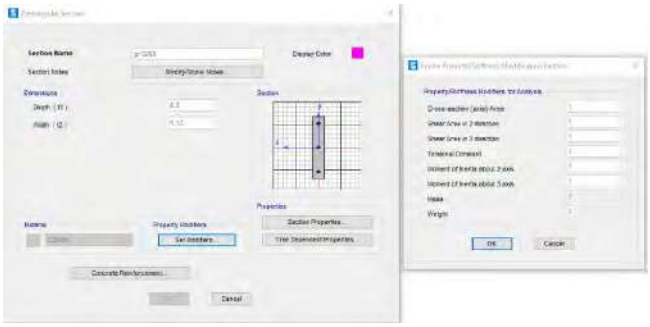
На фигурите по-надолу (фиг. 2, фиг. 3 и фиг. 4), може да се види, че не са въвеждани корекционни коефициенти при дефиниране характеристиките на материала и напречните сечения на елементите.



**Фигура 2.** Дефиниране на материал

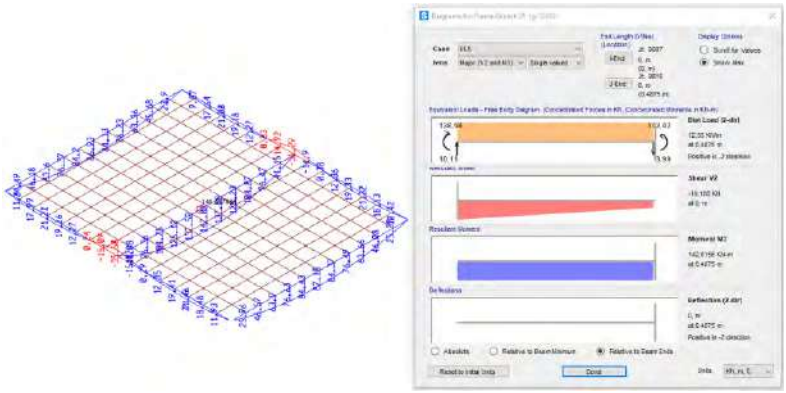


**Фигура 3.** Дефиниране на напречно сечение на плочите

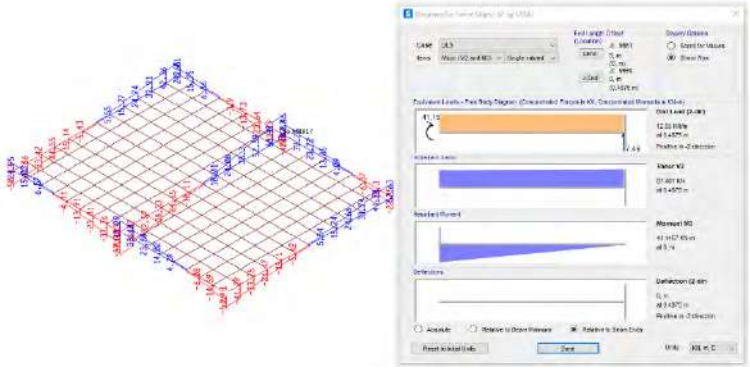


**Фигура 4.** Дефиниране на напречно сечение на гредите

След извършен статически анализ, при въведена комбинация на въздействията – ULS, диаграмите на разрезните усилия (огъващ момент и напречна сила), са представени на фиг. 5 и фиг. 6:



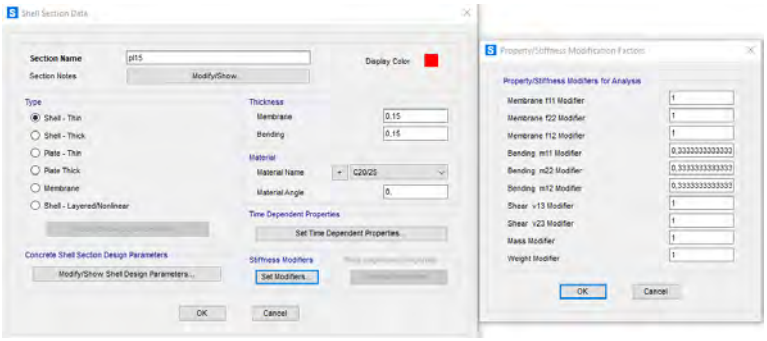
**Фигура 5.** Резултати: диаграма на огъващите моменти в гредите



**Фигура 6.** Резултати: диаграма на напречните сили в гредите

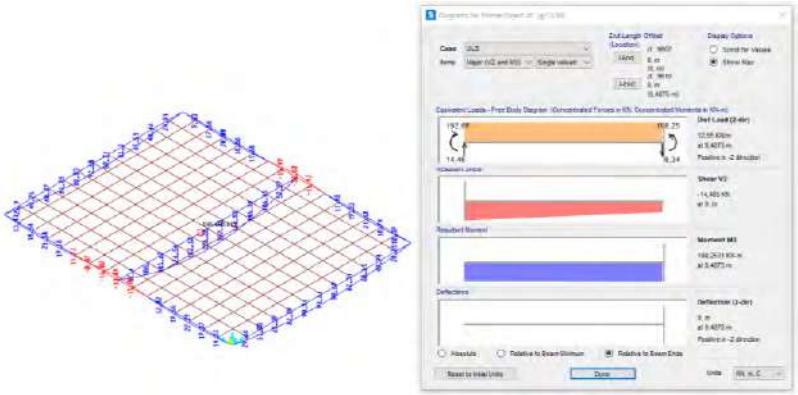
**б). намалена огъвателна коравина 3 пъти на плочата – *за получаване на напречната сила V в гредата***

На фиг. 7 е показана корекцията на множителите за огъвателна коравина на плочата.

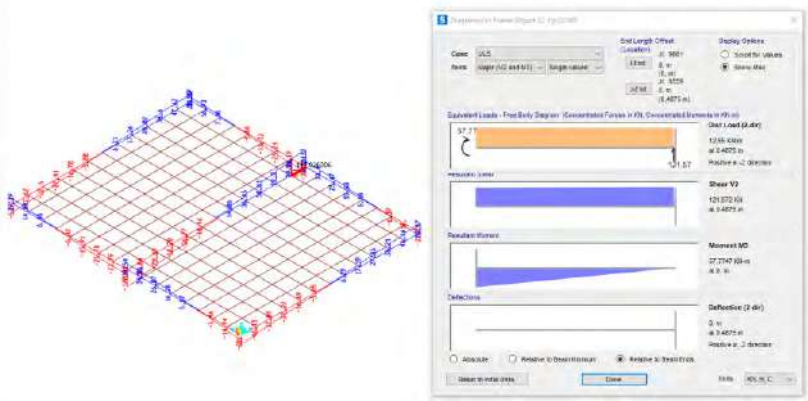



**Фигура 7.** Настройки на множителите "Bending…" (от ***Set Modifiers***)

След извършен статически анализ, при въведена комбинация на въздействията – ULS, диаграмите на разрезните усилия (огъващ момент и напречна сила), са представени на фиг. 8 и фиг. 9:



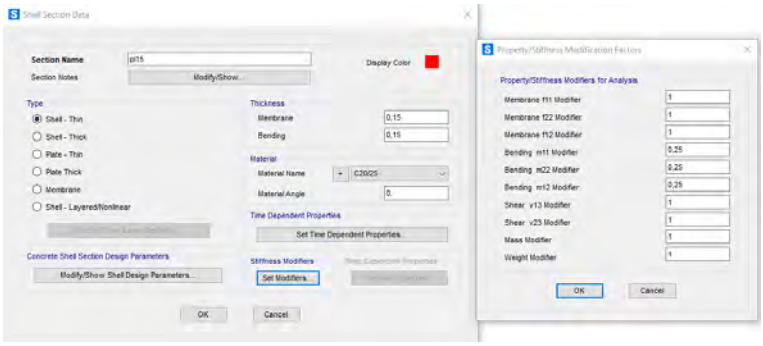
**Фигура 8.** Резултати: диаграма на огъващите моменти в гредите



**Фигура 9.** Резултати: диаграма на напречните сили в гредите

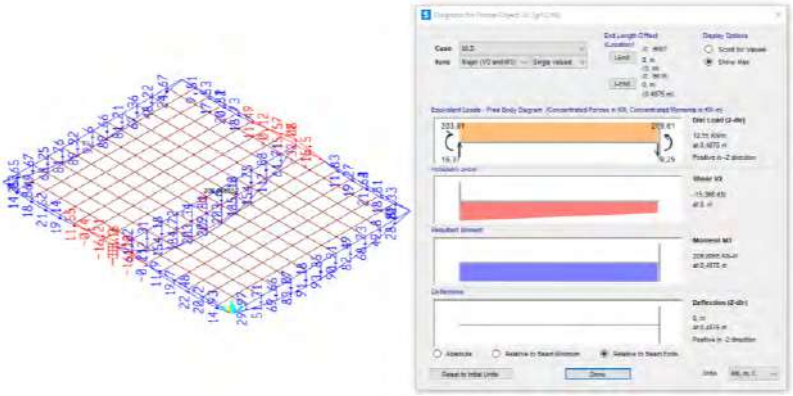
**в). намалена огъвателна коравина 4 пъти на плочата – *за получаване на огъващия момент M в гредата***

На фиг. 10 е показана корекцията на множителите за огъвателна коравина на плочата.

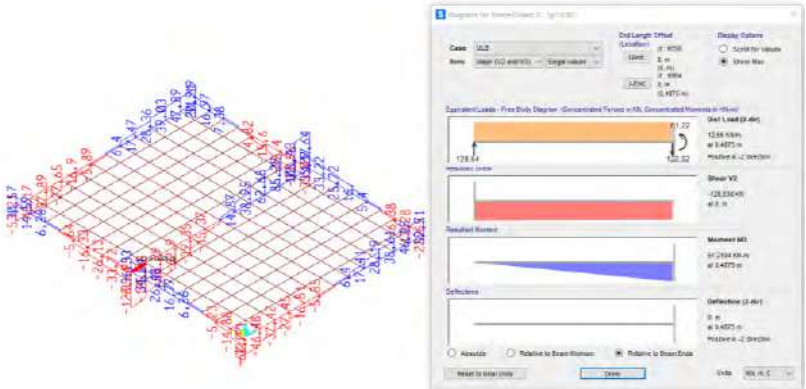



**Фигура 10.** Настройки на множителите "Bending…" (от ***Set Modifiers***)

След извършен статически анализ, при въведена комбинация на въздействията – ULS, диаграмите на разрезните усилия (огъващ момент и напречна сила), са представени на фиг. 11 и фиг. 12:



**Фигура 11.** Резултати: диаграма на огъващите моменти в гредите

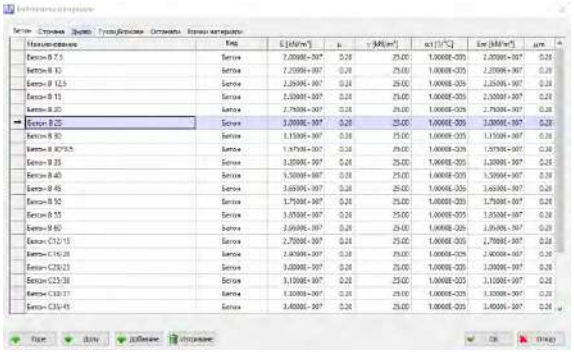


**Фигура 12.** Резултати: диаграма на напречните сили в гредите

**2.2. Анализи с програмен продукт TOWER 8** [2]

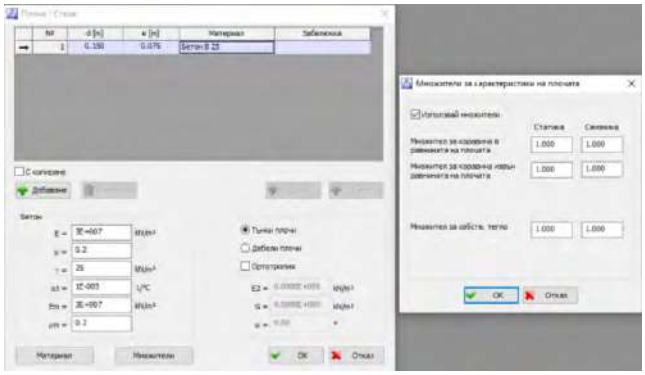
**а). решение без промяна на коравини**

На фигурите по-надолу (фиг. 13, фиг. 14 и фиг. 15), може да се види, че не са въвеждани корекционни коефициенти при дефиниране характеристиките на материала и напречните сечения на елементите.

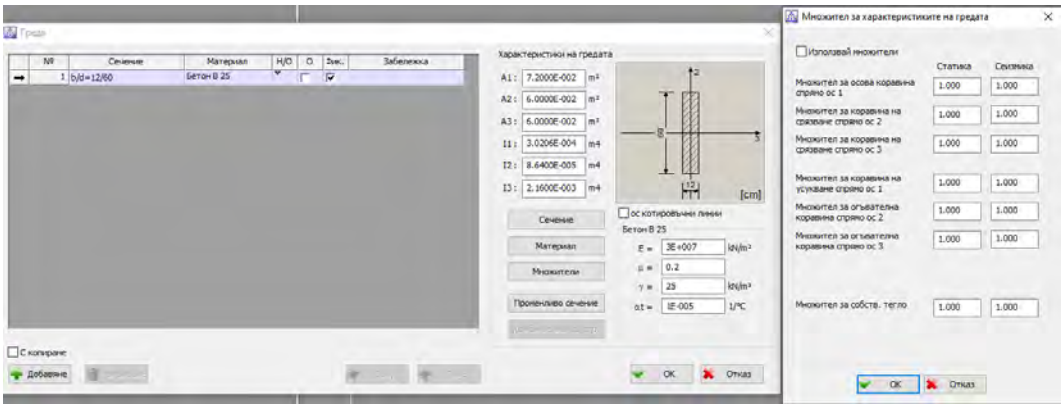


Забележка:
*Материалните характеристики на бетони класове B25 и C20/25 са еднакви.*

**Фигура 13.** Дефиниране на материал – характеристики

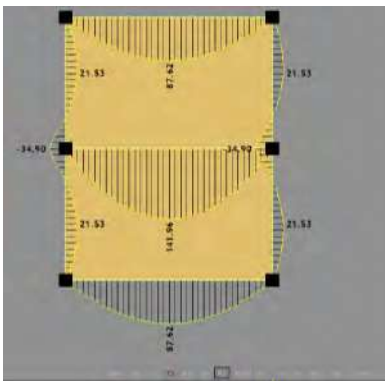


**Фигура 14.** Дефиниране на напречно сечение на плочите

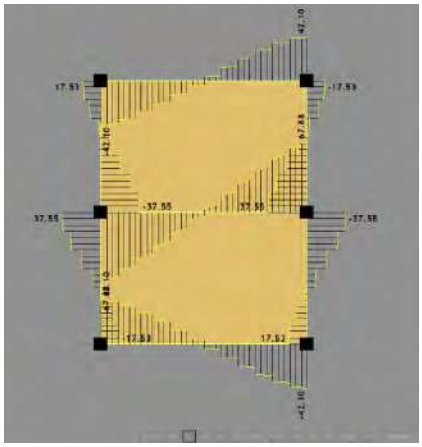


**Фигура 15.** Дефиниране на напречни сечения на гредите

След извършен статически анализ, при въведена комбинация на въздействията – ULS, диаграмите на разрезните усилия (огъващ момент и напречна сила), са представени на (фиг. 16 и фиг. 17):



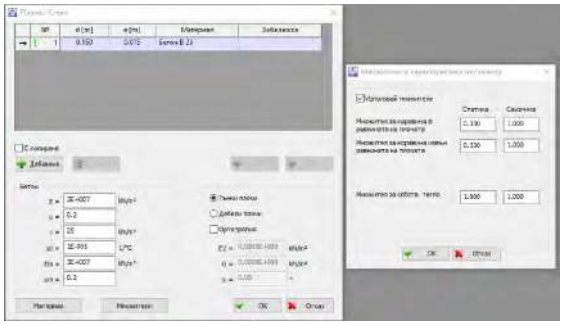
**Фигура 16.** Резултати: диаграма на огъващите моменти в гредите



**Фигура 17.** Резултати: диаграма на напречните сили в гредите

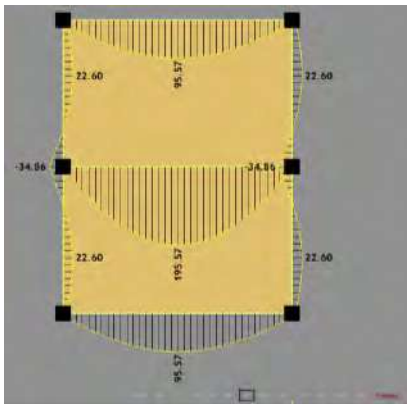
**б). намалена огъвателна коравина 3 пъти на плочата – *за получаване на напречната сила V в гредата***

На Фиг. 18 е показана корекцията на множителите за огъвателна коравина на плочата.

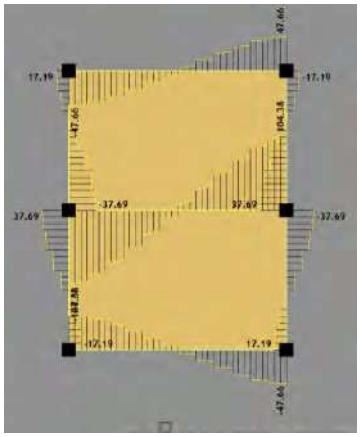


**Фигура 18.** Настройки на „***Множителите***“ за коравина

След извършен статически анализ, при въведена комбинация на въздействията – ULS, диаграмите на разрезните усилия (огъващ момент и напречна сила), са представени на фиг. 19 и фиг. 20:



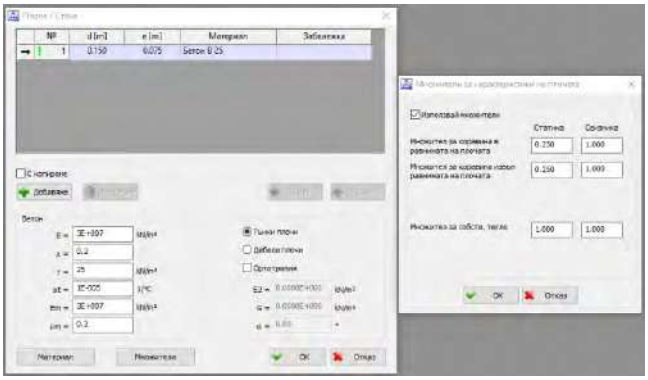
**Фигура 19.** Резултати: диаграма на огъващите моменти в гредите



**Фигура 20.** Резултати: диаграма на напречните сили в гредите

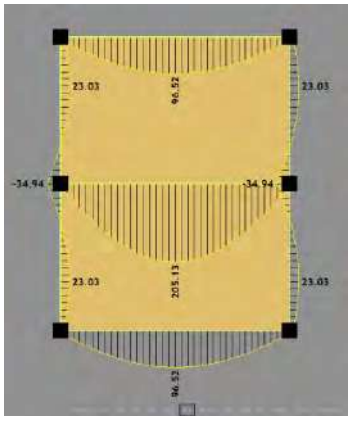
**в). намалена огъвателна коравина 4 пъти на плочата – *за получаване на огъващия момент M в гредата***

На фиг. 21 е показана корекцията на множителите за огъвателна коравина на плочата.

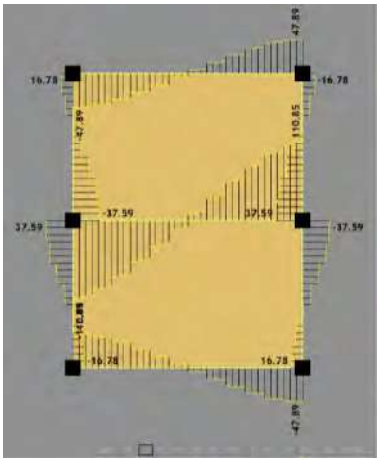


**Фигура 21.** Настройки на „***Множителите***“ за коравина

След извършен статически анализ, при въведена комбинация на въздействията – ULS, диаграмите на разрезните усилия (огъващ момент и напречна сила), са представени на фиг. 22 и фиг. 23:




**Фигура 22.** Резултати: диаграма на огъващите моменти в гредите

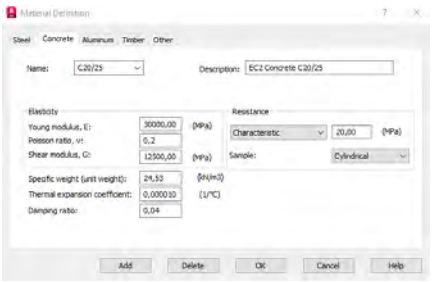



**Фигура 23.** Резултати: диаграма на напречните сили в гредите

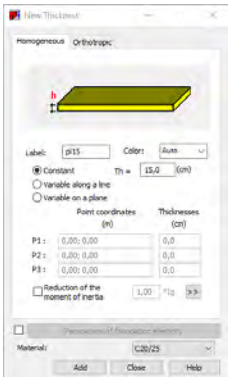
**2.3. Анализи с програмен продукт ROBOT STRUCTURAL** [3]

**а). решение без промяна на коравини**

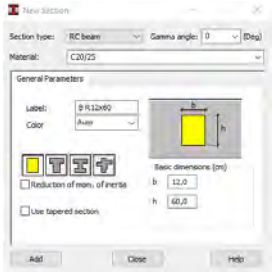
На фигурите по-надолу (фиг. 24, фиг. 25 и фиг. 26), може да се види, че не са въвеждани корекционни коефициенти при дефиниране характеристиките на материала и напречните сечения на елементите.




**Фигура 24.** Дефиниране на материал - характеристики

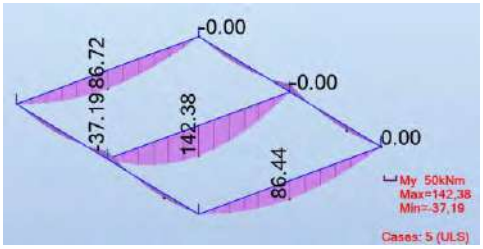


**Фигура 25.** Дефиниране на напречно сечение на плочите

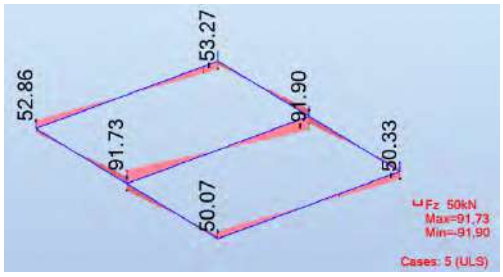


**Фигура 26.** Дефиниране на напречно сечение на гредите

След извършен статически анализ, при въведена комбинация на въздействията – ULS, диаграмите на разрезните усилия (огъващ момент и напречна сила), са представени на фиг. 27 и фиг. 28:



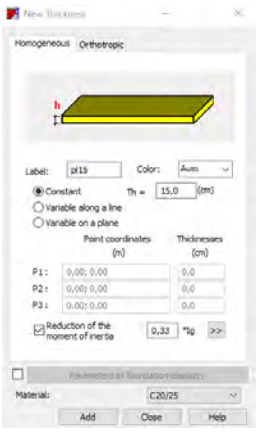

**Фигура 27.** Резултати: диаграма на огъващите моменти в гредите




**Фигура 28.** Резултати: диаграма на напречните сили в гредите

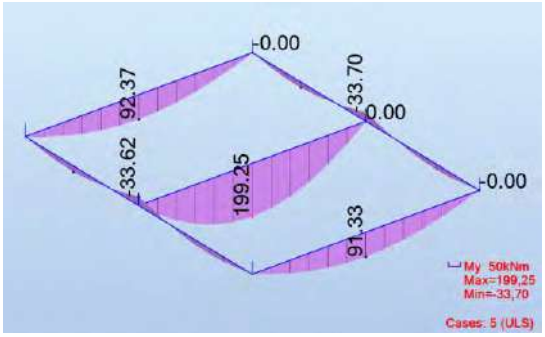
**б). намалена огъвателна коравина 3 пъти на плочата – *за получаване на напречната сила V в гредата***

На фиг. 29 е показана корекцията на множителите за огъвателна коравина на плочата.

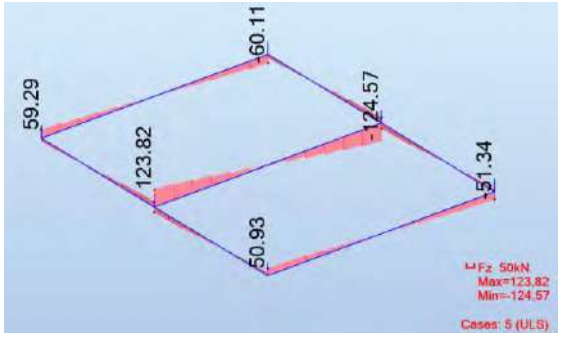



**Фигура 29.** Настройки на множител за коравина ("***Reduction of the moment of inertia***")

След извършен статически анализ, при въведена комбинация на въздействията – ULS, диаграмите на разрезните усилия (огъващ момент и напречна сила), са представени на фиг. 30 и фиг. 31:



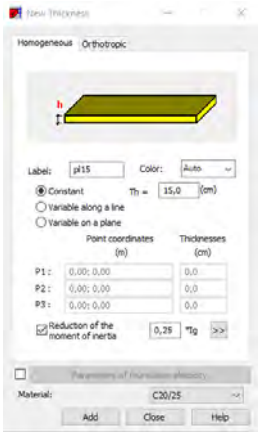

**Фигура 30.** Резултати: диаграма на огъващите моменти в гредите




**Фигура 31.** Резултати: диаграма на напречните сили в гредите

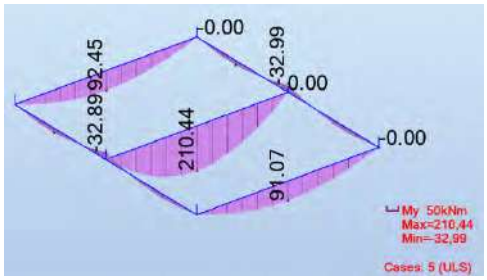
**в). намалена огъвателна коравина 4 пъти на плочата – *за получаване на огъващия момент M в гредата***

На фиг. 32 е показана корекцията на множителите за огъвателна коравина на плочата.

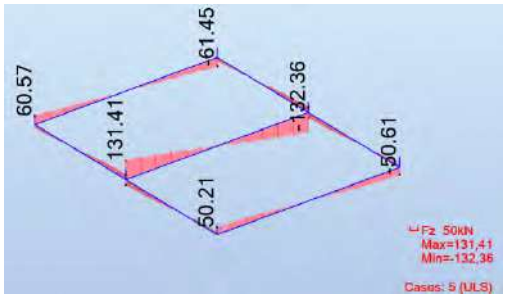



**Фигура 32.** Настройки на множител за коравина ("***Reduction of the moment of inertia***")

След извършен статически анализ, при въведена комбинация на въздействията – ULS, диаграмите на разрезните усилия (огъващ момент и напречна сила), са представени на фиг. 33 и фиг. 34:

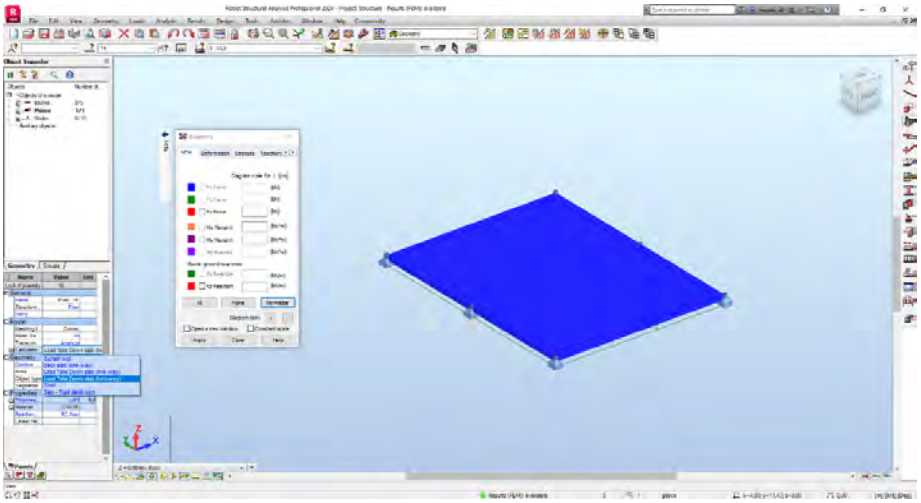



**Фигура 33.** Резултати: диаграма на огъващите моменти в гредите



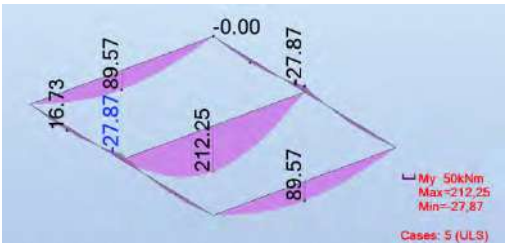

**Фигура 34.** Резултати: диаграма на напречните сили в гредите

**г). *уникална* вградена опция на софтуера – "Load Take Down Slab" (*LTDS*)** – чрез настройката директно въздействията, се предават от плочи върху опори, като по никакъв начин коравината на плочата не участва в трансфера (фиг. 35):

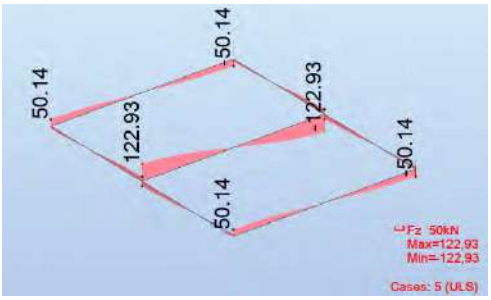


**Фигура 35.** Настройка "Load Take Down Slab" за анализа (*екранен изглед*)

След извършен статически анализ, при въведена комбинация на въздействията – ULS, диаграмите на разрезните усилия (огъващ момент и напречна сила), са представени на фиг. 36 и фиг. 37:




**Фигура 36.** Резултати: диаграма на огъващите моменти в гредите




**Фигура 37.** Резултати: диаграма на напречните сили в гредите

### 3. Обобщение на резултатите

На база получените диаграми на разрезните усилия, стойностите им са обобщени в табл. 1 и табл. 2, в зависимост от програмния продукт и редукционния коравинен множител k.

**Таблица 1.** Стойности на разрезно усилие – огъващ момент M, [kN.m]

| на ръка | *програмен продукт* | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **SAP2000** | | | **Tower 8** | | | **Robot Structural** | | | |
| | k | | | k | | | k | | | **LTDS** |
| | **1** | **0,33** | **0,25** | **1** | **0,33** | **0,25** | **1** | **0,33** | **0,25** | |
| **209,83** | 142,02 | 198,25* съотв. на V | **209,81** | 141,96 | 195,57* съотв. на V | **205,13** | 142,38 | 199,25* съотв. на V | **210,44** | **212,25** |

**Таблица 2.** Стойности на разрезно усилие – напречна сила V, [kN]

| на ръка | *програмен продукт* | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **SAP2000** | | | **Tower 8** | | | **Robot Structural** | | | |
| | k | | | k | | | k | | | **LTDS** |
| | **1** | **0,33** | **0,25** | **1** | **0,33** | **0,25** | **1** | **0,33** | **0,25** | |
| **120,77** | 87,46 | **121,57** | 128,64* съотв. на M | 67,88 | **104,38** | 110,85* съотв. на M | 91,90 | **124,57** | 132,36* съотв. на M | **122,93** |

**Извод:** Вижда се, че с проведените анализи, използващи корекционни множители (или автоматични опции), при приет „еталон“ за стойностите на разрезните усилия – получените при решение „на ръка“ (*резултати от Първа част на доклада*):
Максимално доближаващите се до това решение резултати, са тези, получените от анализ с програмен продукт **SAP2000**. Автоматичната опция на програмен продукт **Robot Structural**, показва 2,4 – единици повече за M и 2,16 – единици за V. „Чувствителност“ в стойностите на разрезните усилия, се наблюдава при резултатите от програмен продукт **Tower 8**, а именно: 4,7 – единици повече за M и 16,39 – единици за V.

*Разбира се, изследването в никакъв случаи не цели проверка точността на даден програмен продукт, защото дадено решение и респ. резултати, зависят от редица фактори, като например: опорни условия, форма и размерност на крайните елементи, връзка между отделните конструктивни елементи (крайни елементи), допълнителни и/или автоматични опции и настройки. Освен това, решенията „на ръка“ също са „натоварени“ с определени приемания (като изчислителни предпоставки) и закръглявания, които също могат да променят даден резултат.*

В таблиците по-надолу (табл. 3 и табл. 4), са представени процентите разлики за разрезните усилия, базирани на максимумите от табл. 1 и табл. 2.

**Таблица 3.** Процентни разлики в стойностите между „еталон“ (решение „на ръка“) и анализ с програмен продукт, за разрезно усилие – огъващ момент M, [kN.m]

| SAP2000 | Tower 8 | Robot Structural | |
|---|---|---|---|
| k=0,25 | k=0,25 | k=0,25 | LTDS |
| (+) Δ=0,01% | (-) Δ=2,24% | (+) Δ=0,29% | (+) Δ=1,14% |

**Таблица 4.** Процентни разлики в стойностите между „еталон“ (решение „на ръка“) и анализ с програмен продукт, за разрезно усилие – напречна сила V, [kN]

| SAP2000 | Tower 8 | Robot Structural | |
|---|---|---|---|
| k=0,33 | k=0,33 | k=0,33 | LTDS |
| (+) Δ=0,66% | (-) Δ=13,57% | (+) Δ=3,05% | (+) Δ=1,76% |

**Извод:** Вижда се, че с проведените анализи, използващи корекционни множители (или автоматични опции), при приет „еталон“ стойностите на разрезните усилия, получени при решение „на ръка“ (*резултати от Първа част на доклада*): процентните разлики за **огъващ момент** не надвишават 5%, докато при сравнение за **напречна сила**, е налице отрицателно отклонение, равняващо се на 1639 kg.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Когато се изчисляват гредови елементи, част от плочи, е необходимо да се съобрази, че тълкуването на резултатите е процес, от който зависи конструирането. Авторите препоръчват автоматизираните решения да бъдат проверени и сравнени винаги с анализи на ръка.

## ЛИТЕРАТУРА

[1] Help-менюта и инструкции за работа с програмен продукт SAP2000
[2] Help-менюта и инструкции за работа с програмен продукт Tower 8
[3] Help-менюта и инструкции за работа с програмен продукт Robot Structural

# IV.СТРОИТЕЛНИ МАТЕРИАЛИ ИТЕХНОЛОГИИ. ТЕХНОЛОГИЯ И УПРАВЛЕНИЕ НА СТРОИТЕЛСТВОТО.

# IV.STRUCTURAL MATERIALS ANDBUILDING TECHNOLOGIES. CONSTRUCTION TECHNOLOGY AND MANAGEMENT.

# SUSTAINABLE MATERIALS FOR SOUNDPROOFING OF THE EDUCATIONAL AND RESIDENTIAL SPACES

**Oprisan Gabriel[1], Benchea Marcelin[2], Bujoreanu Carmen[3], Cozmanciuc Ruxandra[4], Romila Claudiu[5], Velniciuc Adi-Mihăiță[6]**

*"Gheorghe Asachi" Technical University of Iasi/Faculty of Civil Engineering and Building Services/Department of Civil and Industrial Constructions*
*"Gheorghe Asachi" Technical University of Iasi/Faculty of Mechanics/ Department of Mechanical, Mechatronics and Robotics Engineering*

In the last few decades, the demand for improving acoustic comfort in both educational and residential environments has increased significantly, due to the heightened awareness of the negative effects of noise on health, learning and work performance, as well as the implementation of regulations in this field. This paper explores the integration of sustainable materials in the soundproofing of educational and residential spaces, aiming for both effective sound control and reduced environmental impact.

Natural and recycled materials such as sheep wool, cork, hemp fibre, recycled denim or textile waste, mixtures of wood fibres and cement, cellulose, PET felt, recycled rubber, coconut fibres are analysed in terms of their acoustic performance, life cycle, and ecological benefits. The study addresses the installation technology of acoustic panels for walls, the evaluation of the sound reduction index using the sound prediction programmes on elements or structures using BIM, the evaluation of absorption coefficients using Kundt's tube, the profitability of the acoustic rehabilitation solution for the wall-type elements.

Based on the obtained results, it is observed that sustainable acoustic materials can provide high levels of sound insulation and absorption, while contributing to thermal efficiency, ultimately resulting in healthier indoor spaces. The authors propose, through this research, the wider adoption of ecological acoustic solutions, especially in schools, universities and for residential areas, where acoustic quality directly influences mental functions, communication, and comfort.

***Key words**: sustainable materials, sound reduction index, absorption coefficient, acoustic insulation*

[1] Oprisan Gabriel, Associate Professor, Department of Civil and Industrial Constructions, Faculty of Civil Engineering and Building Services, Blv. Mangeron no.1, Iasi, Romania, gabriel.oprisan@academic.tuiasi.ro.
[2] Benchea Marcelin, Professor, Department of Mechanical, Mechatronics and Robotics Engineering, Faculty of Mechanics, Blv. Mangeron no.43, marcelin.benchea@academic.tuiasi.ro.
[3] Bujoreanu Carmen, Professor, Department of Mechanical, Mechatronics and Robotics Engineering, Faculty of Mechanics, Blv. Mangeron no.43, carmen.bujoreanu@academic.tuiasi.ro.
[4] Cozmanciuc Ruxandra, Lecturer, Department of Civil and Industrial Constructions, Faculty of Civil Engineering and Building Services, Blv. Mangeron no.1, Iasi, Romania, ruxandra.cozmanciuc@academic.tuiasi.ro.
[5] Romila Claudiu, Lecture, Department of Civil and Industrial Constructions, Faculty of Civil Engineering and Building Services, Blv. Mangeron no.1, Iasi, Romania, claudiu.romila@academic.tuiasi.ro.
[6] Velniciuc Adi-Mihăiță, PhD Student, Department of Mechanical, Mechatronics and Robotics Engineering, Faculty of Mechanics, Blv. Mangeron no.43, adi-mihaita.velniciuc@academic.tuiasi.ro.

## 1. Introduction

According to World Health Organization (WHO) and European Environment Agency (EEA) about 40% of the population in EU countries is exposed to road traffic noise at levels exceeding 55dB(A). Airborne noise and impact noise can cause health problems such as sleep disturbances, cardiovascular effects, decrease in school and work performance, hearing impairment [1]. Therefore, one of the measures is to limit noise and/or acoustically insulate residential buildings, schools, universities or spaces where playing musical instruments or creative and sports activities are practised, as well as laboratories and canteens serving these buildings.

The acoustic insulation of buildings represents a series of measures that must be taken so that the ear or other acoustic measuring devices do not register sounds produced inside the building's spaces or outside them except within admissible limits. In general, these equivalent sound pressure levels are between 35-40 dB for apartments, hotel rooms, classrooms, reading rooms [2-5]. In some cases, the building regulations are more restrictive, considering a value lower than 35 dB as optimal for classrooms, acceptable between 30-40 dB and noisy with values between 60-85 dB. For apartments, ideal values up to 30 dB, with acceptable values between 30-45 dB for the living room, and at night, up to 40 dB.

Sustainable materials for acoustic applications in construction for structural non-structural members or building services have not only sound insulation properties but also light weight, thermal insulation properties, relatively low cost and do not affect human health [6-7].

The authors propose to integrate sustainable materials, natural and renewable insulation (hemp fibre, sheep wool, cork, cellulose, coconut fibre panels) or recycled materials (recycled PET felt, recycled denim, wood shavings and sawdust) as a solution for soundproofing of the educational and residential spaces.

## 2. Checklist and diagram for soundproofing in educational and residential spaces

In Table 1 the checklist for acoustic insulation for both airborne and impact noises in the case of new or existing educational and residential buildings is summarised, starting from the identification of noise sources [8], noise measurement [9], and acoustic design of construction elements in accordance with the standard.

**Tabel 1.** General checklist soundproofing in educational and residential spaces

| Action | Item | Description |
|---|---|---|
| Noise source identification | Internal & External | Identify traffic noise, neighbours, HVAC systems, noise of rainfall on roof, playgrounds, voices, footsteps. |
| Noise measurement | Sound level meter | Measure current dB levels (especially during peak hours), target below 35 dB(A) indoors. |
| Regulation Compliance | Local and international norms | Check national and international regulations: ISO 16283, EN 12354, Romanian Norms C125-2013 [4], SR EN ISO 717-1. |

Selecting of the sustainable materials for acoustic insulation of structural elements (walls, floors, ceilings, roofs) is based on a mix of acoustic performance, sustainability and construction constraints. The main parameters are: *acoustic parameters* (sound transmission loss STL/sound reduction index $R_w$, impact sound reduction $L_{n,w}$, absorption coefficient $\alpha$, density and mass per unit area, porosity/flow resistivity), *sustainability parameters*

(renewability of raw materials: bio-based hemp, flax, cork, wood fibre; versus non-renewable: mineral wool, foams; recycled content/circularity: recycled textile, cellulose from paper, PET fibres; embodied carbon and energy: carbon footprint and energy intensity for production; toxicity and emissions, end-of-life options), *structural/construction parameters* (mechanical strengths and stability, compatibility with structural members, fire resistance and safety norms, durability and moisture resistance, ease of installation and thickness).

**Table 2.** Eco-friendly sound insulation materials

| **Natural & Renewable Insulation** | | |
|---|---|---|
| **Material** | **Acoustic properties** | **Notes** |
| Hemp fibre | Good airborne sound insulation | Mold-resistant, breathable, renewable |
| Sheep wool | High sound absorption | Self-regulating humidity, natural fire resistance |
| Cork | Impact and airborne noise control | Durable, lightweight, biodegradable |
| Cellulose (recycled paper) | Dense and absorptive | Used in walls and floors |
| Coconut fiber panels | Absorbs mid-high frequencies | Sustainable, breathable, biodegradable |
| **Recycled Materials** | | |
| **Materia** | **Acoustic properties** | **Sustainability** |
| Recycled PET felt | Wall and ceiling acoustic panels | Made from plastic bottles |
| Recycled denim | Thermal and acoustic insulation | Non-toxic, reused textile waste |
| Wood shavings and sawdust from pallets | Wall and ceiling acoustic panels | Wood chips recovered by chopping wooden pallets |
| Medium Density Fibreboard (MDF) | Wall acoustic panels | Utilizes recycled wood fibres and low-emission formaldehyde-free resins |
| Recycled rubber with cork particle | Floor for Impact noise | Uses recycled rubber from used tires of the vehicles |

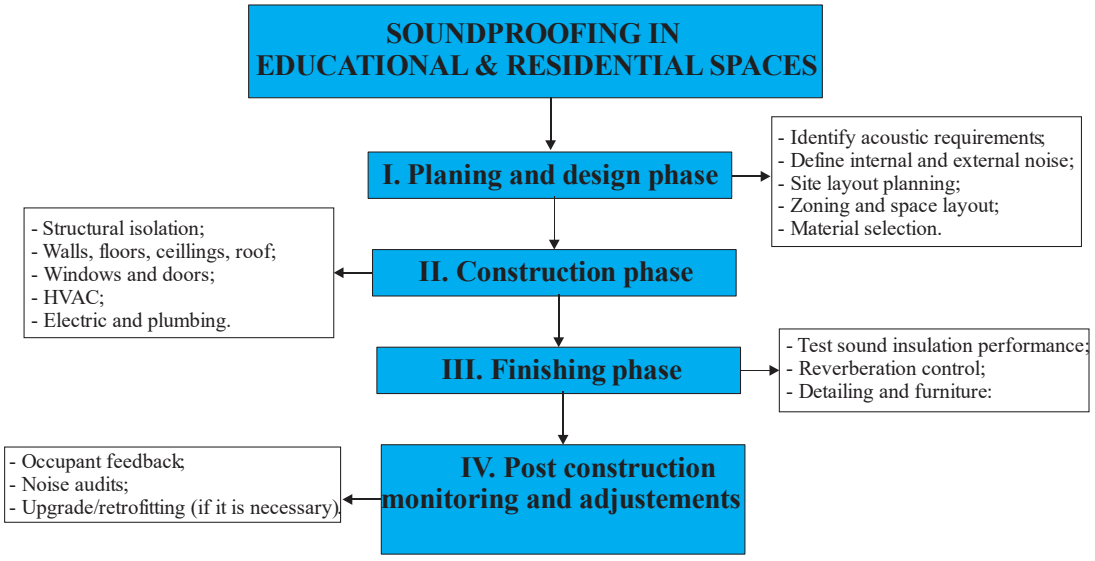



**Figure 1.** Diagram for an acoustic insulation analysis of educational and residential buildings

Some examples of environmentally friendly materials that can be used for the acoustic insulation of walls and floors are presented in Table 2, while in Figure 1 illustrates the main steps to apply an acoustic insulation in such buildings.

### 3. Transmission Loss and Sound Absorption Coefficients

A difficult task for designers is to evaluate and to measure the transmission loss. The simplified formula for transmission loss (**TL**) known as the "mass law", indicates that TL will increase with by 6 dB when the frequency is doubled and the surface weight is doubled:

(1) $$\mathbf{TL} = 20\log \boldsymbol{f} + 20\log \mathbf{m} - \boldsymbol{C}$$

where: **f** is the frequency in Hz, **m** is the weight of the wall in kg/m$^2$, **C** is a constant equal with 43 [10] or 33.5 [11] which is a value used by programmes for predicting the sound insulation of walls.

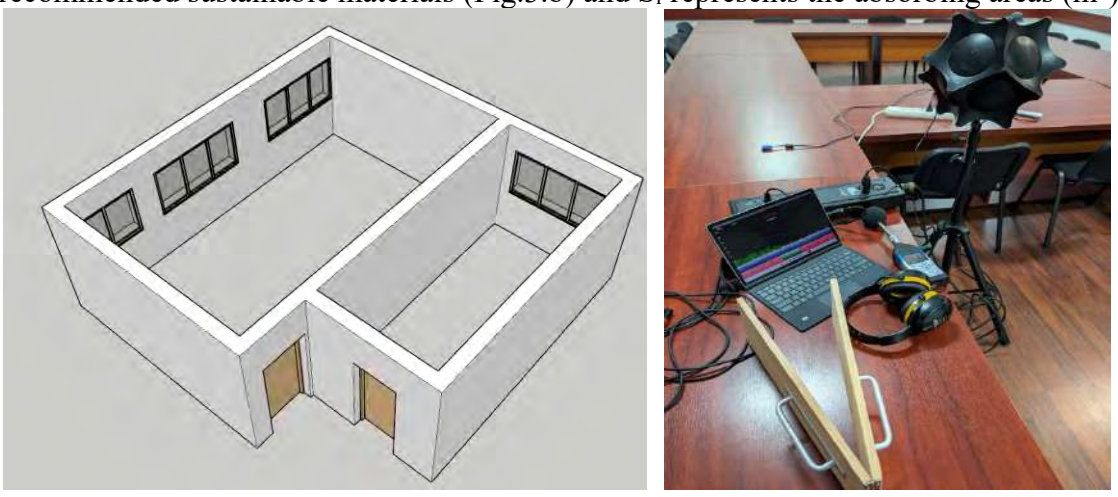
The space analysed according to Figure 2a. is partially furnished with 25 chairs and work tables, leading to lower reverberation values compared to an unfurnished room [12]. The evaluation of the reverberation can be done analytically using Sabine's formula (Eq.2) or, for more precise measurements, by using a sound level meter with accuracy class 1, as shown in Figures 2.b. and 5.b.:

(2) $$\mathbf{T} = 0{,}16\left(\frac{\boldsymbol{V}}{\boldsymbol{A}}\right)$$

where: T is the reverberation time in seconds (s), V is the volume of the rooms (124.28 m$^3$ left room, 55.47 m$^3$ right room) in cubic meters (m$^3$), and A is the equivalent absorption surface (m$^2$) which can be expressed as:

(3) $$\mathbf{A} = \sum(\alpha_i * S_i)$$

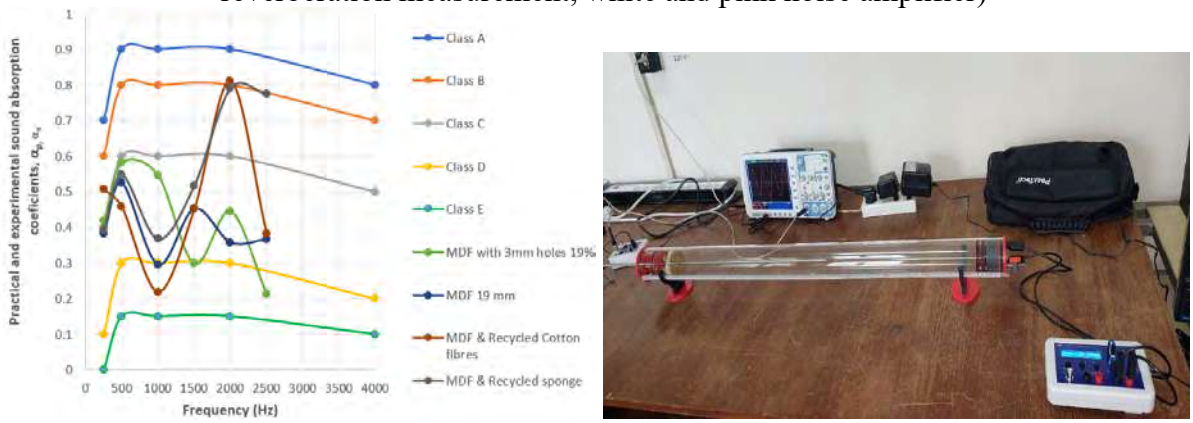
where: $\alpha_i$ is the sound absorption coefficient determined using Kundt's tube in the laboratory for recommended sustainable materials (Fig.3.b) and $S_i$ represents the absorbing areas (m$^2$);



a. b.

**Figure 2.** A partition wall made of light weight concrete have been analysed between two rooms, a. the one on the left is a classroom, S=45.72 m$^2$ for 25 students and the room on the right is an office for 2 PhD students S=20.54 m$^2$; b. basic instruments for acoustic measurements (sound level meter SVANTEK 977D, omnidirectional noise source, a tablet

with dedicated software for acoustic parameters, noise protection headphones, clapper for reverberation measurement, white and pink noise amplifier)




a. b.

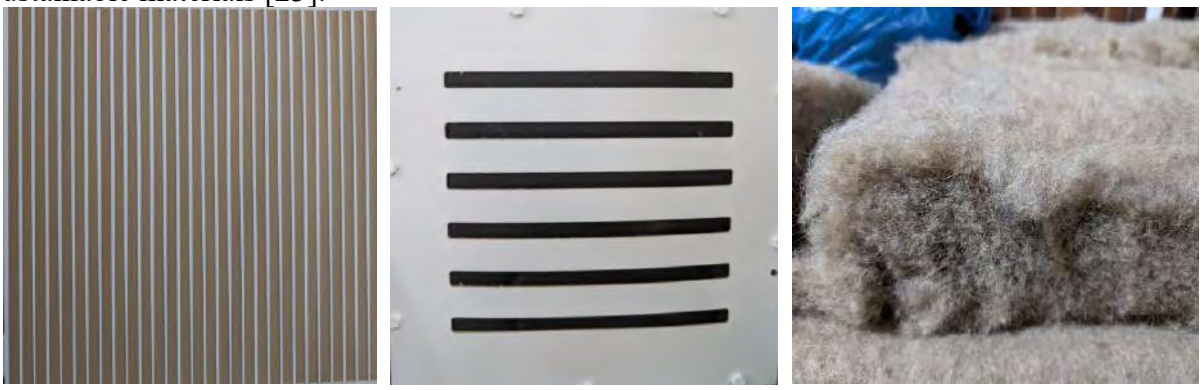
**Figure 3.** Analysis and experimental determination of sound absorption coefficients: a. practical and experimental sound absorption coefficients vs frequency; b. analysed samples in the Kundt's tube

In the design phase of the execution of a new building, the verification of structural and non-structural elements from the point of view of acoustic compliance contained in the diagram in Figure 1(II) is much easier to achieve, especially if BIM programmes such as Cype Architecture, Cypecad and Acoubat/Cypesound are used [13]. For old buildings, it can be used 3D geometry creation programs such as Google SketchUp (with Dibac extension) Fig. 2. a., INSUL 10 (Figs.6-7), Odeon, AFMG Soundflow or CadnaB software [14-17].

**4. Solutions for insulating concrete, lightweight concrete and brick walls with MDF panels filled with sustainable materials**

Previous studies have demonstrated the importance of the eco-materials for achieving the acoustic comfort [18], as well as the intention for these materials to be sustainable [19-22].

Traditional concrete walls block airborne noise well but cause reverberation and poor impact noise reduction. MDF panels whether solid or perforated (Fig.4. a.- b.), can create a decoupled lining system filled with absorbent sustainable materials Fig.4 c, d, e. Other solutions are based on concrete bricks with wood chips (Fig. 4.f) with or without soundproofing sustainable materials [23].



a. b. c.

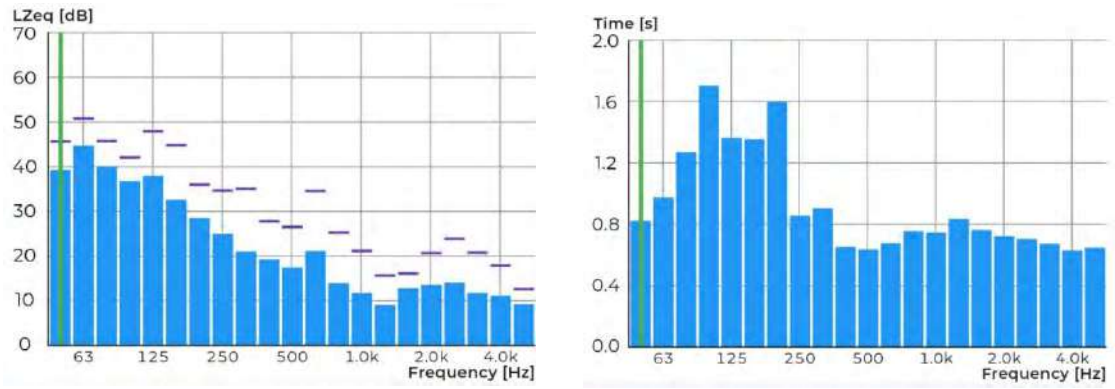


d. e. f.

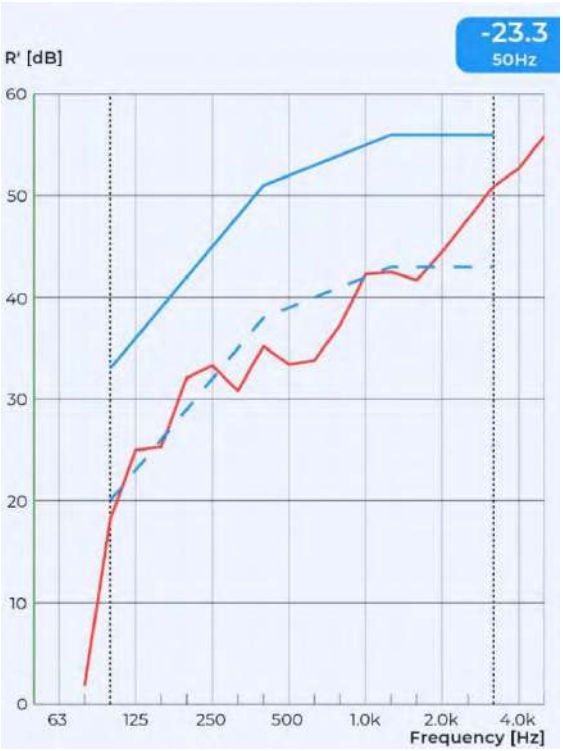
**Figure 4.** Sustainable materials for soundproofing: a. milled MDF panels (front view); b. milled MDF panels (back view); c. sheep wool mattresses; d. recycled denim and cotton fibres e. rubber membrane with cork particle; d. concrete bricks with wood chips which come from chopping damaged wooden pallets;

**5. Measurements at the partition wall of the educational spaces**

Using the sound level meter SVANTEK 977D [24] and processing with the Building Acoustics Pro software, the experimental data were measured and diagrams were drawn for the equivalent background noise, reverberation and apparent noise reduction index. The background noise exceeds 30 dB on the low frequencies 50-160 Hz, Figure 5.a. because the classroom has 3 windows with unsealed wooden joinery and is exposed to a road with heavy traffic and a parking lot. For classrooms, the reverberation is 0.4-0.6 seconds, but in the analysed case it is observed that at low frequencies 80-200Hz there are double or even higher values 1.26-1.69 (80-200 Hz), figure 5.b. Thus, it is observed that the analysed wall has characteristics below the reference curve (blue line), figure 5.c.




a. b.




c.

**Figure 5.** Acoustic measurements for the partition wall made of lightweight concrete: a. background noise in the student classroom; b. classroom reverberation vs. frequency; c. sound reduction index of the 220 mm thick partition wall R'= 39dB

In order to establish the acoustic insulation solution, the calculation of the acoustic insulation index for the autoclaved cellular concrete wall with a thickness of 220 mm was carried out in the INSUL 10 programme, drawing the $R_w$ [dB] - frequency [Hz] response diagram, Fig. 6, after which the insulation material was chosen to be cellulose from recycled paper, between metal studs and then fixed with MDF panels on the steel studs, Fig. 7.

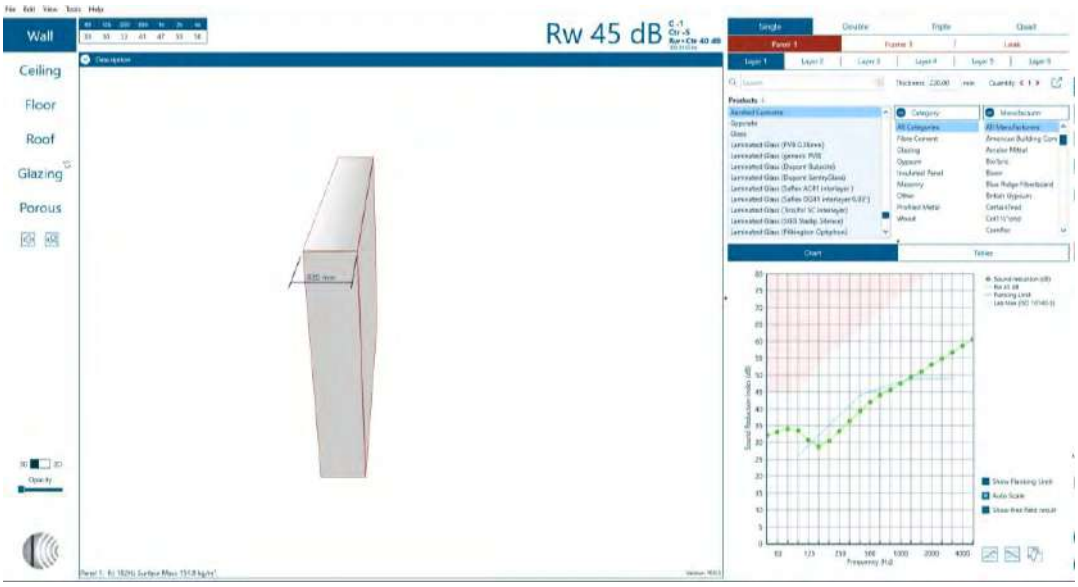



**Figure 6.** Acoustic insulation index of the autoclaved cellular concrete partition wall

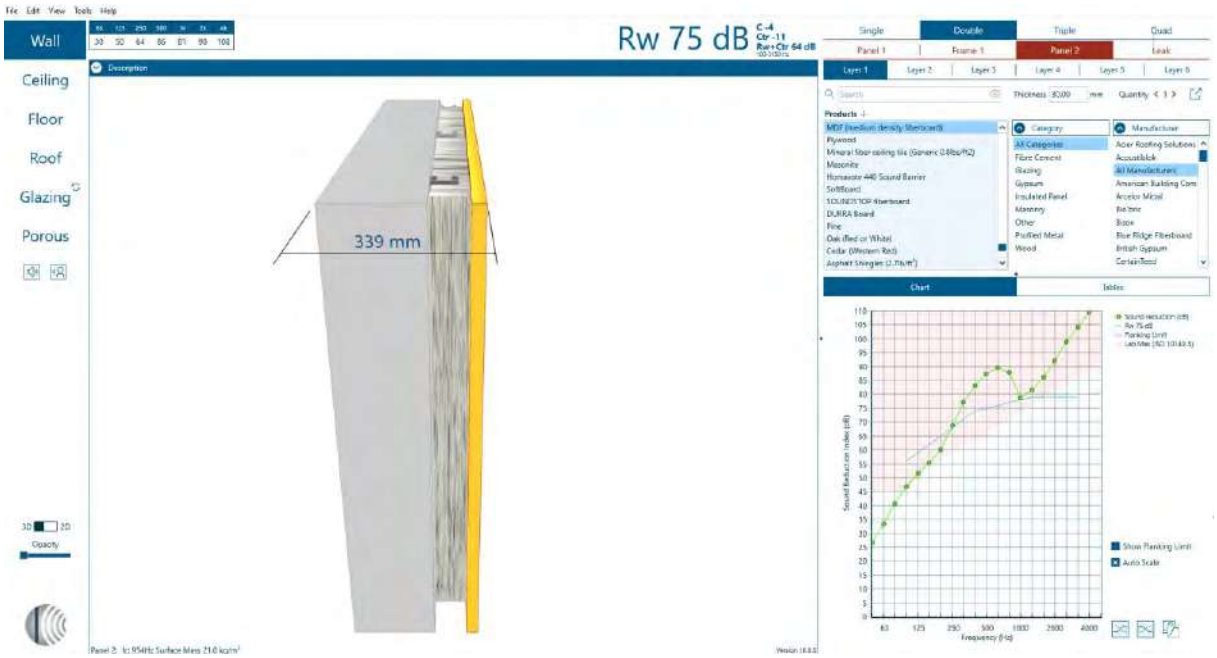



**Figure 7.** Acoustic insulation of the autoclaved cellular concrete partition wall with a 100 mm thick cellulose layer and 19 mm MDF panel (proposed solution)

An increase in the sound reduction index $R_w$ can be observed by 60% at an added price of the system of 35 Euro/$m^2$ without VAT and labour.

**6. Discussions and Conclusions**

Achieving acoustic comfort with natural and eco-friendly soundproofing materials was the main purpose of the current article. A combination of MDF panels and sustainable materials like sheep wool or recycled cotton fibres improves acoustic and thermal insulation of the educational and residential spaces while maintaining a healthy indoor environment. The authors investigated a series of factors (acoustic absorption index, reverberation, acoustic insulation index) that influence wall insulation in residential and educational spaces. The analysed soundproofing materials are classified between class B and D, fig.2. a., having good acoustic characteristics and being low cost, thereby representing practical solutions for the improving acoustic comfort in educational and residential buildings fig.7, used for wall cladding or as filler material for MDF panels or doors. Experimental measurements were taken on the partition wall of an educational space with a SVANTEK 977D sound level meter, plotting the apparent sound reduction index vs frequency diagram, after which a simulation was performed using the Insul 10.0.5 programme dedicated to designing wall, floor, ceiling insulation with or without sustainable materials. Special attention to maintaining effective sound reduction is the acoustic performance of doors and windows ($R_w \geq$ 35-40 dB). In fig.3.a, the three windows are made of wood with two glass panels (2x4 mm/12 mm airgap) and the door is made of PVC with characteristics of the sound reduction index $R_w$=28-30 dB. The sound insulation requirements for high quality apartments are $R_w$=65 dB, and for classroom, $R_w$=55-60 dB.

The diagram presented in fig.1 is recommended by the authors to be followed for both new constructions and for existing ones that require acoustic insulation works to create spaces without noise pollution. This includes the involvement of acoustics specialists in the three important phases of design, execution and feedback after finalised buildings.

**Acknowledgement**

The authors gratefully acknowledge the financial support of the research grant "Determining the acoustic/sound-absorbing characteristics of milled MDF sandwich panels" no.23027/18.06.2025.

**REFERENCES**

[1] Engelmann, N., Blanes Guàrdia N., Fons-Esteve J., Vienneau D., Peris E., Röösli M., Environmental noise health risk assessment: methodology for assessing health risks using data reported under the Environmental Noise Directive (Eionet Report – ETC HE 2023/11, version 3). European Topic Centre on Human health and the environment.
[2] Ricci M., Tiberiu R, Introduction to architectural acoustics, Bucharest Technical Publishing House, 1974, 184 p. (in Romanian language).
[3] Tocci G., Room noise criteria - The state of the art in the year 2000, Noise News International, Institute of Noise Control Engineering, Volume 8, Number 3, September 2000, pp. 106-119, (https://doi.org/10.3397/1.3703047).
[4] ORDER no. 3,384 of November 21, 2013 for the approval of the technical regulation "Regulation on acoustics in buildings and urban areas, code C 125-2013", Issuer: Ministry of Regional Development and Public Administration, Published: Official Gazette No. 812 Of December 20, 2013, 303p. (in Romanian language).
[5] Shield B., Hopkins C. (eds.) Building Bulletin 93 Acoustic design of schools a design guide, Stationery Office Books, 2004, 207 p.
[6] Asdrubali F, Schiavoni S, Horoshenkov K.V., A Review of Sustainable Materials for Acoustic Applications. Building Acoustics. 2012;19(4):283-311, (doi:10.1260/1351-010X.19.4.283).
[7] Catalina T., Noise Protection vol.1, Matrix Rom Publishing House, Bucharest, 2015, 221p.(978-606-25-0218-8) (in Romanian language).
[8] Montiel I, Mayoral AM, Navarro Pedreño J, Maiques S. Acoustic Comfort in Learning Spaces: Moving Towards Sustainable Development Goals. Sustainability. 2019; 11(13):3573. (https://doi.org/10.3390/su11133573).
[9] Jackson G.M., Leventhall H.G., Household appliance noise, Applied Acoustics, Volume 8, Issue 2, 1975, Pages 101-118, ISSN 0003-682X, (https://doi.org/10.1016/0003-682X(75)90028-6).
[10] Chambers, J.P., Jensen, P. Noise Control. In: Wang, L.K., Pereira, N.C., Hung, YT. (eds) Advanced Air and Noise Pollution Control. Handbook of Environmental Engineering, vol 2., Humana Press, 2005, (https://doi.org/10.1007/978-1-59259-779-6_13).
[11] Sharp, Ben. (1978). Prediction Methods for the Sound Transmission of Building Elements. Noise Control Engineering. 11, (DOI: 10.3397/1.2832099).
[12] Masovic D., Oguc Analysis of reverberation time field measurement results in building acoustics, Telfor Journal, vol 5, no.2, 2013, 145-150.
[13] https://info.cype.com/en/software/cypesound/
[14] https://www.dibac.com/dibac-for-sketchup/download/
[15] https://odeon.dk/
[16] https://www.datakustik.com/building-acoustics
[17] https://www.insul.co.nz/media/30049/Insul-Manual-2017-word-version.pdf
[18] Mahmoud M., H. A. Elregal. The mechanisms for successful sound design in educational spaces to achieve acoustic comfort and their impact on academic efficiency: (The study of auditoriums in universities), JES. Journal of Engineering Sciences, 52, 2, 2024, 175-190, (doi: 10.21608/jesaun.2023.236434.1260).
[19] Marta Urdanpilleta, Romina del Rey, Itsaso Leceta, Juan C. Rodríguez, Jesús Alba, Pedro Guerrero, Empirical modelling of the acoustic behavior of sheep wool/soy protein

biocomposites, Journal of Building Engineering, Volume 89, 2024, 109290, ISSN 2352-7102, (https://doi.org/10.1016/j.jobe.2024.109290).

[20] Arpitha. G C, Akshatha Prasad, 2021, Review on Investigation on Sustainable Material for Noise Reduction in Building, International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT) NCRAEM – 2021, Volume 09 – Issue 15, p.66-70, (DOI : 10.17577/IJERTCONV9IS15014)

[21] Naydenova P., Velev P., Kovacheva S.D., Comparative analysis on the performance properties of different types of windows. Innovation in Woodworking Industry and Engineering Design p.89-96, ISSN 2367-6663 (Online); ISSN 1314-6149 (Print).

[22] Borlea Mureşan S.I., Tiuc A.E., Nemeş O., Vermeşan H., Vasile O., Innovative Use of Sheep Wool for Obtaining Materials with Improved Sound-Absorbing Properties. Materials (Basel), 2020 Feb 4;13(3):694, (doi: 10.3390/ma13030694).

[23] Entuc I. S., Isopescu D. N., Bagdasar L. C., Oprisan G. Zapodeanu I. D., Maxineasa S. G (2018) Performances of the Concrete Masonry with Recycled Wood Chips (I), Bulletin of the Polytechnic Institute of Jassy, Construction and Architecture, 64(68), No.3, p. 103-108.

[24] https://svantek.com/products/svan-977-class-1-sound-vibration-level-meter/

# СЪЗДАВАНЕ НА СИСТЕМА ЗА КОЛИЧЕСТВЕНА ОЦЕНКА НА РИСКА В БЪЛГАРСКА СТРОИТЕЛНА ФИРМА

**Георги Петров Георгиев**[1]

*ВСУ „Любен Каравелов“, гр. София*

# IMPLEMENTATION OF A SYSTEM FOR QUANTITATIVE RISK ASSESSMENT IN BULGARIAN CONSTRUCTION COMPANY

**Georgi P. Georgiev**[1]

*University of Structural Engineering and Architecture Lyuben Karavelov, Sofia*

***Abstract**: The report focuses on the specifics and challenges in creating a modern system for Enterprise risk management in the Bulgarian construction business. The aim of the paper is to show in detail to construction managers the practical aspects and benefits of quantitatively precise assessment of individual risk factors and the risk taken by the company as a whole. For this purpose, empirical data from the practice of an anonymous construction company with many years of experience in Bulgaria were used.*

***Key words**: Enterprise risk management, probability impact matrix, quantitative risk assessment, construction management, Bulgaria*

## 1. Въведение

Създаването на ефективна система за управление на риска е критично за просперитета, конкурентоспособността и устойчивостта на всяка строителна фирма в България, особено в сегмента на едро площния кофраж и инсталациите, където работата е изключително динамична и комплексна.

Строителният сектор е по своята същност високорисков, характеризиращ се с дълги периоди на изпълнение, сложни договорни отношения, зависимост от външни фактори и висока аварийност. В българския контекст тези рискове се умножават от специфични пазарни, регулаторни и културни особености

Нивото на риск в строителния сектор е значително по-високо в сравнение с повечето други икономически сектори, като се класира сред най-рисковите отрасли наравно с минно дело, селско стопанство (в зависимост от културата) и морската индустрия.

Към настоящия момент у нас в строителните фирми се прилага формализиран подход за риск мениджмънт, който няма практическа полза от гледна точка на фирмения мениджмънт, а служи единствено за целите на отчитането пред съответните

[1] Георги П. Георгиев, доцент доктор, Строителен факултет, ВСУ «Л. Каравелов», gp.georgiev@yahoo.com

проверяващи органи. Масово използвания подход за риск мениджмънт в България се базира на непрецизна субективна оценка на даден служител, които е ангажиран с поддържането на риск регистъра и изготвянето на годишните доклади за оценка на риска в дадената фирма. В този случай се приемат субективни формални скали за вероятностна оценка на отделните рискови събития и последствията от настъпване на тези събития, които нямат или имат минимална практическа полза за фирменото ръководство. Най-често скалите за оценка варират от 1 до 5 и по-рядко от 1 до 20.

Това е една от причините за високия брой фирмени фалити в строителния сектор на България. Според данни на НСИ за изминалата 2024 календарна година броя на фалиралите фирми в сектор строителство е 111 сравнено с 159 за целия промишлен сектор на България [1]. Според лидера в застраховането на търговски кредити на глобално ниво и у нас - Allianz Trade се очаква 2% ръст на фирмите в несъстоятелност в България съответно за 2025 и 2026 година [2]. А най- големи трудности при погасяване на кредити и разплащане се прогнозират при фирми в строителството, земеделието и транспорта като най- застрашени са малките и семейните фирми.

Необходимостта от внедряване на формални, систематизирани и проактивни системи за управление на рисковете става все по-належаща. Международните стандарти като ISO 31000 предоставят ясна рамка, но нейното прилагане в специфичния български бизнес контекст се сблъсква с редица бариери. Тези бариери са свързани не само с ресурси и знания, но и с дълбоко вкоренени бизнес практики и културни нагласи.

Целта на този доклад е да идентифицира, анализира и предложи решения на ключовите предизвикателства, пред които се изправя българската строителна фирма при създаването на ефективна система за управление на рисковете.

## 2. Етапи на внедряване при Enterprise risk management в строителството

Управлението на рисковете в Европейския съюз включително и нас се регламентира нормативно от международен стандарт ISO 31000 от 2018 г [3]. Въз основа на принципите и насоките залегнали в този стандарт всяка фирма от публичния или частния сектор е необходимо да изгради своя собствена система за риск мениджмънт.

В съвременната риск мениджмънт практика се прилагат два подхода при създаване на системи за управление на риска. Първият подход е известен като традиционен риск мениджмънт, при който фирменото ръководство се стреми към избягване или ограничаване на рисковите събития, който причиняват финансови загуби. Традиционното управление на рисковете в строителството е фокусирало предимно върху оперативните и проектните рискове (срокове, бюджети и безопасност на строежа). Този подход, макар и важен, е фрагментиран и не улавя стратегическите заплахи и възможности, които застрашават или увеличават стойността на фирмата като цяло. Срив в ключов пазар, внезапна промяна в данъчното законодателство, влошаване на репутацията или пропусната иновация могат да имат много по-сериозни последици от преразход при конкретен проект.

Повишаването на цените на материалите, глобалните кризи във веригите на доставки, острият недостиг на квалифициран труд, промени в законодателството и високата икономическа несигурност изискват нов, стратегически подход към управлението на риска [4].

Втория подход е известен като корпоративен риск мениджмънт (Enterprise risk management - ERM) е сравнително нов и за разлика от традиционния е по-широко обхватен. При него управлението на риска не се ограничава само до събитията, които причиняват фирмени загуби, но за такива, които възпрепятстват или забавят постигането на планираните корпоративни цели за даден период. ERM се възприема не като административна тежест, а като стратегически инструмент за вземане на решения, който

интегрира управлението на риска във всички нива на организацията – от корпоративната стратегия до оперативната дейност [5].

ERM не е отделна функция, а набор от практики, вградени в стратегическите и оперативните процеси на фирмата. Основните му принципи включват:

- Стратегическа насоченост: Управлението на риска е пряко свързано с постигането на стратегическите цели.
- Цялостност: Обхваща всички видове рискове (стратегически, оперативни, финансови, правни и др.) на всички нива.
- Създаване и запазване на пазарната стойност на предприятието: Целта е не само да се предпази съществуващата фирмена стойност, но да се идентифицират възможности за растеж и осигурят условия за постигане на стратегически цели.
- Интегрираност: ERM е част от управленските процеси, а не отделна дейност.

**Етапи за внедряване на ERM в българска строителна фирма**

За основа на модела може да се приеме широко признатият COSO ERM Framework. Неговото приложение в българската практика може да се осъществи чрез пет ключови етапа.

**Етап 1: Подготовка и ангажиране на ръководството**

Успехът на ERM изцяло зависи от ангажираността на главното ръководство и съвета на директорите (ако съществува). По конкретно на този етап е необходимо да бъдат извършени следните дейности:

Създаване на политика за ERM: Документ, утвърден от управителния съвет, който декларира привързаността на фирмата към ERM принципите.

Определяне на роли и отговорности: Ръководството/Собственикът носи отговорност за цялостната система и осигуряване на ресурси.

Мениджър по рискове (Chief Risk Officer - CRO): Във фирми със среден размер тази роля може да се възложи на финансов директор, ръководител проект или външен консултант. Той координира процеса.

Мениджъри на проекти и началници отдели: Отговорни за идентифициране и управление на рисковете в своите области.

Създаване на Комитет по рискове: Междинен орган, включващ представители на ключови отдели (финанси, проекти, търговия, правен), който се среща редовно за преглед на рисковете.

**Етап 2: Дефиниране на рисков апетит и стратегически цели**

Това е фундаменталната стъпка, която свързва риска със фирмената стратегия.

Определяне на рисков апетит представлява количеството риск, което фирмата е готова да поеме в преследване на своите стратегически цели като е препоръчително тези лимити да бъдат точно фиксирани. За строителна фирма това може да се изрази количествено като: приемливи за фирмата са инвестиционни проекти с максимална загуба до 30% (CfaR<30%) при ниво на доверителност 5%, IRR > 5% и др.

Стратегически цели: ERM системата трябва да бъде изградена около ключовите цели на фирмата – например, максимизиране фирмената стойност за даден период от време, нарастване на пазарния дял, диверсификация в нови пазари, подобряване на рентабилността, повишаване на репутацията и др.

**Етап 3: Идентифициране и оценка на рисковете на ниво фирма**

Тук се прилагат същите техники като при проектния риск, но на много по-широко ниво. Идентифицирането на всички потенциални събития, които могат да причинят загуби или повлияят на стратегическите цели на фирмата става чрез мозъчни щурмове,

анкети, интервюта с експерти, анализ на минали проекти, но най-вече чрез поддържане на актуална база от статистически данни на риск регистъра.

След идентифицирането на рисковите събития следва тяхното категоризиране т.е. рисковете се групират в категории за по-добра ефективност и анализ.

Следва най-трудния етап прецизна количествена оценка на отделните рискове. Всеки риск се оценява по вероятност и въздействие. Въздействието се мери не само финансово, но и върху репутацията, клиентите и персонала. Тук използваните методи са специфични в зависимост от природата и проявлението на риска. Например за пазарните рискове се утвърдил подхода VaR, за бизнес и маркетинговите рискове CfaR и др.

Най-често използваният метод за обобщаваща оценка на риска е матрица вероятност – въздействие (probability and impact matrix-PIM).

**Етап 4: Разработване на стратегии за реагиране и въздействие**

За всеки от ключовите рискове се разработват стратегии за реагиране, които са в рамките на определения рисков апетит.

Избягване: отказ от дейност, която носи неприемлив риск (напр., отказ да участва в търг с подозрителни условия).

Намаляване: прилагане на контроли за намаляване на вероятността или въздействието (напр., диверсификация на доставчиците, обучение на персонала, внедряване на софтуер за управление на проекти).

Прехвърляне: прехвърляне на част от риска чрез застраховки или използване на субизпълнители с ясни договорни клаузи.

Приемане: съзнателно приемане на риска, ако той е в рамките на апетита и не изисква допълнителни мерки за намаляването му.

**Етап 5: Внедряване, мониторинг и непрекъснато усъвършенстване на системата**

Строителните фирми в България извършват своята дейност в изключително променяща макроикономическа среда, регулации, политическа конюнктура и др. т.е. актуалният списък с рискове и техните измерения е необходимо да се актуализира периодично. Поради тези причини системата за риск мениджмънт ERM е динамичен и повтарящ се процес. Внедряват се конкретни действия, назначават се отговорни лица и срокове. Комитетът по рискове редовно (напр., на всяко тримесечие) преглежда състоянието на ключовите рискове и ефективността на мерките за противодействие. Поддържа се централен регистър на рисковете.

Резултатите от мониторинга се свеждат до всички релевантни заинтересовани страни в рамките на фирмата. Системата за риск мениджмънт се преглежда и актуализира минимум годишно, а и при значителни промени във външната или вътрешната среда и по-често.

**3. Експериментални резултати**

В следващата точка ще бъдат представени ключовите изчисления и резултати от прилагането на системата за риск мениджмънт ERM в българския строителен бизнес. За целта са използвани реални данни от практиката на анонимна строителна фирма с дългогодишен опит в България. От гледна точка на прецизността при оценката на риска е необходимо за една фирма да събира и съхранява детайлни статистически данни относно всяко събитие, което е причинило загуби на фирмата или е попречило постигането на нейните планираните корпоративни цели т.е. риск регистър. Риск регистърът е основният източник на подробна информация от исторически данни за рисковите събития от бизнес дейността на строителната фирма. Обикновено се изготвя във вид на Excel файл със следните колони: ID на риска, дата, описание, вероятност,

въздействие, скоринг оценка, корелация с други рискови събития, стратегия за реакция, отговорни лица, срок и статус.

**Таблица 1**. Списък на рисковете и техните количествени оценки

| вид риск | Риск ID | списък на рисковете | L въздей-ствие | P вероят-ност | S=L*P скоринг оценка |
|---|---|---|---|---|---|
| финансови | **R1** | намаление в приходите от основни дейности и услуги | 330 000 лв. | 0,626 | **206 580 лв.** |
| | **R2** | обезценка на валутни приходи | 55 200 лв. | 0,234 | **12 917 лв.** |
| | **R3** | увеличаване на задлъжнялостта и разходи за лихви | 72 000 лв. | 0,284 | **20 448 лв.** |
| | **R4** | пазарни рискове (растящи цени на материали, ФРЗ, парцели и др. спад в продажни цени) | 81 200 лв. | 0,347 | **28 176 лв.** |
| | **R5** | ликвидни затруднения (забавени плащания, доставки и др) | 108 000 лв. | 0,627 | **67 716 лв.** |
| технически | **R6** | некачествен или недостоверни проекти | 405 000 лв. | 0,133 | **53 865 лв.** |
| | **R7** | лоши почвени условия, археологически находки | 101 500 лв. | 0,129 | **13 094 лв.** |
| | **R8** | забавяне в издаването на разрешителни | 94 300 лв. | 0,352 | **33 194 лв.** |
| | **R9** | проблеми с организацията на стр. дейности | 201 000 лв. | 0,576 | **115 776 лв.** |
| | **R10** | употребата на некачествени материали, техника и др. | 268 000 лв. | 0,354 | **94 872 лв.** |
| стратегически | **R11** | влошаване на макроикон. конюнктура (инфлация, безработица, война и др) | 352 000 лв. | 0,543 | **191 136 лв.** |
| | **R12** | съдебни дела, неустойки | 143 000 лв. | 0,221 | **31 603 лв.** |
| | **R13** | правни и регулаторни промени | 106 000 лв. | 0,102 | **10 812 лв.** |
| операционни | **R14** | повреди и аварии на оборудване | 231 500 лв. | 0,354 | **81 951 лв.** |
| | **R15** | трудови злополуки | 31 000 лв. | 0,341 | **10 571 лв.** |
| | **R16** | липса на квалифициран персонал | 81 000 лв. | 0,361 | **29 241 лв.** |
| | **R17** | забавяне или прекъсване веригите на доставки | 132 000 лв. | 0,278 | **36 696 лв.** |
| | **R18** | измами и злоупотреби от доставчици, подизпълнители и др. | 102 000 лв. | 0,152 | **15 504 лв.** |
| | | | | | **сума 1 054 151 лв.** |

Въз основа на събраните статистически данни за всяко рисково събитие се изчислява неговата вероятност за настъпване и очакваното му икономическото въздействие върху фирмата във финансово изражение. Например, ако фирмата поддържа риск регистър от 8 години 5 месеца и 19 дни (8,47 години) и за този период през 3 от тези 8,47 години са регистрирани аварии на строителна и транспортна техника то

вероятността да се случи този риск през следващата година ще бъде 3/8,47 = 0,354 или 35,40%. По този начин е изчислена вероятността за риск R14 от таблица 1.

Въздействието обикновено представлява средно годишна стойност на размера от претърпените щети от дадено рисково събитие. За R14 риск 231 500 лв. е средната стойност на годишната щета от 3-те години на неговото проявление.

Скоринг оценката на всеки отделен риск се изчислява като се умножи съответната вероятност по неговото въздействие (S=L*P). Конкретно за риск R14 скоринг оценката ще бъде 231 500 лв. * 0,354 = 81 951 лв. Това всъщност представлява количествената оценка на всеки единичен риск. Целият риск, които се очаква да поеме строителната фирма през следващата година е намерен като се сумират скоринг оценките на всички единични рискове. В конкретния случай това е сумата от 1 054 151 лв. (отдолу на таблица 1). Дали този риск е приемлив или не е строго специфичен въпрос за ръководството на всяка фирма, защото всяка фирма провежда своя бизнес в уникален микс от рискове. Поетият риск корелира с очакваната възвръщаемост на бизнеса и мащаба на инвестиционните разходи. За дадена фирма този риск може да е приемлив за друга не, но във всички случаи строителната фирма трябва да разполага с минимален резерв от средства, които при необходимост да покрият загубите от рискови събития, ако иска да оцелее в бъдеще.

**Таблица 2**. Приоритизиране на рисковете

| ранг | риск ID | описание на рисковете | скоринг оценка |
|---|---|---|---|
| **1** | R1 | намаление в приходите от основни дейности и услуги | 206 580 лв. |
| **2** | R11 | влошаване на макроикономическата конюнктура (инфлация, безработица, война и др) | 191 136 лв. |
| **3** | R9 | проблеми с организацията на стр. дейности | 115 776 лв. |
| **4** | R10 | употребата на некачествени материали, техника и др. | 94 872 лв. |
| **5** | R14 | повреди и аварии на оборудване | 81 951 лв. |
| **6** | R5 | ликвидни затруднения (забавени плащания, доставки и др) | 67 716 лв. |
| **7** | R6 | некачествен или недостоверни проекти | 53 865 лв. |
| **8** | R17 | забавяне или прекъсване веригите на доставки | 36 696 лв. |
| **9** | R8 | забавяне в издаването на разрешителни | 33 194 лв. |
| **10** | R12 | съдебни дела, неустойки | 31 603 лв. |
| **11** | R16 | липса на квалифициран персонал | 29 241 лв. |
| **12** | R4 | пазарни рискове (растящи цени на материали, ФРЗ, парцели и др. спад в продажни цени) | 28 176 лв. |
| **13** | R3 | увеличаване на задлъжнялостта и разходи за лихви | 20 448 лв. |
| **14** | R18 | измами и злоупотреби от доставчици, подизпълнители и др. | 15 504 лв. |
| **15** | R7 | лоши почвени условия, археологически находки | 13 094 лв. |
| **16** | R2 | обезценка на валутни приходи | 12 917 лв. |
| **17** | R13 | правни и регулаторни промени | 10 812 лв. |
| **18** | R15 | трудови злополуки | 10 571 лв. |

Таблица 2 приоритизира рисковете т.е. подрежда ги според степента на тяхната количествена (скоринг) оценка и така дава информация на мениджмънта на строителната

фирма, кои са най-опасните рискове за бизнеса. За конкретната фирма най-опасни рискове се явяват: R1 (намаление в приходите от основни дейности и услуги), R11 (влошаване на макроикономическата конюнктура), R9 (проблеми с организацията на стр. дейности) и т.н. Съответно ръководството трябва да набележи стратегии за реакции, срокове, отговорници и др.

Таблица 3 показва изчислената матрица вероятност – въздействие (Probability Impact Matrix - PIM). PIM представлява на-често прилаганият метод в теорията и практиката на риск мениджмънта. За съжаление в повечето случаи в България и в чужбина той се не използва в неговия прецизен вариант на базата на количествени данни, а формално като качествена оценка на риска на базата на субективни оценки на риска в скала от 1 до 5, което има минимална полза за ръководството на строителната фирма.

Матрица вероятност – въздействие се конструира като таблица където най-долу по хоризонтала са нанесени на подходяща скала въздействието в лв. на риска върху фирмата. Скалата трябва да започва от минималната стойност на въздействието и завършва на максималната му стойност (или техни закръглени стойности). По вертикалата на таблицата началната водещата колона (най в ляво) представлява скалата на вероятността. Известно е от теория на вероятностите, че тя варира между 0 и 1 или между 0% и 100% т.е. абсолютна 0 означава, че събитието няма да се случи, а 1 или 100%, че то ще се случи със сигурност. Когато работим с реални данни разбира се никога не се наблюдават абсолютна 0 или 1, а стойности между тях, както е в конкретния случай с избраната българска строителна фирма.

**Таблица 3**. Изчисляване клетките на матрица вероятност – въздействие (PIM)

| вероятност | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **0,9** | 27000 | 72000 | 117000 | 162000 | 207000 | 252000 | 297000 | 342000 | 387000 |
| **0,8** | 24000 | 64000 | 104000 | 144000 | 184000 | 224000 | 264000 | 304000 | 344000 |
| **0,7** | 21000 | 56000 | 91000 | 126000 | 161000 | 196000 | 231000 | 266000 | 301000 |
| **0,6** | 18000 | 48000 | 78000 | 108000 | 138000 | 168000 | 198000 | 228000 | 258000 |
| **0,5** | 15000 | 40000 | 65000 | 90000 | 115000 | 140000 | 165000 | 190000 | 215000 |
| **0,4** | 12000 | 32000 | 52000 | 72000 | 92000 | 112000 | 132000 | 152000 | 172000 |
| **0,3** | 9000 | 24000 | 39000 | 54000 | 69000 | 84000 | 99000 | 114000 | 129000 |
| **0,2** | 6000 | 16000 | 26000 | 36000 | 46000 | 56000 | 66000 | 76000 | 86000 |
| **0,1** | 3000 | 8000 | 13000 | 18000 | 23000 | 28000 | 33000 | 38000 | 43000 |
| | **30000** | **80000** | **130000** | **180000** | **230000** | **280000** | **330000** | **380000** | **430000** |

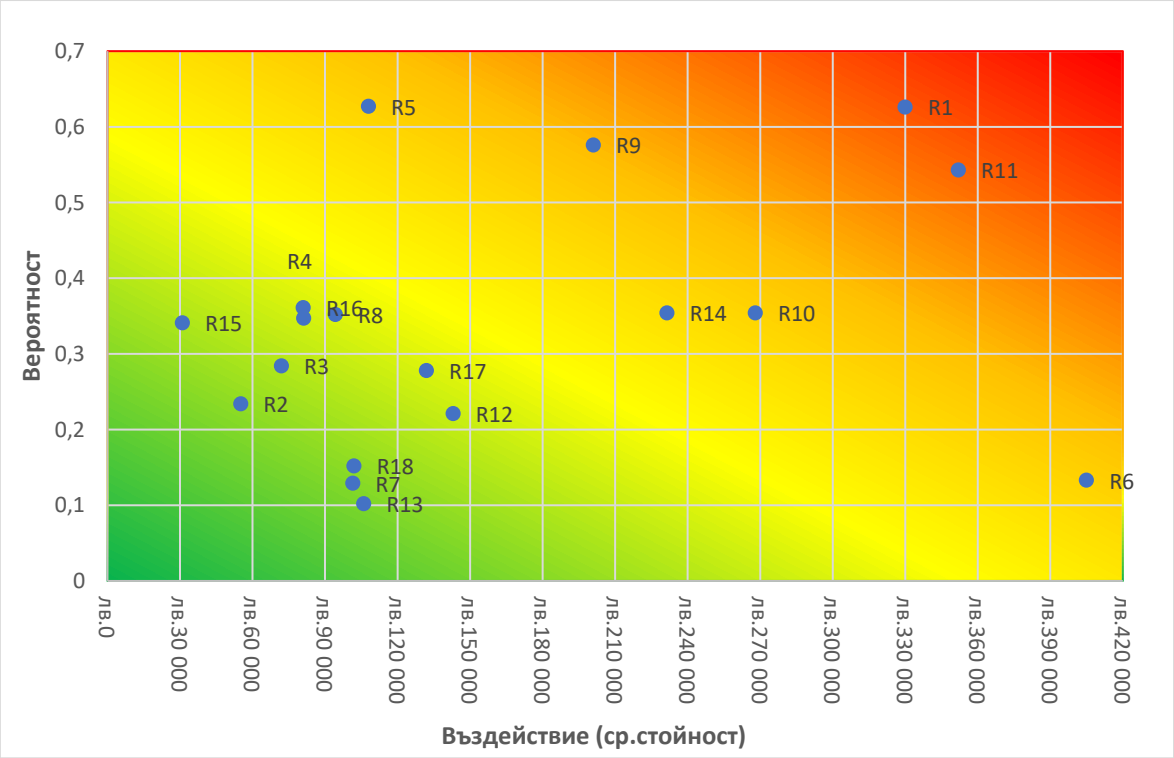
въздействие в лв.

В таблица три всяка клетка на матрицата представлява скоринг оценка на риска и стойността е изчислена като са умножени последователно вероятност по въздействие в лева. Така например стойността на първата клетка от първия ред е получена като 0,1*30000 = 3000, втората на същия ред 0,1*80000 = 8000, тази отгоре 0,2*80000 = 16000 и т.н. за всяка клетка от таблицата. Чрез PIM се построява пълна картина на всички възможни стойности на риска, специфични за дадена строителна фирма. Риск мениджъра на строителната фирма съобразно приетите граници на допустимия риск апетит за фирмата взема решение за категоризирането на рисковете според тяхната опасност за фирмата.

В конкретния случай рискове със скоринг оценка до 25 000 лв. са категоризирани като ниски (оцветените в зелено), такива които варират в границите над 25 000 лв. до 150 000 лв. за умерени (оцветени в жълто) и такива над 150 000 лв. за високи (оцветени в червено). По този начин за всеки бъдещ риск след изчисляване на неговата скоринг

оценка се вижда в коя зона попада. Това позволява да бъде категоризиран и предприети адекватни мерки.

Графика 1 визуализира количествената оценка и разпределението на конкретните рискове по зони. Рисковете, които представляват най-малка опасност са разположени в зелената зона (най-долу в ляво), тези с умерена опасност в жълтата зона, а най-опасните в червената зона (най-горе в дясно).




**Графика 1**. Графика за количествена оценка на риска

От графика се вижда, че най-опасните рискове се явяват конкретно рискове с идентификатори R11, R1 и R9, умерени се явяват R5, R10, R14 и R6, а останалите R4, R8, R14, R17, R12 и т.н. в зелената зона. За някои рискове с много ниска скоринг оценка големите фирми просто ги игнорират, поради пренебрежимо малките щети, които нанасят на фирмата.

**Изводи**

Създаването на една система за риск мениджмънт няма да елиминира всички потенциални рискове пред фирмата, но ще осигури на мениджмънта инструментите за тяхната оценка и прогноза т.е. ръководството ще бъде информирано, подготвено с план за конкретни действия и бюджет за покриване на неочаквани загуби. По този начин бъдещите рискове могат да бъдат управлявани ефективно, да бъдат избегнати неплатежоспособност, фалити, което в крайна сметка е огромно конкурентно предимство. Трябва да се има предвид, че строителството е сектор в България се характеризира с високи нива на риск, но и с висок потенциал на възвръщаемост. Просперитета на строителната фирмата не се определя от това дали ще се сблъска с рискове, а от това колко добре е подготвена да ги управлява. Изграждането на прецизна система за управление на рискове, не е бюрократичен разход, а жизнено необходима инвестиция за оцеляване и успех в този сложен сектор.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] www.nsi.bg/statistical-data/416/925
[2] www.allianz-trade.com/bg_BG/novini-analizi.html
[3] ISO. (2018). ISO 31000:2018 Risk management — Guidelines. International Organization for Standardization
[4] Tavares, B., Jardim-Goncalves, R., & Vefago, L. (2021). Risk Management in Construction Projects: A Systematic Literature Review. Buildings, 11(11), 526 p.
[5] COSO. (2017). Enterprise Risk Management - Integrating with Strategy and Performance. Committee of Sponsoring Organizations of the Treadway Commission

# ИЗМЕНЕНИЕ НА ТЕХНОЛОГИЧНИ И ФИЗИКО-МЕХАНИЧНИ СВОЙСТВА НА БЕТОНИ СЪС СМЕСЕНИ ЦИМЕНТИ ПРИ ЗАМЯНА НА ЛЕТЯЩА ПЕПЕЛ С ТРАС

**Иван Дойков**[1]

*Университет по архитектура, строителство и геодезия – София*

***Резюме**: Статията разглежда възможността за замяна на летящите пепели, използвани като активна минерална добавка в бетона, с природния продукт трас. Това се налага поради намаляващото количество летящи пепели, свързано с прехода на топлоцентралите от твърдо гориво към газ. Изследвана е промяната в консистенцията на бетонната смес при двата вида активни минерални добавки. Установени са измененията в якостта на бетона, водонепропускливостта, устойчивостта на цикличното замразяване и размразяване, както и на свиването (съсхването) до възраст 28 денонощия. Резултатите показват, че въпреки че трасът изисква по-голяма доза суперпластификатор за постигане на сходна обработваемост, той осигурява сравнима или дори по-висока якост на натиск и водонепропускливост. Въпреки това, бетоновете с трас проявяват по-голямо съсъхване, което следва да се отчита при конструктивното проектиране.*

***Ключови думи**: трас, активни минерални добавки, свойства на бетонна смес и втвърден бетон*

# MODIFICATION OF TECHNOLOGICAL AND PHYSICO-MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETES WITH BLENDED CEMENTS BY REPLACING FLY ASH WITH TRASS

**Ivan Doykov**[1]

*University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy – Sofia*

***Abstract**: This paper investigates the replacement of fly ash, commonly used as a supplementary cementitious material (SCM) in concrete, with the natural pozzolanic material trass. The substitution is driven by the decreasing availability of fly ash due to the transition of thermal power plants from solid fuels to natural gas. The study evaluates the effects of this replacement on the consistency of the fresh concrete mix as well as on*

[1] Иван Дойков, доц. д-р, котедра Строителни материали и изолации / Строителен факултет, УАСГ, София бул. Христо Смирненски № 1, имейл: idoykov_fce@uacg.bg,
Ivan Doykov, assoc. prof., PhD, Department of Building materials and insulations, Faculty of Civil engineering, UACEG, Sofia, Hristo Smirnenski blvd. No. 1, E-mail: idoykov_fce@uacg.bg.

*the properties of hardened concrete, including compressive strength, water impermeability, freeze–thaw resistance, and drying shrinkage up to 28 days of curing. The results demonstrate that while trass requires a higher dosage of superplasticizer to achieve similar workability, it provides comparable or even improved compressive strength and water impermeability. However, concretes with trass exhibit higher drying shrinkage, which should be considered in structural design.*

***Key words**: trass, supplementary cementitious materials, properties of fresh and hardened concrete*

## 1. Въведение

През последните 40-50 години в Европа и малко по-късно в България започва влагането на летящите пепели от ТЕЦ, като активна минерална добавка в производството на цименти и бетони. Както е посочено от Navak et al. в [1] заместването на част от портландцимента с летяща пепел подобрява някои от техническите характеристики на бетоните и същевременно с това има и икономически ефект поради ниската цена на пепелта сравнена с цимента. Редукцията на портландцимент води и до намаляване на емисиите на $CO_2$ [2], [3], [4] и [5].

В България, а и в голяма част от Европа наличностите на летяща пепел значително намаляват или напълно прекъсват поради постепенното извеждане от експлоатация на въглищните топлоелектрически централи и преминаването към по-екологични източници на енергия, като природен газ и възобновяеми енергийни източници [6].

Един от потенциалните заместители би могъл да бъде природния трас – естествена вулканична скала с високо съдържание на аморфен силициев диоксид ($SiO_2$) и алуминиеви оксиди ($Al_2O_3$). Химичният му състав и аморфната му структура, обуславят неговите пуцоланови свойства [7].

Наличието на трас в България е описано от [8] и [9], като към момента се разработва находище в близост до гр. Кърджали [10]. На база на проведените изследвания [11] са установени добри резултати, като тук е акцентирано върху изследването на смесените цименти без да се проучва поведението на реални бетони. С оглед на по-дълго развиваното индустриализирано производство и използване на трас в Гърция и сходните разходи по транспорт, като за българския е целесъобразно да се изследват възможностите му за приложение върху реални бетони.

## 2. Материали, изисквания към съставите и методи на изпитване

### 2.1. Материали

Използваните материали и техните технически характеристики са както следва:

**Летяща пепел** със съдържание на $SiO_2 \approx 52$ % и $Al_2O_3 \approx 23$ %. Специфична плътност 2,55 g/cm$^3$.

**Трас** със съдържание на $SiO_2 \approx 68$ % и $Al_2O_3 \approx 12$ %. Специфична плътност 2,38 g/cm$^3$.

**Цимент CEM I 52,5** със специфична плътност 3,10 g/cm$^3$, стандартна консистенция 27,5 %, якост на натиск на 2-ри ден 30,9 N/mm$^2$ и активност на 28 ден 53,2 N/mm$^2$.

**Речен пясък** със специфична плътност 2,60 g/cm$^3$.

**Трошен пясък** със специфична плътност 2,78 g/cm$^3$.

**Трошен камък** със специфична плътност 2,78 g/cm$^3$.

**Силно водонамаляваща добавка** с плътност 1,20 g/cm$^3$. Намаляване на направната вода с 22 %, при влагане 0,5 % от масата на цимента, съгласно изискванията на БДС EN 934-2 [12].

### 2.2. Изисквания към бетона и рецептурни състави

В стандарта БДС EN 206 [13] е дадена К-стойност на летящите пепели, докато такава няма за траса. Предвид малко по-ниската му пуцоланова активност може да се приеме стойност в диапазона 0,30 – 0,40. Следователно може да се приеме идентична замяна на количеството пепел от трас без да се правят допълнителни корекции на състава.

Изследваните състави са за клас по експлоатационно въздействие X0, като единственото изискване към бетоните е да имат клас по якост на натиск не по-малък от C12/15.

Съставите са означени с FA – състав с летяща пепел и Т – състав с трас.

Използваните рецептурни състави с представени в Таблица 1.

**Таблица 1**. Рецептури на изследваните състави в kg за 1 $m^3$

| Състав | Цимент | Летяща пепел | Трас | Вода | Речен пясък | Трошен пясък | Трошен камък 4/11,2 | Трошен камък 11,2/22,4 | Силно водонам. добавка |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| FA (Летяща пепел) | 247,5 | 82,5 | 0 | 190 | 590 | 220 | 510 | 510 | 2,3 |
| Т (Трас) | 247,5 | 0 | 82,5 | 190 | 590 | 220 | 500 | 510 | 2,3 - 9,9 |

### 2.3. Методи на изпитване

В изследването са използвани стандартните методи за изпитване, както следва

Консистенция на бетонната смес чрез слягане съгласно БДС EN 12350-2 [14].

Якост на натиск на втвърден бетон съгласно БДС EN 12390-3 [15].

Водонепропускливост на втвърден бетон съгласно БДС EN 206/NA [16].

Устойчивост на циклично замразяване и размразяване на втвърден бетон по ускорен метод съгласно БДС EN 206/NA.

Свиване (съсъхване) на втвърден бетон съгласно БДС EN 12390-16 [17].

## 3. Резултати и оценка

### 3.1. Слягане на бетоновата смес

Изследвана е подвижността на съставите, като е търсено началното им слягане да бъде клас S4 в границите от 16 cm до 21 cm. При влагане на силно-водонамаляваща добавка (СВД) в количество 0,7 % от общото количество на свързващото вещество са получени резултатите:

Слягане на състав FA (при 0,7 % СВД) е 20 cm.

Слягане на състав Т (при 0,7 % СВД) е 3 cm.

Получената огромна разлика в слягането на двата състава, показва, че при равни условия директната замяна на пепел с трас би довела до технологични проблеми за транспортирането, полагането и уплътняването на бетонните смеси. За целта е увеличено количеството на СВД при съставите с трас, което за различните партиди трас не е едно и също, но е установено в границите 2,5 % ÷ 3,0 % от общото количество на свързващото вещество и тогава е измерено съпоставимо слягане спрямо състава с летяща пепел:

Слягане на състав Т (при 2,5÷3,0 % СВД) е 21 cm.

### 3.2. Свойства на втвърдения бетон

Изследвани е сравнени са свойствата на бетони, получени при приблизително равна консистенция на бетонната смес, показана в т.3.1.

Получените резултати за якостта на натиск на различни възрасти са представени в Таблица 2.

**Таблица 2**. Якост на натиск на различни възрасти

| Състав | Плътност<br>$kg/dm^3$ | Якост на натиск 7 ден<br>$N/mm^2$ | Якост на натиск 28 ден<br>$N/mm^2$ | Якост на натиск 90 ден<br>$N/mm^2$ |
|---|---|---|---|---|
| FA (Летяща пепел) | 2,34 | 29,6 | 40,6 | 47,5 |
| Т (Трас) | 2,36 | 32,8 | 47,0 | 51,9 |

От получените резултати се вижда, че начално (до 7-ми ден) двата състава имат разлика в якостта от порядъка на 10 %, като в последствие до 28-ми ден състав Т показва по-голямо нарастване и изпреварва състав FA с около 15 %. Към 90-ти ден двата състава отново са с разлика около 10 % в якостта. Следователно по отношение на якостта на натиск не съществуват пречки за замяната на активната минерална добавка от летяща пепел с такава от трас.

По отношение на водонепропускливостта и устойчивостта на циклично замразяване и размразяване, резултатите са представени в Таблица 3.

**Таблица 3**. Водонепропускливост и мразоустойчивост

| Състав | Максимално водно налягане<br>$N/mm^2$ | Дълбочина на проникване на вода<br>mm | Максимален брой цикли при ускорено изпитване | Съответствие на клас по мразоустойчивост |
|---|---|---|---|---|
| FA (Летяща пепел) | 0,8 | 19<br>15<br>17 | 1 | < $C_{fr}$ 75 |
| Т (Трас) | 0,8 | 17<br>25<br>20 | 2 | $C_{fr}$ 75 |

И двата състава съответстват на клас по водонепропускливост Cw 0,8. Тези резултати са логични, с оглед на това, че пуцолановите добавки спомагат за нарастване на водонепропускливостта на бетоните.

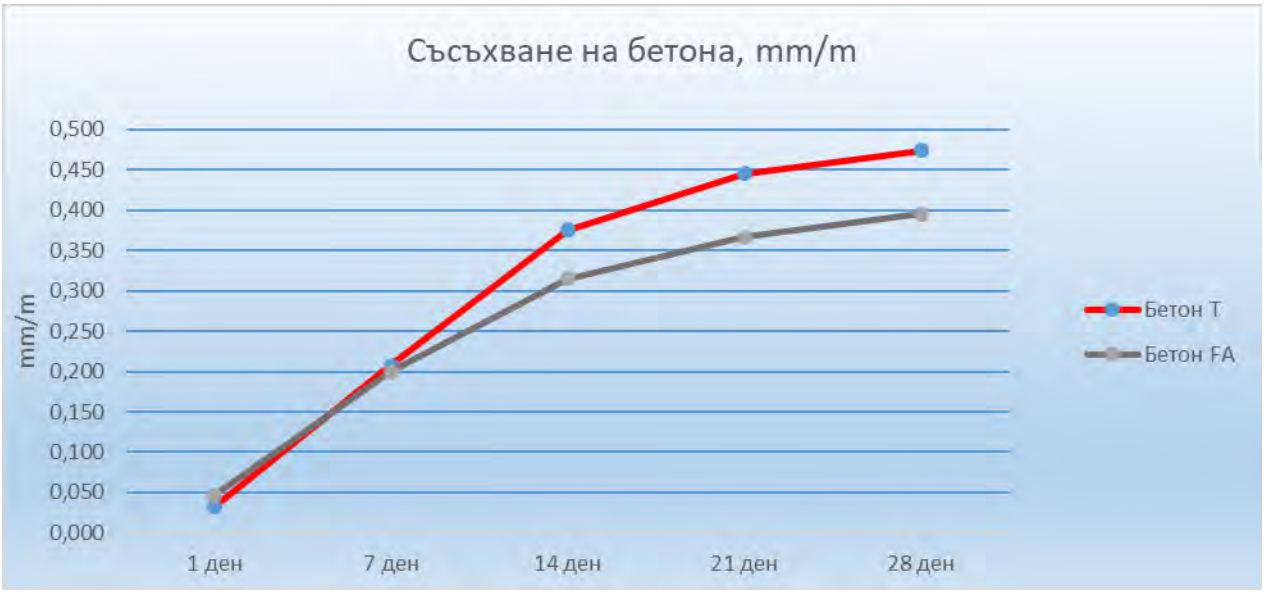
По отношение на мразоустайчивостта, въпреки добрите якости на натиск и на двата състава (към 28 ден между 40 MPa и 49 MPa) състав Т показва съответствие на най – ниския клас по мразоустойчивост $C_{fr}$ 75, докато FA не успява да покрие изискванията дори за него. Това не би следвало да се разглежда, като проблем, защото принципно съставите с пуцоланови добавки не се справят добре при работа на открито и не се

препоръчва тяхното използване при наличие на такива условия на работа на конструкциите, в които те биха се влагали.

Резултатите от изследването на свиването (съсъхването) на бетона са представени в Таблица 4 и Фигура 1.

**Таблица 4**. Съсъхване на бетона

| Състав | Съсъхване 7 ден mm/m | Съсъхване 14 ден mm/m | Съсъхване 21 ден mm/m | Съсъхване 28 ден mm/m |
|---|---|---|---|---|
| FA (Летяща пепел) | 0,200 | 0,315 | 0,367 | 0,395 |
| T (Трас) | 0,208 | 0,376 | 0,445 | 0,474 |




**Фигура 1**. Стойност на съсъхването на бетони T и FA на различни възрасти

От таблицата се вижда, че в началото (7-ми ден) съставите развиват близко свиване, като разликата е около 5 %. Още към 14-ти ден тази разлика вече е нараснала до около 20 % и се запазва в този диапазон до 28-ми ден. Тези резултати показват, че вторият основен недостатък (първият е по-голямата водопотребност и съответно необходимостта от голямо количество водонамаляваща добавка) при използването на трас вместо летяща пепел е значително по-голямото съсъхване на тези състави.

## 4. Основни изводи

На база на извършените изследвания, представени в т.3, могат да се направят следните основни изводи по отношение на възможността за замяна на летящата пепел с трас, като активна минерална добавка в бетони:

1) Значителен проблем при състава с трас спрямо този с летяща пепел е, че е необходимо значително по-голямо количество силно водонамаляваща добавка за получаване на еднаква подвижност на бетонната смес. Допълнително е установено, че

при различните партиди трас, необходимото количество химическа добавка варира поради нееднородност.

2) Якостта на натиск на състава с трас е по-висока от тази на състава с летяща пепел с около 10 % до 15 % за изследваните възрасти 7, 28 и 90 денонощия.

3) Водонепропускливостта на двата състава е висока и съответства на изискванията за клас $C_w$ 0,8. По отношение на мразоустойчивостта съставът с трас има известно предимство, но сравнително ниските резултати показват, че тези състави не трябва да се влагат в конструкции подложени на циклично замразяване и размразяване.

4) Свиването (съсъхването) на бетона при съставът с трас надвишава това при състава с летяща пепел. Това трябва да се има предвид при конструктивното оразмеряване с цел недопускане на голямо количество съсъхвателни пукнатини в линейни и площни конструктивни елементи.

5) От практическа гледна точка бетони с трас са подходящи за използване в конструкции без агресивни външни условия (например вътрешни носещи елементи, плочи и стени в суха среда), където има изискване за по-висока якост и водонепропускливост. За елементи, изложени на атмосферни влияния и циклично замразяване и размразяване, е препоръчително да се търсят други решения.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Nayak D.K., P.P. Abhilash, R. Singh, R. Kumar, V. Kumar, Fly ash for sustainable construction: a review of fly ash concrete and its beneficial use case studies, Cleaner Materials. Vol. 6, 2022, 100143. (https://doi.org/10.1016/j.clema.2022.100143).
[2] Amran M., R. Fediuk, G. Murali, S. Avudaiappan, T. Ozbakkaloglu, N. Vatin, M. Karelina, S. Klyuev, A. Gholampour, Fly ash-based eco-efficient concretes: A comprehensive review of the short-term properties, Materials, 2021. 14(15), 4264. (https://doi.org/10.3390/ma14154264).
[3] Amran, Y.H.M.; Alyousef, R.; Alabduljabbar, H.; El-Zeadani, M. Clean production and properties of geopolymer concrete; A review. J. Clean. Prod. 2020, 251, 119679 (https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.119679).
[4] Abutaha, F.; Abdul Razak, H.; Kanadasan, J. Effect of palm oil clinker (POC) aggregates on fresh and hardened properties of concrete. Constr. Build. Mater. 2016, 112, 416–423. (https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.172).
[5] Mehta, P. K,. Reducing the environmental impact of concrete. Concrete International, 2001, 23(10), 61–66.
[6] European Commissionp Clean energy for all Europeans package — Overview. 2022.
[7] Snellings R., G. Mertens, J Elsen, Supplementary cementitious materials, Reviews in Mineralogy and Geochemistry, 2012, 74(1), 211–278, (https://doi.org/10.2138/rmg.2012.74.6).
[8] Naydenova, S., G. Darakchiev, A. Vlahov, Non-metallic mineral resources – trends in consumption and markets (part I), 1994.
[9] Djourova, E., B Aleksiev, Zeolitic rocks in the East Rhodope Paleogene depression. Geologica Rhodopica, 1989, 1, 199-211
[10] https://trassing.com/
[11] Yoleva, A., S. Djambazov, G. Chernev, Influence of the pozzolanic additives trass and zeolite on cement properties. JUCTM, 2011, 46, 261-266.
[12] БДС EN 934-2:2009+A1:2012 Химични добавки за бетон, разтвор и инжекционен разтвор. Част 2: Химични добавки за бетон. Определения, изисквания, съответствие, маркиране и етикиране.

[13] БДС EN 206:2013+A2:2021 Бетон. Спецификация, свойства, производство и съответствие.
[14] БДС EN 12350-2:2019 Изпитване на бетонна смес. Част 2: Изпитване на слягане.
[15] БДС EN 12390-3:2019 Изпитване на втвърден бетон. Част 3: Якост на натиск на пробни тела.
[16] БДС EN 206:2013+A2:2021/NA:2021 Бетон. Спецификация, свойства, производство и съответствие. Национално приложение (NA).
[17] БДС EN 12390-16:2020 Изпитване на втвърден бетон. Част 16: Определяне на съсъхването на бетон.

# ФАКТОРИ, ВЛИЯЕЩИ ВЪРХУ СКОРОСТТА НА ИЗПЪЛНЕНИЕ НА МОНОЛИТНИ СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ

**Катя Белева**[1]

*Университет по архитектура, строителство и геодезия*

# FACTORS INFLUENCING THE SPEED OF EXECUTION OF MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

**Katia Beleva**[1]**,**

*University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy*

***Abstract****: The paper presents the stages in the execution of buildings with monolithic reinforced concrete structure and the influence of various structural and technological factors on the speed of construction. Some of these factors are related to the type of the used formwork system and formwork removal times. The normative requirements for formwork removal times to be observed for the vertical and horizontal load-bearing elements are summarized. Comparisons are made for the possible implementation of early formwork removal with different formwork systems. Recommendations are given for choosing appropriate formwork system, depending on the speed of erection of the building..*

***Key words****: formwork systems, formwork removal times, early concrete formwork removal*

## 1. Въведение

Изборът на кофражна система представлява ключов фактор при определяне на сроковете за изграждане на носещата конструкция на дадена сграда, както и за последващото изпълнение на довършителните работи. Кофражите са временни конструкции, които трябва да осигурят освен проектната форма на стоманобетонния елемент или конструкция, но и да поемат натоварването, което се получава в процеса на бетониране и да го предадат върху готова конструкция или земна основа, а също така да позволят нормалното набиране на якост на бетона до достигане на необходимите срокове за декофриране. Избраната кофражна система освен, че трябва да притежава нужната носимоспособност, но трябва да позволява многократна употреба, бързина при работа и да е осигурена с достатъчно на брой комплекти временни опори за подпиране и /или преподпиране. Скоростта на изпълнение на сградите зависи не само от вида на кофража,

[1] Катя Белева, гл. ас. д-р инж., кат. „Технология и механизация на строителството“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ №1, 1046, София, e-mail: kmb_fce@uacg.bg;
Katia Beleva, Chief Assist. Prof. PhD. Eng., Department of Construction Technology and Mechanisation, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 Hristo Smirnenski Blvd.,1046, Sofia, e-mail: kmb_fce@uacg.bg.

но и от допълнителни фактори като организация на строителната площадка, координация в изпълнението на отделните етапи, използване на достатъчно квалифицирана работна ръка, добра логистика а също и влияние на климатичните условия. Отчитането и съчетаването на тези фактори би довело до съкращаване на сроковете за изпълнение и повишаване на качеството на готовата конструкция.

**2. Етапи в изпълнението на монолитните стоманобететонни конструкции**

За отделен етап в изпълнението на монолитните стоманобетонни конструкции може да се приеме прекъсването при бетонирането (с или без реализиране на работна фуга) на отделните хоризонтални или вертикални носещи елементи от сградата. Прието е изпълнението на вертикалните елементи да става в отделни тактове, включващи технологичните процеси - кофриране, армиране, бетониране и отлежаване на бетона до набиране на необходимата якост за декофриране. При изпълнението на хоризонталните елементи тези технологични процеси са разделени на отделни тактове. Всеки един такт представлява отделен етап в изпълнението на сградата, който включва определени по вид и обем работи, които се изпълняват от постоянни работни звена с комплект от технически средства и инструменти.

По време на изпълнението на един такт/етап и непосредствено след него е необходимо да се предадат вертикалнните товари (собствено тегло, технологични товари) и хоризонталните товари (технологични товари при бетониране, хоризонтален натиск от бетонната смес, вятър и др. случайни товари) от кофражите, подпорите и скелетата към вече изпълнени части на конструкцията. Препоръчва се пътят на предаване на товарите да е най-кратък.

Подпиране и преподпиране са процесите на осигуряване с временни вертикални подпори на конструктивните елементи, в които бетонът все още не е достигнал проектната си якост. Подпиране имаме когато стоманобетонната плоча или конструктивен елемент са в плътен контакт с телескопичните опори. Най-често те са част от използваната кофражна система и остават след декофриране, като в същото време има възможност за отстраняване на платна и други съставни елементи от кофража (частично или пълно). Такива са системите кофражи, позволяващи т. нар. "ранно декофриране".

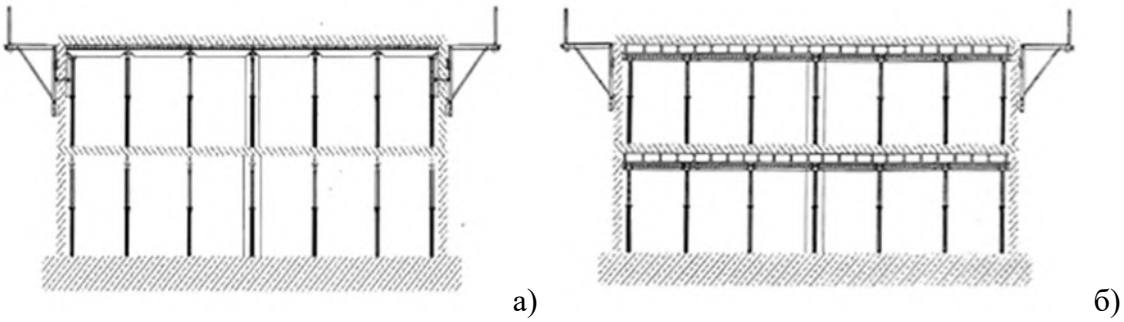
За преподпиране говорим, когато кофража на изпълняваната междуетажна конструкция е премахнат на малки площи (равномерно и симетрично) и след това отново са поставени временни опори на такива места, близки до първоначалното им разположение. И в двата случая е недопустимо появата на пукнатини и провисвания в стоманобетонните елементи. Проверява се дали преминавайки през тези етапи на изпълнение, наличните вертикални товари по време на бетонирането и след него се поемат от по-долу изпълнени междуетажни конструкции с различна възраст и различни якостно-деформационни характеристики на бетона. Натоварването и подпирането на една стоманобетоннна плоча в отделните етапи от цялостното изграждане на сградата е напълно възможно да е съвсем различно от заложеното при нейното проектиране и това да доведе до недопустими деформации.

Реализирането на подпиране и преподпиране при различните кофражни системи е следното:

• При кофражните системи с т.н. „падащи глави" - идеята е заложена в самото устройство на кофража, плочата остава точково подпряна над опорите при декофриране на платната и носещите ги греди.

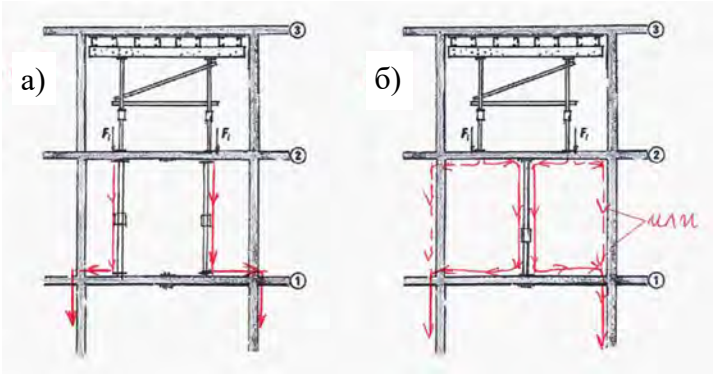
• При подсистемите с носеща конструкция от главни, второстепенни греди и подпори оставащото подпиране се реализира с взаимно перпендикулярни ивици в полетата, самостоятелно подпрени със стойки. Декофрират се само елементите на

кофража между ивиците. Ивиците остават до 2÷3 етажа до набиране на необходимата якост. (фиг.1)




**Фигура 1**. Примери за подпиране и преподпиране: а) подпиране при кофражна система, позволяваща ранно декофриране; б) подпиране при кофражна система с обикновен гредови кофраж с два кофражни комплекта, [1]

• При кофриране на плочите с едроразмерни кофражни маси (Uniportal, Dokatable и др.), които най-често са съставени от елементи на системите с дървени кофражни греди и/или стоманени греди, подпиране се прави по аналогичен начин както при традиционните гредови кофражи, като ивиците са предварително заложени между отделните маси. Най-често при кофражните маси се реализира идеята за преподпиране, поради по-просто и лесно решение. (фиг.2)




**Фигура 2.** Примери за предаване на товарите при преподпиране на кофражни маси: а) при подпиране със стойки под краката на масите; б) при подпиране с един ред стойки, [1].

**3. Нормативни изисквания относно сроковете за декофриране**

Основните нормативни документи, засегнати в настоящата публикация, които разглеждат сроковете за декофриране, както и факторите влияещи върху тях са следните:
• БДС EN-13670:2009 "Изпълнение на бетонни и стоманобетонни конструкции", [2];
• НАРЕДБА № 3 за контрол и приемане на бетонни и стоманобетонни конструкции [3];
• BS 8110-1:1997 [4];
• ACI 347-04, (American concrete Institute ACI) [4].

**3.1. БДС EN 13670:2009 - Изпълнение на бетонни и стоманобетонни конструкции [2]**

Съгласно този стандарт се изисква декофрирането да става, тогава когато бетонът е набрал достатъчна якост, така че да се избегнат повреди на бетонните повърхности при реализирането му, да се предотвратят повреди от климатични въздействия, да поеме

натоварването, на което стоманобетонният елемент е подложен на този етап и да се избегне провисване над определеното в стандарта и в проекта за изпълнение.

Декофрирането да се извърши така, че да не предизвика удар, претоварване или повреда върху постоянната конструкция. Разтоварването на подпорното скеле да става в последователност, така че да не се претоварят останалите му елементи или цялата носеща конструкция. Необходимо е последователността на демонтиране да бъде описана в проекта за изпълнение или в технологията на изпълнение.

В документа се уточнява, че когато в проекта за кофраж или подпорно скеле или в проекта за изпълнение няма указания за изискваната якост при демонтаж на кофраж и подпорно скеле и се препоръчва следното:

- Якост на бетона от 5 MPa, за да издържи на повреди по повърхността, възникнали по време на декофрирането;
- Възможно е да се използва двойно подпиране или допълнително подпиране, което да поеме въздействията върху бетонния елемент на този етап;
- Използване на защита от атмосферни влияния за предотвратяване на повреди по повърхността, докато бетонът достигне проектната си якост.

### 3.2. НАРЕДБА №3 за контрол и приемане на бетонни и стоманобетонни конструкции [3]

Съгласно чл. 9. от [3], бетонът се декофрира при достигане на предписаните в проекта условия. Когато в проекта отсъстват предписания за декофриране при нормални условия на втвърдяване на бетона (температура на въздуха от 18 до 20 ºС и относителна влажност на въздуха 60%), се спазват следните минимални срокове за декофриране:

- за вертикален кофраж на греди, колони и стени - 2 дни;
- за кофраж на плочи - 8 дни;
- за дъна на греди - 10 дни.

Технологично необходимите времена при обикновено отлежаване на стоманобетонните елементи/конструкции, установени от практиката са:

- $\mathbf{t_1}$ - време за получаване на декофражна якост на бетона за стени - 14 часа или 1 ден и якост около 2÷3 MPa;
- $\mathbf{t_2}$ - време от декофрирането на стените до започване на кофрирането на плочата между тях - $\mathbf{t_2} \geq 1$ ден и $f_{c(стени)} \geq 2 \div 3$ MPa - при кофриране с кофражни маси;
- $\mathbf{t_3}$ - време от декофрирането на стените до започване на бетониране на плочата между тях - $t_3 = 3 \div 5$ дни и $f_{c(стени)} \geq 10$ MPa, когато стените ще участват в поемането на натоварването от бетонирането на плочата;
- $\mathbf{t_4}$ - времето за което бетона в плочата достига якост, при която е възможно движението на работници и монтаж на кофраж за стени - $t_4 = 1 \div 2$ дни и $f_{c(плоча)} \geq 2 \div 3$ Mpa (все още плочата не е декофрирана);
- $\mathbf{t_5}$ - времето за отлежаване на бетона в плочата до набиране на якост за декофриране - $t_5 = 5 \div 8$ дни и $fc = (0{,}5 \div 0{,}7)\ f_{cc}$.

### 3.3. BRITISH STANDART BS 8110-1:1997/ Structural use of concrete [4]

В нормативният документ ясно се засягат факторите, които имат влияние върху сроковете за декофриране, а именно:

- Якост на бетона;
- Напрежения в бетона във всеки един етап от строителството;
- Втвърдяване на бетона;
- Допълнителни изисквания към повърхностната обработка;

• Наличие на особени случаи за кофриране и изпълнение (напр. вътрешни ъгли, при които кофража трябва да се отстрани възможно най-рано, за да се избегнат температурни пукнатини и др).

Минималните срокове, при които е възможно декофриране са дадени в табл.1. (табл.6.2. от стандарта).

**Таблица 1.** Минимален период за декофриране (табл. 6.2. от стандарта), [4]

| Вид кофраж | Минимален период преди декофриране | |
|---|---|---|
| | Повърхностна температура на бетона | |
| | 16°C и повече | t°C (всяка температура между 0 и 16°C) |
| Вертикален кофраж за колони, стени и големи греди | 12 часа | 300/(t+10) часа |
| Кофраж за плочи | 4 дни | 100/(t+10) дни |
| Кофраж за греди и опори за плочи | 10 дни | 250/(t+10) дни |
| Опори за греди | 14 дни | 360/(t+10) дни |

В случаите, когато не може да се използва табл. 6.2. от посочения стандарт се препоръчва да се използва "**Siria Report 136** - Formwork striking times Criteria, predictionand methods of assessment" (Времена за декофриране. Критерии, прогнози и методи за оценка). Фактори, влияещи върху сроковете за декофриране, които се отчитат в документа са вида на цимента, размерите на участъка, вида на кофража, температурата на бетона при полагане и средната температура на въздуха.

### 3.4. ACI 347-04, (American concrete Institute ACI), [5], [6]

Препоръчителни времена за декофриране в този нормативен документ са :

• стени и колони - 12 часа;
• страници на греди и ребра - 12часа;
• ребрести и касетирани конструкции с разстояние между ребрата 30in (760 mm) или по-малко - 3 дни;
• ребрести и касетирани конструкции с разстояние между ребрата по-голямо от 30in (760 mm) - 4 дни;
• за арки и дъги - 14 (7*)дни;
• при дъна на греди:
  - при светло разстояние до 3m между поддържащите конструктивни елементи - 7 (4*)дни;
  - при светло разстояние между 3 и 6m между поддържащите конструктивни елементи - 14 (7*)дни;
  - при светло разстояние над 6m между поддържащите конструктивни елементи - 21 (14*)дни;
• за еднопосочно армирани плочи:
  - при светло разстояние до 3m между поддържащите конструктивни елементи - 4 (3*)дни;
  - при светло разстояние между 3 и 6m между поддържащите конструктивни елементи - 7 (4*)дни;
  - при светло разстояние над 6m между поддържащите конструктивни елементи - 10 (7*)дни.

(*) - стойностите извън скоби са за случаите, когато конструктивните товари са по-малки от полезните, а изразите в скоби – когато конструктивните са по-големи от полезните товари;

• кръстосано армирани плочи – в зависимост от конкретния случай, но тогава, когато се налага преподпиране то трябва да се осъществи възможно най-скоро след премахване на подпорите и не по-късно от края на работния ден, за да не се получат недопустими провисвания и пълзене на бетона в ранна възраст. В тези случаи се изисква декофрирането да бъде съгласувано задължително с инженер-проектант.

От изброените документи до тук се вижда, че сроковете, цитирани в българските нормативни документи в някои случай са дори по-строги от тези в чуждестранните. Разумно е при сложни и големи обекти те да бъдат завишени с известен процент, до максимално доближаване с някои от по-горе разгледаните.

**4. Фактори, влияещи върху периода за декофриране.**

Някои по-важни фактори, оказващи влияние върху времето за декофриране са:

- Вид на използвания бетон (клас на бетона, клас на цимента, вид на цимента),
- Температура (на бетонната смес, на въздуха, при бетониране, температура при отлежаване на бетона),
- Вид и размери на кофрирания елемент,
- Добавки, допълнителна топлинна обработка и условия за отлежаване на бетона.

**4.1. Вид на използвания бетон**

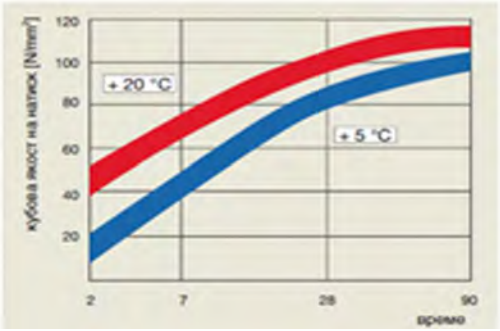
• Клас на бетона: По-високият клас бетон (C30/37 и нагоре) набира по-бързо якост и съответно води до съкращаване на сроковете за декофриране. По-ниските класове по-бавно достигат необходимата якост за декофриране.

• Клас на цимента и вид на цимента: Обикновен портланд цимент (CEM I) сравнително бързо набира якост (70% от проектната за около 7 дни). Бързовтвърдяващите цименти (CEM I 42,5R или 52,5R) осигуряват по-висока якост в ранна възраст, което рефлектира със съкращаване на сроковете за декофриране. Бетоните, приготвени с шлакопортландцимент по-бавно набират якост, поради което се удължава времето за декофриране.

**4.2. Влияние на температурата**

По-високите температури при полагане на бетонна смес водят до по-бързо набиране на якост, респективно до съкращаване на сроковете за декофриране и обратното - понижаването на температурите, удължава процеса на свързване на цимента и втвърдяване на бетона (набиране на якост) и съответно до удължаване на сроковете за декофриране. Когато се използват дървените кофражи, дървото осигурява добра топлоизолация на бетона, което е благоприятно за защитата на същия при неблагоприятни атмосферни условия. При използване на дървен кофраж се запазва топлината, отделена при хидратацията на цимента и от там се повишават скоростите на набиране на якост на бетона, поради което има възможност за по-ранно декофриране (вслучай, че е възможно от гледна точка на устройството на дървения кофраж).

На фиг.3 е представена диаграма за набиране на якостта на бетона при различни температурни условия – t = 5°C и t = 20°C.




**Фигура 2.** Диаграма за набиране на якост на бетона (с CEM I 42,5N) при различни температури, [7]

**4.3. Влияние на размерите и вида на изпълнявания елемент**

Във всички нормативни документи, споменати до тук, винаги се дава и вида и размерите на конструктивния елемент, на който ще разглеждаме възможностите за отстраняване на кофража. Ако при кофриране на вертикални елементи (стени и колони), е необходимо след декофриране те да носят само натоварването от собственото тегло или евентуално натоварването от допълнителни конзолни елементи за кофража за плочата, то при хоризонталните елементи комбинациите от натоварванията през различните технологични етапи е коренно различна от проектната и трябва да бъде отчетена. По-големите отвори на греди и плочи изискват по-дълъг период за декофриране. Изследвания за възможностите за ранно декофриране при различни видове конструктивни елементи и различна възраст на бетона са представени в[8], [9], [10], [11] и [12].

**4.4. Влияние на добавки и обработката на бетона**

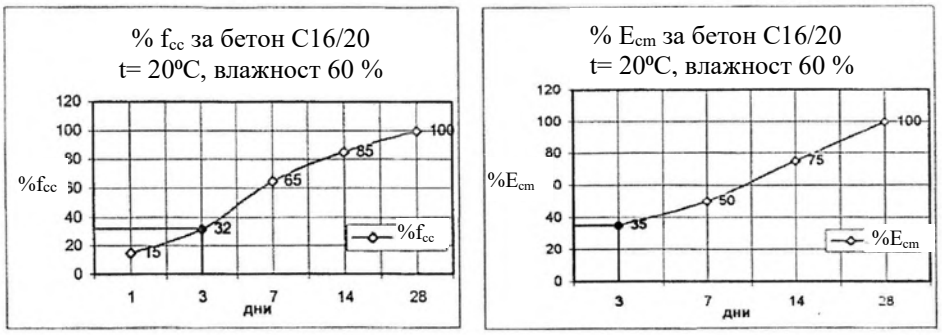
Влагането на различни добавки към бетонните смеси влияе върху динамиката на набиране на якост на бетона. Ускоряващите добавки водят до по-бързо набиране на якости и съответно възможност за по-ранно декофриране. При забавящите добавки имаме по-бавно набиране на якост на бетона и удължаване на сроковете за декофриране. Използването на пластифициращи и суперпластифициращи добавки позволяват по-ниско водоциментно съотношение и съответно по-бързи темпове на набиране на якост. Прилагане на методи и средства за ускорено втвърдяване на бетона в ранна възраст води отново до съкращаване на сроковете за декофриране.

**4.5. Данни и препоръки от практиката**

От редица практически данни на фирми, производителки на кофражна техника [13], както и фирми, изпълнители на обекти от монолитното строителство е установено, че товарът, възникващ при бетониране на плоча (теглото на пресния бетон) представлява обикновено около 50% от проектното натоварване на плочата (собствено тегло, подово покритие, временни товари). Поради това декофрирането може да се извърши след достигане на 50% от 28-дневната якост на бетона. Тогава коефициентът на сигурност за носимоспособност на плочата може, условно да се приеме равен на този при завършена конструкция.

Ако подпорите не бъдат освободени, те остават натоварени със собственото тегло на плочата. При бетониране на следващата лежаща отгоре плоча, това може да доведе до удвояване на натоварването върху вертикалните опори, които не са проектирани за такова претоварване и като краен резултат да има щети по кофража, по подпорите и по конструкцията.

В зависимост от темповете на изграждане на сградата за поемане на временните товари върху новата плоча и/или на натоварванията от бетонирането на следващата лежаща по-горе плоча много често се налага преподпиране. Задачата на преподпиращите опори е именно да разпределят натоварването между току що излятата и лежащата по-долу плоча. Това разпределяне на натоварването зависи от съотношението между коравините на плочите. То е различно във всяка една ситуация и при плочи с близки коравини, се препоръчва съотношението подпори за преподпиране към кофражни подпори да е около 0.4 преподпиращи подпори на една кофражна подпора. При декофриране на плочи на големи подпорни разстояния, трябва да се вземе под внимание, че при освобождаване на полета от плочата, за кратко време все още неотстранените подпори са подложени на допълнителни натоварвания. Това може да доведе до претоварване и тяхното компрометиране. С оглед на това при съставянето на такт-планове и при оразмеряването на кофражите за тези бетонни плочи, наред с обичайните изчисления трябва допълнително да се вземат пред вид и товарите, възникващи по време на декофриране при частичното отстраняване или разреждане на опорите. На фиг.4 е представено развитието на якостно-деформационните характеристики на бетона във времето.




**Фигура 4.** Развитие на якостно-деформационните характеристики във времето на бетон C16/20 и нормални температурно-влажностни условия, [1]

Развитието на якостно-деформационните характеристики във времето е следното: на 5-ти ден - fcc~55%$f_{cc28}$, $E_{cm}$ ~ 35% $E_{cm28}$, на 7-ми ден - $f_{cc}$~65% $f_{cc28}$, $E_{cm}$ ~ 50% $E_{cm28}$, а на 28-ми ден - $f_{cc}$=100% $f_{cc28}$, $E_{cm}$=100% $E_{cm28}$.

Изследвания за диманиката на набиране на якост, използвайки температурно-времевата технология са представени в [14].

От графиките на фиг.4 се вижда, че нарастването на деформационния модул $E_{cm}$ изостава в сравнение с нарастването на якоста на бетона, което в случай на ранно декофриране има опасност да се получат по-големи от допустимите деформации и провисвания за плочите при наличие на достатъчна носимоспособност на същите (особено при големи отвори). Това означава, че за този етап е осигурено крайното гранично състояние (ULS), но не е осигурено експлоатационното (SLS). Необходимо е осигуряването на конструкцията или стоманобетонния елемент чрез подпиране или преподпиране.

**Изводи**

В конструктивния проект е необходимо да се изследва циклично повтарящите се етапи на изпълнение на междуетажните конструкции (стоманобетонни плочи). Трябва да се открият най-неблагоприятните състояния и стоманобетонните елементи и/или

конструкции и да се осигурят по носимоспособност и по деформации (ULS, SLS) за етапите в които се намират. Основни разлики при експлоатация на конструкцията или елемента и състояние отговарящо на етап от изпълнението на строителството са в:

- Отчитане на съществуващите технологични товари;
- Приемане на различни опорни условия за ULS
- Якостта и деформационният модул на бетона са различни в различните възрасти/етапи.

Препоръчва се при сгради с бързи темпове на изграждане да се използват кофражните системи позволяващи т.нар. „ранно декофриране", но задължително с анализ на натоварването във всеки един етап от изграждането на сградата и отчитане на якостно-деформационните характеристики на бетона на съответната възраст. Подпирането на плочи и дъна на греди се реализира още при кофрирането, като съответните подпори (единични стойки и подпорни ивици) са част от общата система на кофража. Те остават и след декофрирането на плочите и гредите. напр. кофражните системи с падащи глави (Skydesk, Alphadesk, NOE Deck, и др.) [15], [16], или кофражните маси с предварително заложени подпорни ивици между тях. Преподпиране се прилага при онези системи, при което декофрирането на полето се изпълнява на части. напр. приложение на кофражни системи с главни и второстепенни дървени греди (Multiflex, Dokaflex, NOE H20) [15], [16], [17] и производните им кофражни маси. Ако преподпирането се прави след декофрирането на цялото поле, полезният ефект ще се сведе само до ограничаване на провисванията от пълзене на бетона в ранна възраст и е необходимо да стане максимално бързо при симетрично отстраняване и връщане на подпорите.

При сгради с нормални темпове на строителство се препоръчва да се използват кофражни системи, икономически най-изгодни и технологически най-ефективни за конкретния случай. Отново е необходим анализ на натоварването в етапите на строителство и спазване на нормативно определените срокове за декофриране.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Киров Н., „Кофражи и скелета", изд. „Даниел СГ" ООД, 2006 г.
[2] БДС EN 13670:2012 „Изпълнение на бетонни и стоманобетонни конструкции", БИС
[3] НАРЕДБА № 3 за контрол и приемане на бетонни и стоманобетонни конструкции, изд. от МТРС, обн., ДВ, бр. 97 от 25 ноември 1994 г., изм., бр. 53 от 11 юни 1999
[4] BS 8110-1:1997, 1997
[5] ACI 347-04 (American concrete Institute ACI)
[6] Bassem. M. M., "Construction Technology for High Rise Buildings", 2014
[7] RÖFIX „Наръчник за бетон"
[8] Traykov A., R. Boiadjieva, Computer modelling of structures with account of the construction stages and the time dependent material properties, Building Materials and Structures 58, 3, 2015, 29-35. DOI:10.5937/grmk1503029T
[9] Мартулкова С., Л. Хрисчев, М. Трайкова, Г. Иванов, „Изследване на стоманобетонна конструкция с гредови плочи в технологичните етапи на изпълнение", XI Международна научна конференция, „Проектиране и строителство на сгради и съоръжения", 10÷12 септември 2020 г., Варна, ISSN 2603-4255 (CD-ROM); ISSN 2683-071X (online)
[10] Гайдаржинска М., Л. Хрисчев, М. Трайкова, Г. Иванов, „Анализ на безгредови стоманобетонни плочи, изпълнявани с кофражи с падащи глави при ранно декофриране", XI Международна научна конференция, „Проектиране и

строителство на сгради и съоръжения“, 10÷12 септември 2020 г., Варна, ISSN 2603-4255 (CD-ROM); ISSN 2683-071X (online)

[11] Bakardzhiev S, 2023 Study of the behavior of a experimental reinforced concrete slab at different stages of loading from the production of the reinforced concrete slab over it, XII ISC „Civil Engineering Design and Construction“, Sept. 08-10. 2022, Varna, Bulgaria ISSN 2603-4255 (CD-ROM); ISSN 2683-071X (online), doi:10.1088/1757 899X/1276/1/012024

[12] Bakardzhiev S, Gorolomov A, 2024 Deflections in reinforced concrete slabs at an early age in the loading stage from a self-weight of the slabs and adjoining period-instant temporary load, XIII ISC „Civil Engineering Design and Construction“, Sept. 12-13. 2024, Varna, Bulgaria ISSN 2603-4255 (CD-ROM); ISSN 2683-071X (online), doi:10.1088/1757-899X/1323/1/012009

[13] https://www.doka.com/doka_manuals/0000004669/engb/009/index.html#t=Concremote%2FConcremote%2FGeneral1.htm, последно посетен на 12.09.2025 г.

[14] Хрисчев Л., И. Ростовски, И. Цонев, В. Николов „Лабораторни изпитвания за установяване температурно-времевата аналогия на бетона – пилотни изследвания за България“, XI Международна научна конференция, „Проектиране и строителство на сгради и съоръжения“, 10÷12 септември 2020 г., Варна, ISSN 2603-4255 (CD-ROM); ISSN 2683-071X (online)

[15] https://www.peri.bg/, продуктови каталози, последно посетен на 20.09.2025 г.

[16] https://www.noe.eu/index.html, продуктови каталози, последно посетен на 20.09.2025 г.

[17] https://www.doka.com/dokagroup/doka-bulgaria.bg.php, продуктови каталози, последно посетен на 20.09.2025 г.

# ОБЗОР НА МЕТОДИТЕ ЗА РАЗРУШАВАНЕ НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ С МОНОЛИТНА СТОМАНОБЕТОННА КОНСТРУКЦИЯ

**Катя Белева[1], Румяна Захариева[2]**

*Университет по архитектура, строителство и геодезия*

# OVERVIEW OF THE METHODS FOR DEMOLITION OF BUILDINGS AND FACILITIES WITH MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

**Katia Beleva[1], Roumiana Zaharieva[2]**

*University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy*

***Abstract**: Demolition is a specific set of construction activities, which marks the end of the life cycle of a building or facility. The paper presents the basic demolition methods, their advantages and drawbacks, and the areas of their applicability. Different approaches for accomplishing a specific demolition task could be used, depending on the type of object to be demolished, the limitations of the construction site, the available machinery and equipment, the requirements for occupational safety and environmental protection, and the available recycling options for the generated construction waste. Based on comparative analysis of the demolition methods and considering the requirements of European legislation, recommendations have been formulated to facilitate the decision making in real-life cases of the construction practice.*

***Key words**: building demolition, selective demolition, construction demolition waste management*

## 1. Обосновка на необходимостта от разрушаване

Успоредно с развитието на ново строителство настъпва момент, когато част от сградите или съоръженията трябва да бъдат премахнати (демонтирани или разрушени). Това може да се наложи поради остаряване на сградите и опасност при експлоатацията им или поради необходимостта от освобождаване на пространство за ново застрояване.

[1] Катя Белева, гл. ас. д-р инж., кат. „Технология и механизация на строителството“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ №1, 1046, София, e-mail: kmb_fce@uacg.bg;
Katia Beleva, Chief Assist. Prof. PhD. Eng., Department of Construction Technology and Mechanisation, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 Hristo Smirnenski Blvd.,1046, Sofia, e-mail: kmb_fce@uacg.bg.
[2] Румяна Захариева, доц. д-р инж., кат. „Строителни материали и изолации“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ №1, 1046, София, e-mail: zaharieva_fce@uacg.bg;
Roumiana Zaharieva, Assoc. Prof. Dr. Eng., Department of Building Materials and Insulations, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 Hristo Smirnenski Blvd., 1046, Sofia, e-mail: zaharieva_fce@uacg.bg;

В някои случаи, до разрушаване на сградата или съоръжението може да се достигне поради необходимост от чести и скъпи ремонти или високи разходи за поддръжка, спрямо изграждането на една нова конструкция, отговаряща на съвременните норми. При други обстоятелства, премахването може да е продиктувано от необходимост от промяна на предназначението на сграда или терен. Възможно е и разрушаването да е в резултат на неестетичен облик на съществуваща стара сграда в район с ново архитектурна визия. В заключение, премахването може да е в резултат на редица фактори – конструктивни, икономически, несъответствие със съвременните строителни норми и др..

## 2. Методи за разрушаване на сгради

### 2.1. Основни положения

Премахването е процес на демонтиране или разрушаване на сградата или съоръжението след приключване на техния експлоатационен живот, по предварително планирани и контролирани методи. Съществуват различни методи на премахване на сгради, като при тези със стоманобетонна носеща конструкция най-често се прилага разрушаване, а операциите по демонтиране са сравнително ограничени. Сградите и съоръженията могат да бъдат разрушени ръчно или механизирано [1], [2]. Целта на разрушаването е да се предотврати случайно срутване на която и да е част от сградата и да се гарантира безопасността на работниците, участващи в процеса и сигурността на съседните сгради, както и да се осигури оползотворяването на строителните отпадъци, което налага прилагане на т.нар. „селективно разрушаване“, въведено в България през 2012г. със Закона за управление на отпадъците [3].

Селективното разрушаване включва извършване на последователни, добре планирани, дейности, при които материалите в сградата се разделят и сортират. Селективното разрушаване е алтернатива на традиционните методи за разрушаване и означава систематично демонтиране („строителство в обратен ред“) на сгради, за да се увеличи максимално повторното използване и рециклиране на материалите. Докато обикновеното разрушаването на сграда често води до смесване на различни материали и замърсяване на чистите материали с опасни компоненти, при селективното разрушаване разделянето на материалите става на място. Използват се малки или специализирани машини, които позволяват да се избегне повреди или смесване на материалите. Намаляват се шумът, прахът и отпадъците. Над 70÷90% от материалите могат да бъдат използвани за повторна употреба или да се рециклират. Намалява се количество отпадъци за депониране. Благодарение на оползотворяването, част от разходите за разрушаване на сградата могат да бъдат компенсирани. Разбира се, селективното разрушаване има и някои недостатъци – по-дълго време на механично събаряне на сградата, по-високи начални разходи за труд и специализана техника и не винаги е възможно да бъде приложено (в случайте на силно амортизирана или аварирала конструкция).

Процесът на разрушаване преминава през няколко основни фази:

- Проучване: запознаване с наличната техническа документация, обследване за идентифициране се опасни и потенциално опасни строителни материали, проучване на местоположението на сградата, подлежаща на разрушаване, извършване на конструктивно обследване и подробна оценка на сградата. Предварителните проучвания трябва да включат и предпазни мерки по отношение на използвани машини, оборудване, скелета, обществена безопасност и безопасност на работниците.

- Планиране: Изготвят се и се съгласуват взаимно Конструктивно становище/проект, План за безопасност и здраве (ПБЗ) и План за управление на строителните отпадъци (ПУСО) [5]. В част ПУСО се прави оценка на видовете и количествата на строителните отпадъци и се предписват мерки за тяхното оползотворяване в съответствие с йерархията за управление на отпадъците, както и се описва подходът за отстраняване на опасните строителни материали и замърсяванията (т.нар. деконтаминация) [4]. Методът, по който се извършва разрушаването трябва да осигурява разделното събиране на различните видове отпадъци и да не допуска смесване и замърсяване. Така, строителните отпадъци ще могат да бъдат оползотворени по най-добрия и икономически изгоден начин – с приоритет са повторната употреба и рециклирането, а депонирането трябва да се минимизира.
- Изпълнение: Работите по разрушаване са свързани с висок риск на опасности от аварии и злополуки и е необходимо извършването им да е внимателно и отговорно от фирми, специализирани в това направление.

Процесът на премахване на сгради може да се разгледа разделен на три основни технологични етапа. За всеки един се разработват работни проекти, като основно внимание се обръща на мерките за безопасност при работа

Първият етап се състои от отстраняване на инженерно оборудване, водоснабдяване и канализация, отоплителни системи, демонтаж на подове, пълнеж на прозорци и др. Работата на този етап се извършва предимно ръчно с помощта на индивидуални ръчни инструменти. Демонтираните елементи се преместват с товарни асансьори или мачтови подемници и се складират в обособената за целта зона. В този етап се демонтира покривното покритие. Вторият етап се състои от разрушаване на надземната част на конструкцията, съхраняване и/или товарене на транспортните средства. В зависимост от възприетия метод на премахване на сградата се използва комплект от машини с подходящо оборудване, подръчни и помощни инструменти. Третият етап включва работа, свързана с демонтажа на сутерена и основите на сградата. Разрушаването най-често е механизирано, като се използва специализиран комплект от машини със съответното технологично оборудване.

### 2.2. Ръчно разрушаване

Методът за разрушаване с помощта на ръчни инструменти се използва най-често за малки обеми на строителните работи и често, като подготвителен етап, когато се прилагатдругите методи за разрушаване. Подходящ е при разрушаване на малки сгради, демонтаж на временни конструкции или частично демонтиране на сгради с цел обновяване или разширяване. Изпълнява се от строителни работници без или с минимално, използване на специално оборудване. Най-често използваният вид ръчно оборудване са ръчен чук, каменни длета, триони за метал и бетон, хидравлични или пневматични чукове.

Методът се отличава с голяма трудоемкост и продължителност, високи разходи, но позволява най-прецизно изпълнение и най-добро разделяне на строителните отпадъци по видове. Ефективен е в затворени и тесни пространства.

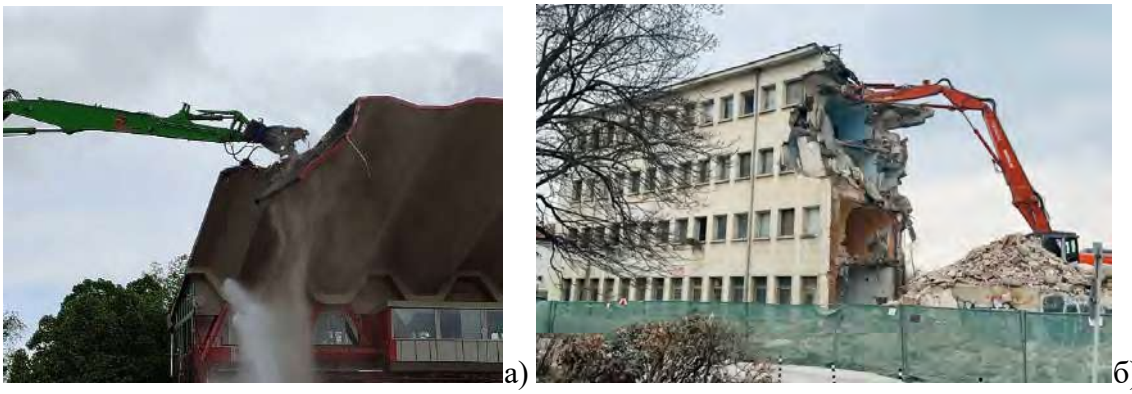
### 2.3. Механизирано разрушаване

Механизираното разрушаване е основен метод за разрушаване на повечето видове сгради със стоманобетонна носеща конструкция. Изпълнява се с помощта на строителна и демонтажна техника като булдозери, багери, оборудвани с хидравлични ножици, трошачни челюсти, хидравлични къртачи, кранове и др. Не е подходящ за частично

разрушаване на сгради, но в същото време осигурява бързина и точност на изпълнение. Методът се отличава с добър баланс между цена, бързина и чистота на работата.

**2.2.1. Механизирано разрушаване чрез хидравлични ножици или трошачни челюсти**

Ножиците и трошачните челюсти са най-масовото средство за разрушаване на ниско и средно етажни сгради. Разрушаването върви в обратен ред на на процеса на изграждане - от плочи и греди, към колони. Предимството на ножиците за разрушаване е високото ниво на контрол, необходима им е по-малка оперативна зона и генерират по-малко вибрации и затова е предпочитаната техника в гъсто населени райони (фиг.1). Използването на хидравлични ножици при стандартни багери е ограничено от височината на багера. Обикновените багери са с височина от 12 до 15 m, затова по-високите сгради се нуждаят от специални багери, с дълго рамо на стрелата. Съвременните багери с дълго рамо на стрелата могат да достигнат височини до 40 m.



а) б)

**Фигура 1.** Разрушаване с хидравлична ножица: а) Стадион „Българска армия“ [личен архив], б) Разрушаване на четириетажна сграда на Болничен комплекс в гр. Русе [6].

**2.2.2. Механизирано разрушаване чрез хидравличен къртач (чук)**

Разрушаването с хидравличен къртач (чук) се прилага при масивни конструкции с голяма дебелина и при мостови съоръжения. При тях има ограничение в обхвата на ножиците и при по-големи елементи се търси средство за разрушаване посредством разкъртване. Докато ножиците се използват предимно за разрушаване на части от сграда над земята, чуковете се използват често за разрушаване на основите на сградата под земята. Основният им недостатък е високото ниво на шум и вибрации.

**2.2.3. Механизирано разрушаване чрез бутане/дърпане от багер или булдозер**

Бутане и дърпане на стенни и други елементи от сградата се прилагат за демонтиране на отделни части от сградите. Идеята е за разрушението е съвсем проста: стената може да се избута или издърпа от багер, оборудван най-често с обикновена багерана кофа навън или навътре в сградата, благодарание на по-ниското съпротивление на стена спрямо силата, приложена от багера. Поради ограничение във височината, в някои случаи се използват удължители за дърпане, за да се увеличи обхвата на багера. При този подход съществува повишен риск, особеното в случай на дърпане на стената. Необходимо е добре да се прецени поведението на елемента, в зависимост от приложената сила и зоната, в която се реализира дърпането. За безопасност се препоръчва да се осигури безопасно разстояние от багера до сградата - от порядъка на H и 1,5H от сградата, където H е височината на сградата. Максималното разстояние при бутане трябва да е $\geq 0{,}5H$ (при ограничение на височината на сградата H до 15 m). [1]

**2.2.4. Механизирано разрушаване чрез хващане и откъсване**

Разрушаването чрез хващане и откъсване на части от сградата е подходящо само при ниско съпротивление на демонтаж на елемента (например при леки конструкции от дърво или метал) и не е подходящо за конструкции от стоманобетон. Конструкциите се демонтират най-добре с помощта на устройство за хващане (най-често варианти на грайферни челюсти), прикрепено към багер. Инструментите за захващане могат да бъдат използвани и при някои части от зидария. Използването на устройства за хващане за зидани стените са ограничени поради бързото износване и неспесифичното им приложение.

**2.3. Разрушаване чрез имплозия**

**Имплозията** е контролиран процес на разрушаване на сградата, чрез стратегическо залагане на експлозиви на определени места в конструкцията, които могат да отслабят или прекъснат носещи конструктивни елементи от сградата и да предизвикват самосрутването й. Разрушаването е отгоре надолу, използвайки гравитацията на падащите от по-високи нива части от сградата върху по-ниско разположените в рамките на отпечатъка на сградата. Основната идея на имплозивното разрушаване е, че при премахване на елемент от носещата конструкция на сграда, секцията, разположена над точката със заложен експлозив, ще падне върху частта от сградата под нея. Методът е бърз и подходящ за разрушаване на големи и стройни конструкции и за скелетни монолитни конструкции. За да се получи разкъсване на ключови конструктивни елементи, считани за критични, се прилагат малки експлозивни заряди, поставени в сондажни отвори, пробити по дължината на съответния елемент. Правилната последователност на реда на детонация на зарядите ще допринесе за срутване на сграда в избраната посока [7]. На фиг. 2 са показани примери от нашата строителна практика, прилагайки разрушаване чрез имплозия.


а)

б)

**Фигура 2.** Разрушаване чрез имплозия: а) Разрушаване на ИПК“Родина“ [8]:, б) Разрушаване на мавзолея на Г. Димитров [9].

**2.4. Разрушаване чрез рязане и пробиване**

При рязането и пробиването, конструкцията се нарязва първоначално на отделни по-малки парчета или сегменти, а след това отделените фрагменти се повдигат с кран и се свалят на земята за последващо разрушаване или се товарят на транспортни средства за извозване. Монолитните плочите се нарязват на сегменти и след това тези парчета се повдигат и преместват. Сглобяемите стоманобетонни конструкции също се нарязват на парчета и след това се повдигат в обратна последователност на построяването. Този метод може да се приложи за безопасно премахване на издатини като козирки, еркери, балкони**.** Преди рязане трябва да се провери стабилността на останалата част от конструкцията. Елементът, подлежащ на премахване, трябва да е обезопасен чрез

временни опори или чрез въжета към крановата кука. Подемният кран трябва да е с необходимата товароподемност за поддържане и последващо демонтиране на отрязания сегмент. Свалянето на фрагмента на терен трябва да е контролирано и безопасно.

**2.4.1. Разрушаване чрез рязане с диамантено въже**

По време на този процес за рязане се използва тел с диамантено покритие, при която се подава през серия от ролки, увива се около бетона и се издърпва през него, за да се създаде разрез. Този метод е подходящ за работа по разрушаване на сгради, където се изисква контрол и прецизност на рязане и има ограничения за нивата на шум и вибрации. Прилага се за рязане на големи, дебели или неправилно оформени, бетонни конструкции, до които е трудно да се стигне с традиционни триони. Чрез рязането с въже се получават чисти разрези и се избягва повредата на съседни конструкции в случаите на частично демонтиране. Методът е приложим при труднодостъпни места и при работа под вода (например подводни инсталации, тунели, пълни с вода, стълбове на мостове, съоръжения в хидростроителството), където използването на други режещи инструменти е невъзможно. С въжето могат да бъдат рязани различни материали стоманобетон, предварително напрегнатбетон, скали, стомана, други твърди материали. (фиг.3а)



а) б)

**Фигура 3.** Разрушаване чрез рязане: а) с диамантено въже [10], б) чрез стенорез [11].

**2.4.2. Разрушаване с използване на диамантени фрези (стенорези)**

Методът с използване на режещи фрези се прилага за отстраняване на стени, подове, тавани и др. конструктивни елементи. Вариантите на метода включват плоско рязане и рязане на вертикални повърхности. Плоското рязане се прилага предимно при хоризонтални повърхности като подове и настилки. То включва използването на циркуляр с диамантен диск, който може да реже бетон, асфалт и други материали. Рязането на вертикални повърхности се прилага при стени, греди или колони. Машините (стенорези) са с кръгло острие, монтирано на релсова система, което позволява гладки, прави разрези.(фиг.3б)

**2.4.3. Разрушаване чрез пробиване**

В този метод се използват специализирани диамантено-пробивни машини. При работата им се пробива ядкова сърцевина и чрез непрекъснато пробиване на набор от отвори може да се издълбае бетонната конструкция и да се използва за рязане на бетонни елементи. Дебелината на бетона, който ще се реже, зависи от дълбочината на пробиване или оборудването за пробиване. Процесът включва използването на бормашина, оборудвана с цилиндрично свредло с диамантен връх. По време на процеса често се използва вода за охлаждане на свредлото и минимизиране на праха. С напредването на пробиването от материала се извлича цилиндрична бетонна сърцевина. Тази сърцевина обикновено се отстранява, след като отворът е завършен.

**2.5. Разрушаване с помощта на механични и химични агенти**

При този вид разрушаване се използва създаване на налягане в бетона по механичен начин или с използване на химични вещества като в резултат на приложените въздействия в бетона се появяват пукнатини, които водят до неговото разцепване. Това е неексплозивен метод за разрушаване. При механичното разрушаване се пробиват отвори през известни разстояния и след това най-често по хидравличен начин се разширяват отворите. При химическо разрушаване се използват химически вещества, които се инжектират в конструкцията, те набъбват при смесване с вода и/или влизат в реакция с бетона за образуване на експандиращи вещества. Недостатък на химическото разрушаване е цената.[12]

**2.6. Разрушаване с водна струя (хидроразрушаване)**

При този метод се използва специализирана техника със силна водна струя под налягане, която предизвиква ерозия на циментовия камък и добавъчните материали от бетона. По този начин армировката се оголва и след това допълнително може да се среже с подходяща техника. За рязане на армировъчната стомана може да се добавят абразивни съединения. Водната струя се освобождава с налягане от 250-300 MPa върху повърхността на бетона. Водата, използвана в процеса на разрушаване, може да се изхвърли или да се рециклира за повторна употреба чрез локална филтрация и утаяване. При този метод трябва да се вземат допълнителни мерки за защита на зоната, в която ще се реже конструктивния елемент, както и да се използва подходящо предпазно покритие и облекло от работниците. [13]

**2.7. Разрушаване чрез роботи**

Разрушаването с роботи е най-интелигентната технология за разрушаване на сгради. Роботите са специализирани машини, проектиране да извършват разрушителни дейности по безопасен и точен начин. Обикновено те са с малки размери и могат да работят в тесни пространства, където не е възможо използването на тежки машини. Работят с различни приставки (хидравлични ножици, чукове, грайфери, трошачи, кофи), което ги прави универсални. Задвижват се електрически или хибритно. Управлението им е дистанционно, от безопасно разстояние, което намалява риска за хората в опасна среда (например при токсично замърсяване, след пожари или радиация). Подходящи са и за работа в близост до конструкции, които не трябва да бъдат разрушени. Работата им е свързана с ниски нива на шум и вибрации и поради това са добър избор в градска среда. Използват се за разрушаване на стоманобетонни конструкции, рязане на метал, отстраняване на плочки, настилки и мазилки. [14]

**3. Сравнение на методите за разрушаване**

Методът за разрушаване, прилаган за дадена сграда, се определя въз основа на различни фактори, като например състоянието на обекта, вида на конструкцията, възрастта на сградата, височината на сградата, нейното местоположение и отчитане на степента на застрояване на района, изискванията по опазване на околната среда и др. Контролираното разрушаване на сградата е необходимо, за да се гарантира безопасността както на работниците, така и на околните сградие, за да се причинят минимални наранявания и разрушения.

Показатели, по които могат да се направят съпоставки на методите, са ниво на шум, прах и вибрации, възможност за селективно разрушаване, приложимост, трудоемкост и др. В табл. 1 са обобщени методите за разрушаване, според използваната техника/технология и прилагането им в конкретна ситуация.

**Таблица 1.** Методи на разрушаване

| Метод на разрушаване | Ниво на шум | Ниво на запра-шеност | Приложение | Възможност за селективно разрушаване | Ограничения |
|---|---|---|---|---|---|
| Ръчно разрушаване | Ниско до средно | Ниско | Малки сгради, вътрешни преустройства, гъсто населени райони | Висока | Бавен процес, неефективен при големи сгради |
| Механизирано разрушаване чрез хидравлични ножици | Средно | Средно | Бетон или метални елементи (греди, колони) | Средна | Ограничена ефективност при дебел бетон |
| Механизирано разрушаване чрез хидравличен къртач (чук) | Висок | Високо | Масивни бетонни конструкции, фундаменти, стени | Ниска | Силен шум и вибрации |
| Механизирано разрушаване чрез бутане/ дърпане от багер или булдозер | Средно | Средно до високо | Ниски до средни по височина сгради, халета | Ниска | Не е приложим при високи сгради или в тясна среда |
| Механизирано разрушаване чрез сграбчване и откъсване | Средно | Високо | Частично разрушаване, включително покриви или горни етажи | Средна | Неточен за фина работа |
| Разрушаване чрез имплозия | Много високо | Много високо | Високи и масивни конструкции: комини, мостове, многоетажни сгради | Ниска | Изисква лицензирани специалисти, разрешителни, безопасна зона около обекта |
| Диамантено рязане и пробиване | Много ниско | Много ниско | Прецизни операции – отвори, прозорци, врати, отделни елементи от бетон или стомана | Много висока | Скъпо, бавно при големи обеми |
| Разрушаване с роботи | Ниско до средно | Средно | Вътрешни пространства, опасни зони, ядрени обекти, висока прецизност | Висока | Висока цена на техниката, необходимост от обучени оператори |
| Разрушаване с водна струя | Ниско | Много ниско | Частично разрушаване на бетон без увреждане на армировката, мостове, тунели | Много висока | Скъпо, изисква оборудване, голям разход на вода, контрол на водния отпадък |
| Селективно разрушаване | Ниско | Ниско до средно | Сгради с възможност за повторна употреба на части или материали | Много висока | Времеемко, високи разходи, изисква обучение и логистика за сортиране на отпадъка |

**4. Избор на подходящ метод на премахване на сгради и съоръжения със стоманобетонна носеща конструкция**

На база на направените обобщения и сравнения по някои показатели изброени по-горе възможността за избор на метод за разрушаване при сгради (ниско-, средно- и високоетажни), сгради със или без ограничения в пространството и някои инженерни съоръжения са представени в табл. 2 и табл. 3.

Целта на таблиците е бързо и лесно да се направи избор за най-подходящ метод на премахване на сграда или съоръжение съобразно условията на строителната площадка и наличната механизация.

**Таблица 2**. Избор на подходящ метод за разрушаване на сгради

| Обект за разрушаване | Ръчно разрушаване | Багер с ножици или трошачни челюсти | Багер с хидравличен чук | Чрез бутане или откъсване | Рязане с диамантена фреза | Роботи | Селективно разрушаване |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Нискоетажна сграда | ✓ първи избор при малки сгради | ✓ ефективни при бетон и при метални части | ✓ бързо за носещи елементи/ бетон | ✓ при контролирано бутане и спазване на необходимите безоп. разстояния | ✓ за метал | ⚠ в случай на труден или опасен достъп | ✓ при изискване за повторна употреба и опазване на околната среда |
| Средноетажна сграда | ⚠ могат да се използват, но е бавно и опасно | ✓ с трошачни челюсти/ножици и багери с дълга стрела | ✓ често използван метод | ⚠ в зависимост от съседните сгради и състоянието на конструкцията | ✓ за рязане на сегменти/ конзоли/ метални връзки | ⚠ добър при трудни и опасни пространства | ✓ особено при сложна геометрия/инсталации |
| Висока сграда | ✗ твърде рисково и бавно | ⚠ само с допълнителни платформи за прихващане на разглобените части | ⚠ само с машини с необходим достъп за работа на височина и строги мерки | ✗ риск, контролът на падащи отломки е затруднен | ⚠ за рязане на сегменти/ части, удобни за транспортиране | ✓ роботи/ дистанционно управляеми за високи етажи и опасни операции | ✓ често: поетапно/ отгоре-надолу /контролирано |
| Гъсто застрояване | ✓/⚠ селективно ръчно – предпочитано | ⚠ да, дори и при неизбежни вибрации/ необходим е контрол | ✗ високи вибрации, обикновено се избягве | ✗ риск от неконтролируемо срутване | ✓ прецизно рязане/ демонтаж с малко вибрации | ✓ роботи за прецизност и безопасност | ✓ предпочитан метод – поетапно и с оглед на съседните сгради |
| Изолирана сграда | ✓/✓ възможни са много методи | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ⚠ | ✓ |

**Таблица 3.** Избор на подходящ метод за разрушаване на съоръжения

| Обект за разрушаване | Ръчно разрушаване | Багер с ножици или трошачни челюсти | Багер с хидравличен чук | Чрез бутане или откъсване | Рязане с диаманте на фреза | Роботи | Селективно разрушаване |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Мост / транспортно съоръжение | ✗/⚠ частично ръчно разрушаване на връзки, анкери, дюбели | ✓ само с челюсти, режещи метал | ✓ за бетонни устои /колони | ⚠ частично с контрол на движение | диамантено рязане на греди и фуги | ✓ роботи/ специализирана техника за мостове | ✓ на етапи, за поддръжка и замяна на части |
| Комин | ✗ рисково | ⚠ за металните части и армировката | ✓ високопробивни багери и осигурен достъп на височина | ✗ рядко | ✓ рязане/ контролирано деформиране | ⚠ роботи/ високорискова зона | ✓ когато се изисква запазване на части |
| Промишлена сграда/ комплекс | ✓ за селективно премахване, много често в комбинация с роботи | ✓ особено подходящ при сгради от металургията | ✓ за големи бетонни елементи | ✓ при наличие на място и контрол | ✓ за тръбопроводи/ пормишлени съоръжения | ✓ роботи за опасни зони и токсични материали | ✓ силно препоръчително преди общо разрушаване за безопасност и екологичност |

Легенда към Табл. 2 и Табл.3:

✓ - Препоръчва се (често подходящо)

✗ - Не се препоръчва (неподходящо или твърде рисково)

⚠ - Условно (може да се прилага само при специални условия и контрол)

## 5. Заключение

В зависимост от различни фактори, като състояние на обекта, вид на конструкцията, предназначение и възраст на сградата, височина на сградата, и икономическа обосновка се избира методът на разрушаване. Имплозията е най-бързият сред методите за разрушаване, но поради допълнителни подготвителните дейности (инженеринг, отчуждения, разрешения) се оказва, че е един от най-трудоемките методи. Имплозивният метод е по-евтин в сравнение с други методи и е подходящ за високи свободно стоящи сгради или съоръжения. Разрушаването с безшумни химически разрушителни агенти се използва в жилищни райони, пътища и др., но цената му е висока. Багери с голям обсег с различни прикачни съоръжения се използват за високи сгради, когато имплозията е невъзможна. Ръчният и механичният метод на разрушаване се използват за малки сгради. Ръчният метод се използва в гъсто застроени райони. Методът на рязане на бетон се използва на места, където е важна точността при рязанеи има изисквания за нивата на шум, прах и вибрации. Методът на рязане и последващо

повдигане и отстраняване на фрагменти от конструкцията се прилага за безопасно премахване на козирки, балкони, еркери и архитектурни елементи.

Селективното разрушание трябва да се прилага, за да се осигури най-доброто и икономически изгодно оползотворяване на строителните материали.

В заключение, изборът на метод за разрушение трябва да се направи след внимателен анализ на конкретната строителна ситуация, икономически показатели и екологични изисквания и оценка на рисковете, при спазване на всички строителни и други законодателни норми.

**Благодарности**

Авторите изказват благодарност за финансовата подкрепа на проект 101091679 „MOBICCON-PRO“, финансиран по програма HORIZON-CL4-TWIN-TRANSITION-01 на Европейския съюз.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] “Code of practice for demolition of buildings”, Published by the Buildings Department, Printed by the Government Logistics Department, 2004
[2] BS 6187:2000 “Code of practice for demolition”, BSI 09-2000, ISBN 0 580 33206 3, Third edition published September 2000
[3] Закон за управление на отпадъците, Обн., ДВ, бр. 53 от 13.07.2012 г., в сила от 13.07.2012 г., посл. изм. и доп. изм. ДВ. бр.81 от 24 Септември 2024г.
[4] Наредба за управление на строителните отпадъци и за влагане на рециклирани строителни материали, Обн. ДВ. бр.98 от 8 Декември 2017г.
[5] Закон за здравословни и безопасни условия на труд, Обн. ДВ. бр.124 от 23 Декември 1997г., посл. изм. и доп. изм. ДВ. бр.27 от 29 Март 2024г.
[6] https://daniraz.com/dani-raz-eood-razrushavane-i-otstranyavane-na-chetirietazhna-sgrada-ruse/
[7] Amrutha M, Vasudev. M, „Demolition of Structures Using Implosion Technology“, International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology An ISO 3297: 2007, Certified Organization Volume 3, Special Issue 5, July 2014,
[8] https://www.mediapool.bg/sgradata-na-ipk-rodina-veche-e-v-istoriyata-video-news306635.html, последно посетен 20.08.2025г.
[9] https://bnt.bg/news/mahaloto-na-prehoda-vzrivyavaneto-na-sistemata-322755news.html, последно посетен 20.08.2025г.
[10] https://www.easterncutting.com/concrete-cutting-services/wire-sawing, последно посетен 20.08.2025г.
[11] https://www.hilti.bg/c/cls_power_tools_7125/cls_diamond_wire_wall_saws_7125/r18475965?activeTab=preconfigured-kits-tabs, последно посетен 20.08.2025г.
[12] https://dynacem.com/uk-en/non-explosive-demolition-agent-dynacem-data-sheet, последно посетен 20.08.2025г.
[13] Bridge Removal Manual Issued by Structure Construction, State of California Department of Transportation Division of Engineering Services, July 2023
[14] Derlukiewicz D., M. Ptak, S. Koziolek „Proactive Failure Prevention by Human-Machine Interface in Remote- Controlled Demolition Robots“, Á. Rocha et al. (eds.), New Advances in Information Systems and Technologies, Advances in Intelligent Systems and Computing 445, Springer International Publishing Switzerland 2016, pp. 711-720, DOI 10.1007/978-3-319-31307-8_72

# СРАВНЯВАНЕ НА ЗВУКОИЗОЛАЦИОННИТЕ КАЧЕСТВА НА ЕКОЛОГИЧНИ И ИНОВАТИВНИ СТРОИТЕЛНИ ЕЛЕМЕНТИ ПОСРЕДСТВОМ УМАЛЕНА АКУСТИЧНА КАМЕРА.

**Наталия Иванова**[1]

*УНИВЕРСИТЕТ ПО АРХИТЕКТУРА, СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ*

***Абстракт**: Проектирането и измерването на звукоизолацията на строителни елементи са регламентирани с европейски стандарти. Европейската нормативна уредба е създала изключително богат и подробен набор от стандарти, които са направени в строго специализирани оборудвани лаборатории по стандарт за сертифициране на строителни материали и елементи. От своя страна лабораторните измервания на индекса на звукоизолация от въздушен шум се използват за данни за проектиране, а измерванията на място за проверка на получения резултат.*

*Успоредно с това някои от лабораториите имат разработени различни модели, като малки камери за измерване на звукоизолацията, каквато от подобен вид има и в Университет по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ) - София, катедра Физика. При разработването на строителен продукт в практиката се налага предварително измерване на неговата звукоизолационна способносбност. В такива случаи се указва добре приложимо сравнителното измерване с умалена акустична камера, което спестява средства и време, а дава предварителни данни за тенденциите и ефективността на решението. За целта е направено сравнително изследване на звукоизолацията на сандвич панели с пълнеж от минерална вата и иновативен материал на база рециклиран текстил. За проверка на метода са направени измервания на място на същия материал с размера на врата. Резултатите от изследването показват, че камерата е приложима за повишаване на качеството на иновативните екологични материали и може да послужи за сравняване на акустичните качества на тези материали с традиционни и добре изследвани такива.*

# COMPARING THE SOUND INSULATION QUALITIES OF ECOLOGICAL AND INNOVATIVE BUILDING ELEMENTS USING A SMALL SIZE ACOUSTIC CHAMBER.

**Natalia B.Ivanova**[1]

*University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG) - Sofia*

***Abstract**: The design and measurement of sound insulation of building elements are regulated by European standards. The European regulatory framework has created an extremely rich and detailed set of standards, which are made in strictly specialized equipped laboratories according to the standard for certification of building materials*

[1] Наталия Иванова, гл.ас. д-р инж., кат. „Физика“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, Natalia B. Ivanova, Chief Assist. Prof. Dr. Eng., UACEG, Sofia, e-mail: bobeva_fhe@uacg.bg

*and elements. In turn, laboratory measurements of the airborne sound insulation index are used as design data, and on-site measurements are used to verify the obtained result.*

*In parallel, some of the laboratories have developed different models, such as small size chambers for measuring sound insulation, such as the one of a similar type at the University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG) - Sofia, Department of Physics. When developing a building product, in practice, it is necessary to measure its sound insulation capacity in advance. In such cases, comparative measurement with a small sizes acoustic chamber is well applicable, which saves money and time, and provides preliminary data on the trends and effectiveness of the solution. For this purpose, a comparative study of the sound insulation of sandwich panels with mineral wool filling and an innovative material based on recycled textiles was carried out. To verify the method, measurements were made on site on the same material the size of a door. The results of the study show that the chamber is applicable for improving the quality of innovative ecological materials and can serve to compare the acoustic qualities of these materials with traditional and well-studied ones.*

## 1. Въведение (TNR, 12 pt, Bold, Left Alignment, Indentation: First Line 1 cm)

Шумът в населени места става все по-актуална тема, поради непрекъснатото увеличаване на трафика и другите източници, а от друга страна нарастващото напрежение от ускорения начин на живот и необходимостта от опазване на здравето и нуждата от спокойствие. Това налага оптимиране на звукоизолационните свойства на строителните елементи, които са пряко свързани с източника на шум и неговите характеристики. Във връзка с това се усъвършенстват решенията на подходящи конструкции, удовлетворяващи строително-физичните изисквания, както и се разработват изчислителни програми, работещи с данните за свойствата на материалите. Основна тенденция е установяването на все по-точни норми за звукоизолация, както и методи за осигуряване на акустичен комфорт в помещенията на жилищни и обществени сгради. В стремежа за запазване на здравето на хората се внедряват екологични и иновативни ефективни материали. За проверка на техните звукоизолационни свойства, преди да се измерят в стандартизирани лаборатории за тяхното сертифициране се указва икономически подходящо с цел оптимиране, измерването в умалена акустична камера.

Тези измервания спомагат за предварителна оценка и изследване на подобрението на звукоизолационните свойства на строителните материали и комбинации на слоеве с научна цел, за търсене на най-голям ефект и приложение, за получаване на една първоначална картина на тенденциите и насока за по-нататъшно развитие.

## 2. Основни величини и понятия

В областта на звукоизолацията се срещат много различни понятия, за които е важно да се знае разликата в обозначенията, тъй като един индекс може да означава голяма разлика в условията, а от там в стойностите за проектиране.

За да могат да се сравняват отделните строителни елементи, те се измерват в стандарти условия по честоти R. След това за да се получат реалните условия се отчитат по изчислителен път страничните пътища на предаване R`, отново по честоти, но за лекота на проектирането се превръщат в единична стойност за сравняване с изискванията. В някой страни това е R`w, а тенденцията в много европейски страни и в международния стандарт за класификация е **DnT,w.** Той е избран, защото отчита размера на приемното помещение и по този начин се получават по-близки до реалните стойности.

### 2.1. Звукоизолация от въздушен шум

Основния параметър, характеризиращ изолацията от въздушен шум е **индексът на изолация от въздушен шум**:

$R = L_1 - L_2 + 10 \log(S/A)$,

където:
$L_1$ е нивото на звуковото налягане в помещението източник в dB,
$L_2$- ниво на звуковото налягане в помещението приемник в dB,
A - еквивалентна площ на звукопоглъщане в помещението приемник в m²,
S - площ на отвора, в който е монтиран образеца в m²

Важно е да се отбележат разликите в индексите за да се разпознава за кои стойности става дума.
R - Индекс на изолация от въздушен шум в лабораторни условия, честотно изразен [dB]
R` - Индекс на изолация от въздушен шум в реални условия, честотно изразен [dB]
Rw – претеглен индекс на изолация от въздушен шум, единична стойност, получена чрез обработка със стандартна крива [dB]

## 3. Стандартизирани методи за измерване на звукоизолацията в лабораторни условия

### 3.1.Стандарти

За да се проектира звукоизолацията са необходими данни за строителните конструкции и те се измерват в лабораторни условия. Основният документ, който регламентира лабораторното измерване на звукоизолационните свойства на строителни елементи, е серията **ISO 10140** „Акустика. Лабораторно измерване на звукоизолацията на строителни елементи.“. Тя включва пет части, като две от тях касаят изолацията от въздушен шум:

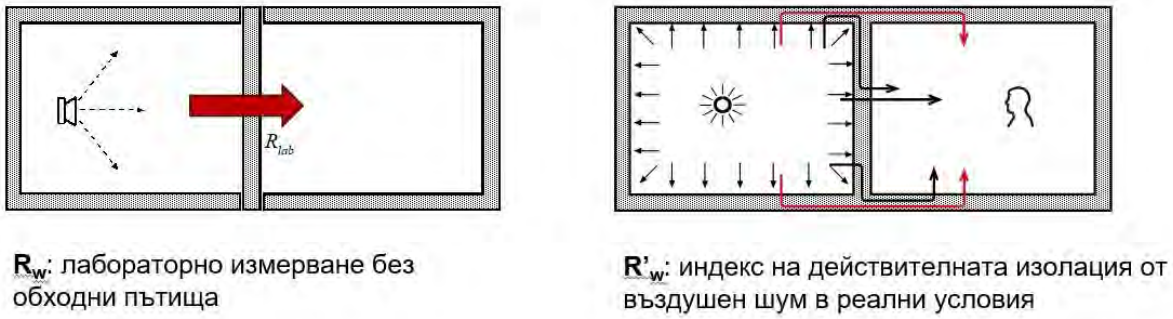
- ISO 10140-1: Общи изисквания към изпитвателните помещения и апаратура [1], ;
- ISO 10140-2: Измерване на изолация от въздушен шум [2].

В европейски контекст тези стандарти са въведени като **EN ISO 10140**, а у нас – като **БДС EN ISO 10140**. От стойностите по целия честотен диапазон за строителна акустика за простота се извежда единична стойност, която е заложена като изискване в нормативната уредба. Това става чрез оценка на звукоизолацията на елементите чрез нормативна крива съгласно **ISO 717** (част 1 – въздушен шум)[3].

**Методика.**

Лабораторните измервания се извършват в специално изградени двойки помещения:

- **Излъчващо помещение** – в която се генерира шум с определен спектър (обикновено розов шум).
- **Приемно помещение** – където се измерва преминалата звукова енергия през изпитвания елемент (стена, прозорец, врата, панел).




**Фигура 1.** Преминаване на звука през преградна стена при лабораторно измерване (без обходни пътища) и в реални условия

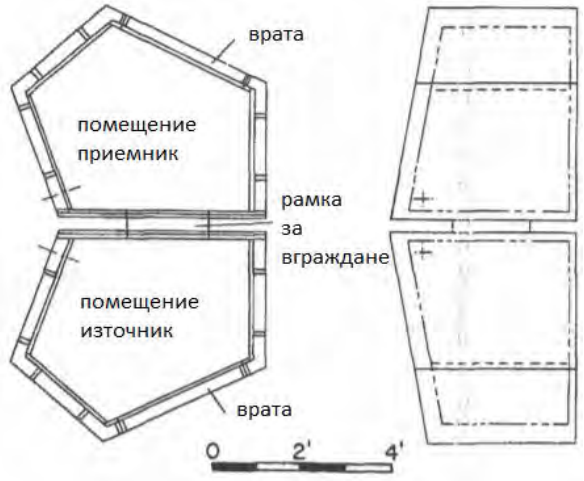
В лабораторни условия се изисква еластично прекъсване на предаването на звука по обходните пътища, за да се получи реалната стойност за съответния преграден елемент. Докато в реални условия това вляние трябва да се отчете.

### 4. Умалени камери и тяхното приложение

### 4.1. Примери за такива камери по света

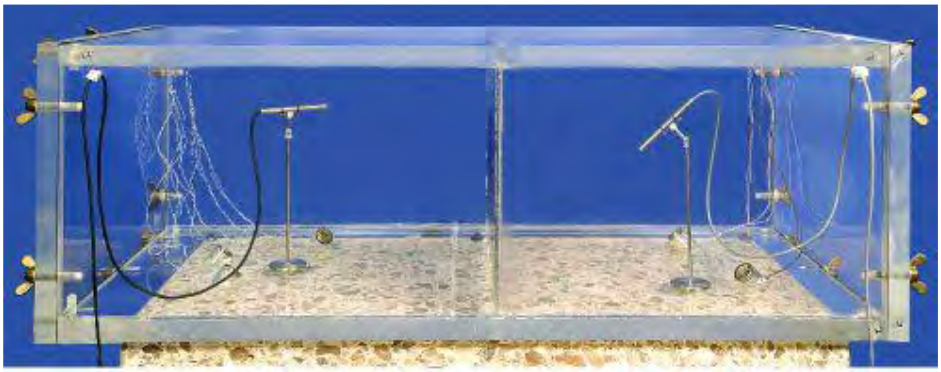
Принципът е в повечето случаи е мащабно намаляване на обекта за акустично измерване в сравнение с измервания в реални условия. Извеждат се основни правила за мащабиране и се анализират акустичните показатели количествено. Дават се изисквания за измервателните уреди и методи. Използва се Теорията за подобието, като се позовава най-важната постоянна в акустиката - числото на Хелмхолц. То се определя като отношение на дължината L и дължина на вълната λ. Определя се мащабиращ фактор n като съотношение на характерна дължина Lo в оригинала, напр. диаметър на помещението и съответната дължина Lm в модела. Дължината в модела е n пъти по-малка, отколкото в оригинала. За модела и оригинала числото на Хелмхолц е еднакво, така че моделната дължина на вълната е дължината на вълната в оригинала разделена на n [4]. Сравняват се с лабораторни измервания и така се потвърждава, че мащабните модели са подходящи за изучаване на основни проблеми в строителната акустика.

На фиг. 2 е представена умалена камера от Института Кабаяши в Япония с формата на пентагонален паралелепипед за измерване на звукоизолацията над 100 Hz [5]. В този пример е установено, че честотата на вълново съвпадение е при 400 Hz , което е по-ниско от това, получено в стандартна лаборатория – 500 Hz.




**Фигура 2.** Схема на двойна умалена реверберационна камера в Япония, [5].

През последните години Държавният Физично-Технически Институт в Брауншвайг (PTB) е изпълнил много изпитвания по акустика с умалени модели [6]. Умалена Камера в PTB е модел на стандартна лаборатория за измерване на звукоизолацията от въздушен шум, изработена от плексиглас в мащаб 1:10, фиг.3.



**Фигура 3.** Умалена Камера в Института (PTB) в Брауншвайг, Модел 1:10 с размери 1 m x 0.45 m x 0.35 m. Стените са направени 25 mm акрилно стъкло. [6]

### 4.2. Умалена акустична камера в УАСГ - особености

Експерименталната оценка на звукопреминаването през строителните елементи чрез умалена акустична камера в катедра „Физика“ има една съществена особеност, която не се среща на друго място в света. Приемното помещение е с реални размери и с това се явява междинен метод между измерване в реални размери и останалите умалени камери. При измерването се използват шумомери, които записват нивото на звуковите налягания преди и след образеца по терц - октавни ленти. Подробно описание на акустичната камера е представено в [7,8]. Преградните стени на камерата имат достатъчна степен на звукоизолация **Rw ~ 60 dB**. Общата дебелина на стените възлиза на 335 мм. Вътрешният размер на камерата е 0.778 x 0.778 x 1.00 м, а размерът на отвора за образеца е 0.615 x 0.65 м. Изследва се честотния диапазон от 500 Hz до 8000 Hz, поради факта, че вътрешният размер на камерата не позволява разпространението на по-ниските честоти, тъй като дължината на звуковата им вълна **λ** става по-голяма от размерите на камерата.



**Фигура 4.** Външен вид на използваната акустична камера

## 3. Измервания с умалената акустична камера в УАСГ на звукоизолацията на елементи

### 3.1. Сравнителна оценка на звукоизолацията на сандвич панели с пълнеж от минерална вата или иновативен екологичен материал на базата на рециклиран отпадъчен текстил ТИПРОТ,

Изследваните образци отляво надясно на фигура 4 са:
Сандвич панел от Гипсокартон 12.5mm с пълнеж от ТИПРОТ1
Сандвич панел от Гипсокартон 12.5mm с пълнеж от Минерална вата 4 cm.
Сандвич панел от Гипсокартон 12.5mm с пълнеж от ТИПРОТ2
Размер на образеца: 56.5cm x 53.5 cm
Температура на въздуха в приемащото помещение: 24°C.



**Фигура 5.** Снимка на изследваните образци

Резултатите от оценката на звукоизолацията на различните образци са обобщени в табл.1. За средните терц октавни честоти в областта от 500 до 8000 Hz е представена разликата в нивата на звуковите налягания за всеки образец.

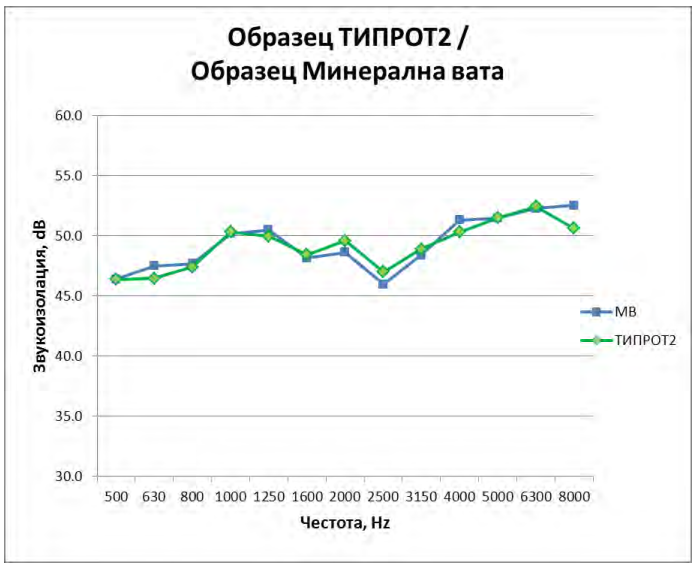
**Таблица 1.** Експериментално измерена звукоизолация на образците в dB по честоти

| **Честота, Hz** | **Образец с Мин. вата** | **Образец с ТИПРОТ1** | **Образец с ТИПРОТ2** |
|---|---|---|---|
| 500 | 46.4 | 43.4 | 46.4 |
| 630 | 47.5 | 43.6 | 46.5 |
| 800 | 47.7 | 45.4 | 47.4 |
| 1000 | 50.2 | 49.1 | 50.3 |
| 1250 | 50.5 | 49.2 | 50.0 |
| 1600 | 48.2 | 48.1 | 48.4 |
| 2000 | 48.6 | 48.7 | 49.6 |
| 2500 | 46.0 | 46.4 | 47.0 |
| 3150 | 48.4 | 47.3 | 48.9 |
| 4000 | 51.3 | 49.2 | 50.3 |
| 5000 | 51.5 | 49.6 | 51.5 |
| 6300 | 52.3 | 47.8 | 52.4 |
| 8000 | 52.5 | 44.0 | 50.6 |

На фиг. 6 е изобразена сравнителна оценка на звукоизолацията на Образец с материал ТИПРОТ1 и Образец с Минерална вата за честотната област 500-8000 Hz.
На следващата фиг.7 графично е представена сравнителната оценка на звукоизолацията на Образец с материал ТИПРОТ2 и Образец с Минерална вата за областта от 500 до 8000 Hz.




**Фигура 6.** Графики на звукоизолацията на Образец ТИПРОТ1 и Образец Минерална вата [9]




**Фигура 7.** Графики на звукоизолацията на Образец ТИПРОТ2 и Образец Минерална вата [9]

Материалът ТИПРОТ1 показва по-слаба звукоизолация от тази на минералната вата, освен в областта от честоти 1600 – 2500 Hz. Образецът с материал ТИПРОТ2 демонстрира звукоизолационни свойства сходни с образеца, включващ минерална вата, като в областта 1600 – 3150 Hz дори го превъзхожда.

### 3.2. Резултати от измерванията на звукоизолацията за OSB плоскости с и без нанесено нанопокритие с размер 600x600 mm

Експерименталните резултати са представени от кривите на фиг. 8 , на която са представена звукоизолацията по честоти за образеца OSB без и с нанесено нано-керамично покритие. Плътната линия на графиката показва резултатите с нанопокритие, която показва общото подобрение, както и изтеглянето към по-високите честоти на спада в областта на честотата на вълново съвпадение.



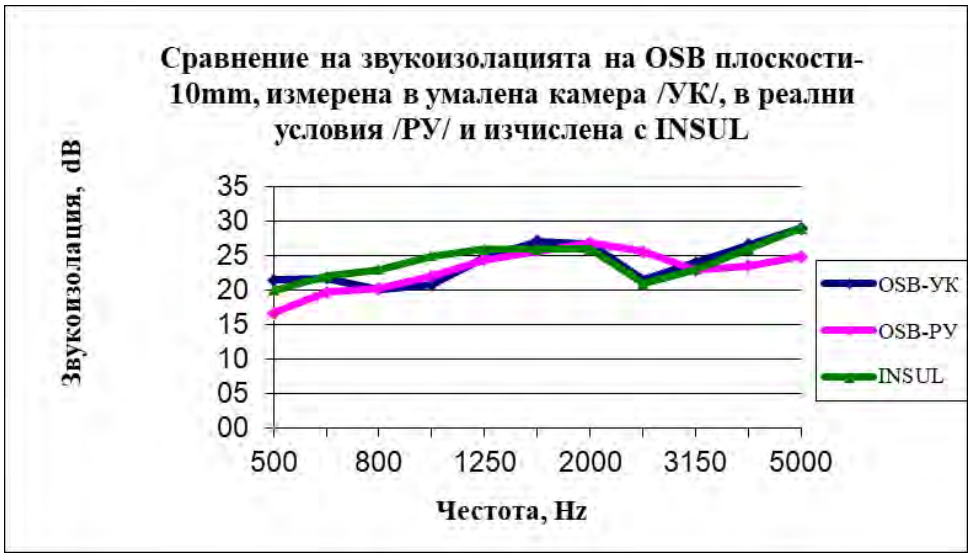

**Фигура 8.** Звукоизолация по честоти през OSB плоскост с и без нанопокритие [10]

За някои честоти подобрението на звукоизолацията наближава 5 dB. Наблюдават се два спада в стойностите на звукоизолацията в областта на 800 Hz и на 2500 Hz. Спадът при 2500 Hz се обяснява с честотата на вълново съвпадение. За OSB образеца с нанесено нанопокритие тя се измества към 3150 Hz.

### 3.3. Проверка на резултатите с измерване в реални условия

За да се потвърди, че резултатите са достоверни, допълнително за по-големи образци на същите плоскости с размери 90/200 cm е извършено измерване на индекса на звукоизолация в реални условия съгласно европейски стандарт БДС EN ISO 16283.

Освен това по изчислителен път с програма за изчисляване на звукоизолацията INSUL е направено сравнение. Тази програма се използва за приблизителна оценка на звукоизолацията на многослойни строителни елементи при зададени характеристики на отделния слой [11]. Програмата изчислява индекса на звукоизолация, като използва данните на строителните материали за повърхнинна маса и модул на еластичност.Тук сложността се явява от необходимостта от данни за изчисленията, както невъзможност за отчитане на различните влияния на закрепването, уплътнението на изолационния слой. При измервания би могло да се отчита различен начин на монтаж и начин на поставяне на еластичния слой. Резултатите от сравнението са показани на фиг. 9.




**Фигура 9.** Графика на звукоизолацията по честоти, измерени в умалена камера, в реални условия и изчислени с INSUL [12].

Сравнението показва добро съвпадение на кривите, с което се демонстрира приложимостта на умалената камера за такива изследователски измервания.

**Изводи**

Умалената акустична камера, изградена в катедра „Физика“ на Университета по архитектура, строителство и геодезия е успешно приложена за сравнителни изследвания на звукопреминаването през образци от строителни елементи. Тя се явява важно помощно средство за установяване на падове, вследствие на вълнови съвпадения и установяване на слабости в звукоизолацията при иновативни, екологични материали във фазата на разработване. Там, където по изчислителен път не би могло да се извърши оценка, това измерване спомага за установяване на звукоизолацията в междинна фаза преди сертифициране на продукта в лабораторни условия по стандарт.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] БДС EN ISO 10140-1:2021 Акустика. Лабораторно измерване на звукоизолацията на строителни елементи. Част 1: Правила за прилагане за определени продукти (ISO 10140-1:2021)
[2] EN ISO 10140-2:2010 Акустика. Лабораторно измерване на звукоизолацията на строителни елементи. Част 2: Измерване на изолацията от въздушен шум (ISO 10140-2:2010).
[3] БДС EN ISO 717-1:2013 Акустика. Оценка на звукоизолацията в сгради и на строителни елементи. Част 1: Изолация от въздушен шум (ISO 717- 1:2013)
[4] Kling, Christoph: Miniaturising a Wall Test Facility. Building Acoustics 14 (4), 2007, pp. 243-266 (на английски език).
[5] Chung Y.TsuiCarl R.Voorhees∗Jackson C.S.Yang, The design of smallreverberation chambers for transmission loss measurement, Applied Acoustics, Volume 9, Issue 3, July 1976, Pages 165-175 (на немски език).

[6] Volker Wittstock, M. Schmelzer, C. Kling, On the use of scaled models in building acoustics Article in The Journal of the Acoustical Society of America123(5):3502, June 2008 (на немски език).

[7] Джамбова С., Плешкова-Бекярска С., Недков Ц., Лабораторна шумозаглушена камера за оценка на звукоизолацията на преградни елементи", Юбилейна международна научно-техническа конференция "65 години Хидро-технически факултет и 15 години немско-езиково обучение", 6-7 ноември 2014

[8] Джамбова С., Недков Ц., Христев И., Изследване на възможностите на лабораторна звукоизолирана камера за оценка на шумоизолацията на строителни елементи. // Годишник на УАСГ, том 49, св. 4, с. 141 – 148, София, 2016.

[9] Джамбова С., Иванова, Н., Изследване на звукоизолационната способност на съчетани строителни елементи., // Годишник на УАСГ, 2018, 51 (5): 181-187.

[10] Джамбова С., Иванова, Н., Влияние на нанокерамичните покрития върху звукопреминаването през тънки преградни елементи. // Годишник на УАСГ, 2018, 51 (2):171-178.

[11] http://www.insul.co.nz/

[12] Джамбова С., Иванова Н.,Анализ на влиянието на различията в условията на измерване върху звукоизолацията на тънки строителни елементи за реални условия и чрез умалена камера Годишник на УАСГ, том 53, бр. 1, София, 2020 (239-246

# V.ОРГАНИЗАЦИЯ НА СТРОИТЕЛСТВОТО. СТРОИТЕЛЕН МЕНИДЖМЪНТ И ПРЕДПРИЕМАЧЕСТВО. БЕЗОПАСНОСТ И СИГУРНОСТ В СТРОИТЕЛСТВОТО. ПОЖАРНА БЕЗОПАСНОСТ. УСТОЙЧИВО СТРОИТЕЛСТВО И ЕКОЛОГИЧНА СИГУРНОСТ. ДИГИТАЛИЗАЦИЯ В СТРОИТЕЛСТВОТО, АРХИТЕКТУРАТА И ОБУЧЕНИЕТО. ИЗКУСТВЕН ИНТЕЛЕКТ В ИНВЕСТИЦИОННОТО ПРОЕКТИРАНЕ.

# V.ORGANIZATION OF CONSTRUCTION. CONSTRUCTION MANAGEMENT AND ENTREPRENEURSHIP. SAFETY AND SECURITY IN CONSTRUCTION. FIRE SAFETY. SUSTAINABLE CONSTRUCTION AND ENVIRONMENTAL SECURITY. DIGITIZATION IN CONSTRUCTION, ARCHITECTURE AND EDUCATION. AI IN THE INVESTMENT DESIGN.

# RECYCLED MATERIALS IN CONSTRUCTION: SUPPORTING THE TRANSITION TO A CIRCULAR ECONOMY

**Ivona Krulanović[1], Željka Beljkaš[2]**

***Abstract**: The paper analyzes the potential for applying circular economy principles in Montenegro's construction sector, focusing on recycling construction materials and their reuse in infrastructure projects. The research includes a technical analysis of the most commonly used materials (concrete, asphalt, metal, wood, and plastic), the possibilities for their processing after removal, and the integration of recycled resources into new construction cycles. The paper presents two case studies from Montenegro that illustrate the current state, technical challenges, and potential directions for improvement in construction waste management. The focus is on identifying technical and market barriers, the absence of recycling facilities, and the key steps needed to improve material reuse in line with circular economy principles. The conclusions highlight the significant yet underutilized potential of recycling as a strategic tool for the sustainable transformation of Montenegro's construction sector.*

***Key words**: recycling, construction materials, circular economy*

## 1. Introduction

The circular economy represents a modern concept of sustainable development that is increasingly gaining recognition as a response to the limitations of natural resources and the growing ecological crisis [1]. Unlike the traditional linear model of "take–make–dispose," the circular economy aims to close material loops, extend product lifespans, maximize resource efficiency, and minimize waste generation. At the core of this model lies the idea that materials and products should retain their value in the economy for as long as possible through reuse, recycling, repair, and energy-efficient utilization [2].

The construction sector is one of the key areas where the circular economy holds significant, yet still underutilized, potential [3]. This industry is among the largest consumers of natural resources and energy and a major generator of waste. It is estimated that construction is responsible for approximately 40% of global raw material consumption and about 36% of total waste generation [4]. The dominant waste stream arises from demolition and deconstruction activities, resulting in large volumes of construction and demolition waste (CDW). This type of waste is characterized by material heterogeneity, high volume, and unfavorable storage conditions, which further complicate its processing and management.

One of the essential aspects of applying circular economy principles in construction is designing buildings and infrastructure for longevity and adaptability [5]. Traditional construction often follows a linear life cycle, where structures are built, used, and eventually

[1]*MSc Civ-Ing, Design and Planning Agency, Dr Josipa Sladea, Niksic, Montenegro, ivona.krulanovic.15@gmail.com*
[2]*PhD.Assistant Prof., Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Cetinjski put bb, Podgorica, Montenegro, zeljkab@ucg.ac.me*

demolished. However, by designing structures with durability, modularity, and adaptability in mind, civil engineers can extend the service life of built assets and reduce the need for constant replacement. Design approaches increasingly include modularity and spatial flexibility, enabling buildings to adapt to changing needs over time without requiring demolition. The circular economy also encourages the reuse and repurposing of existing structures. Instead of demolishing old buildings, engineers can explore options for renovation, adaptive reuse, and extension. This approach not only preserves energy and materials but also retains the cultural and historical value of existing structures.

To implement the circular economy in practice, a range of strategies is employed, including efficient on-site waste management, promotion of sustainable construction standards through international certifications such as BREEAM and LEED, supportive legislative and regulatory frameworks that encourage the use of secondary raw materials [3], and the development of markets for recycled construction products. Digital technologies such as Building Information Modeling (BIM) [4] play a particularly important role in this process, enabling material tracking throughout the entire building life cycle, thus facilitating future recycling and renovation planning.

The application of circular economy principles in the construction sector faces numerous challenges. One of the main issues is the high cost of recycled materials compared to conventional raw materials, largely due to insufficient demand and lack of economies of scale. There is also a lack of clear technical and safety standards for many secondary materials, as well as regulatory barriers that hinder their use. The education system and professional training still inadequately incorporate knowledge and skills related to circular design and sustainable building management, further limiting the broader adoption of these principles in practice.

## 2. Material recycling

The 3R waste management system consists of three fundamental aspects: reduction, reuse, and recycling [5]. Reduction refers to minimizing material production to the necessary minimum. Reuse, on the other hand, can be defined as the repeated use of materials and products to extend their service life. Recycling involves assigning used materials for reuse or subsequent processing. The order in which these processes occur is important; it begins with reducing the demand for new products, which is responsible for the highest environmental costs during raw material extraction and manufacturing processes.

The need for recycling has been driven by increased demand and the declining quality of natural aggregates, whose sources often lack sufficient capacity or material quality. Materials obtained from increasingly impoverished sources are formed by river erosion of geological layers through which water flows. The capacities of these layers are largely exhausted or fall under river protection and regulation programs and natural resource conservation plans. As a result, the growing demand will have to turn to new or alternative sources.

The broader application of secondary raw materials must be preceded by more intensive and comprehensive research on the changes in mechanical properties of synthetic materials derived from secondary resources [6]. Recycling must also allow for re-recycling, meaning that every artificial material produced through recycling must also be decomposable into its base components. However, synthetic materials are not always suitable for this process.

One of the main challenges in recycling construction materials is achieving the required mechanical properties. Recycled materials often do not fully meet the demands in terms of strength, durability, and resistance, which makes them less suitable for certain structural applications.

### 2.1. Metals

The production process of metal elements, especially structural steel and aluminum, is characterized by high energy demand [7]. Metals possess an exceptional ability for multiple recycling cycles without significant loss of mechanical properties, making them ideal for circular economy inclusion.

Metal waste from the demolition or dismantling of structures, especially standardized steel profiles like I-beams and HEA/HEB beams, is rarely sent to landfills and is almost entirely diverted to secondary use. These components can be reused directly in new construction as long as they meet technical standards for material quality, steel grade (e.g., S235, S355 according to EN 10025), and maintain load-bearing capacity. Alternatively, metal waste is used as raw material in the metallurgical industry, significantly lowering the need for primary production and reducing related $CO_2$ emissions.

In modern construction, metal recycling represents one of the most technically advanced and economically viable strategies for reducing the environmental impact of the construction industry, while conserving resources and improving energy efficiency.

### 2.2. Wood

Wood is a construction material with a favorable ratio of mechanical strength to weight, making it suitable for both load-bearing and non-load-bearing structures. Common applications include structural beams, columns, prefabricated elements, roof trusses, façade cladding, roofing materials, joinery (windows, doors), and interior furniture. Mechanical properties such as bending strength, compression, and tension vary depending on the wood species, moisture content, and treatments used, but generally allow its use in load-bearing elements. Wood can be machined with precision tools, and its thermal and acoustic insulation qualities help improve building energy efficiency.

From the perspective of circular economy and sustainable development, the key factor is the possibility of reusing wooden elements in their original form, provided they meet technical criteria related to load-bearing capacity, moisture resistance, decay, and other degradation factors. Structural beams and columns, as well as façade cladding and joinery elements, can be effectively refurbished after dismantling and integrated into new construction projects, thereby extending the raw material life cycle and reducing the need for new forest exploitation.

Wood unsuitable for direct reuse, i.e., significantly damaged wood waste, can be recycled as raw material for wood composite products such as MDF (Medium-Density Fibreboard) and OSB (Oriented Strand Board), widely used in construction. These materials enable efficient utilization of wood waste, reducing landfill volumes and demand for virgin resources. Additionally, wood waste can be used in paper production and biomass fuels, further valorizing the resource. Naturally aged (patinated) wood gains aesthetic value due to its unique texture, color, and surface structure, difficult or impossible to artificially replicate. These properties increase the market value of recycled wood and promote its application in architectural design.

Technically, wood recycling and reuse require detailed quality control, including assessment of mechanical properties, biological factors (fungi, insects), and prior chemical treatments (e.g., impregnation or painting). Processing and adaptation of recycled wood must comply with applicable standards and norms such as EN 14081 for structural timber elements, and standards related to wood protection and construction use.

### 2.3. Masonry Elements

Masonry elements bonded with mortar, such as bricks and stone blocks, have limited recycling potential, primarily in façade cladding applications. To a lesser extent, recycling potential exists for ceramic, concrete, and silicate blocks. The main challenge in recycling these materials lies in their bonding method—mortar or adhesive, which hinders the separation of

intact elements. Additionally, material brittleness and mortar layers reduce the possibility of reuse. Consequently, the recycling potential of masonry elements from demolished structures is relatively low, and most of these materials end up as construction waste.

High labor costs for sorting and recovering small-sized elements can make the process economically unfeasible, especially for materials with low aesthetic and technical value. However, demolition bricks remain one of the most desirable materials in this category due to their potential for reuse in new construction projects or historic building renovations where aesthetic value is significant.

### 2.4. Glass

Glass in construction is most commonly used for windows, doors, insulating double and triple-glazing units, façade panels, and glass fence elements. The reuse of these elements in unchanged form is limited for several reasons. Primarily, disassembly and transportation without damage are technically challenging due to glass fragility. Additionally, the thermal insulation properties of existing glazing units often fail to meet modern standards for new buildings, reducing their functional value.

Glass can be recycled through melting, but this process is energy-intensive. Alternatively, glass waste can be mechanically crushed and used as an aggregate substitute in concrete and asphalt production, improving some material properties and reducing natural resource consumption. Granulated glass can also be incorporated into mortar, decorative elements such as terrazzo, and interior furniture (e.g., tabletops, shelves). Another application of glass waste is its transformation into insulation material—glass wool—used for thermal and acoustic insulation in buildings.

### 2.5. Concrete

The life cycle of concrete elements typically ends as construction waste. Concrete is a material where restoring individual components is practically impossible due to strong binding. As a result, concrete mostly ends up in landfills, posing a major environmental issue. The supply of natural aggregates like sand and gravel is increasingly problematic due to depletion and negative impacts on natural habitats.

Therefore, alternatives such as the use of recycled materials or industrial by-products as substitutes for natural aggregates must be developed. Research conducted by the University of Cambridge in collaboration with Goa Engineering College, India, showed that it is possible to partially replace sand in concrete with recycled plastic waste while maintaining satisfactory concrete strength [8]. Specifically, replacing 10% of sand with recycled plastic yielded results nearly identical to conventional concrete. This practice not only reduces natural resource consumption but also decreases plastic waste landfilling. It is estimated that such substitution could save approximately 820 million tons of sand annually.

Concrete waste recycling mainly involves crushing concrete blocks into aggregates used as secondary construction materials. Recycled concrete can replace natural aggregates in new concrete mixes [9], preparation of drainage layers, road subbases, and embankments. The quality of recycled aggregate depends on the type and quality of original concrete as well as separation and cleaning processes.

### 2.6. Plastic

Plastic is widely used in construction for pipe production, especially in hydraulic engineering (PVC and HDPE pipes for water supply and sewage systems). Additionally, plastic is used for window frames, thermal insulation, and foam materials. Due to durability, corrosion resistance, and chemical stability, plastic products are highly suitable for installation systems and infrastructure projects.

Plastic recycling in construction involves processing waste into new products such as insulation boards, synthetic coatings, interior claddings, floor tiles, and installation elements. Recycling efficiency depends on plastic type, waste quality, and processing technology. Besides mechanical recycling, chemical recycling techniques are being developed to break down plastic polymers into raw materials, further enhancing circular economy potential in the construction sector.

### 2.7 Asphalt

Asphalt can be recycled using several methods, including hot mix and cold mix recycling [10]. Hot mix recycling (HMA) involves combining reclaimed asphalt pavement (RAP) with new asphalt and aggregates at high temperatures to create recycled mixtures. RAP is typically obtained by removing existing pavement full-depth, and recycling can be done on-site or at asphalt plants.

Cold mix recycling involves mixing RAP with foamed or emulsified asphalt at ambient temperature. This simpler method is suitable for minor road repairs and maintenance. On-site recycling includes cold in-place recycling (CIR) and hot in-place recycling (HIR), where existing asphalt layers are milled, mixed with new binders and additives, and compacted to form new surface layers.

Full depth reclamation (FDR) involves crushing all asphalt layers and mixing with new materials to create a new pavement layer, commonly used in road reconstruction. Foamed asphalt recycling injects foamed asphalt into recycled materials to improve workability and performance, typically used in cold recycling processes.

Recycled asphalt is used for constructing new roads, parking lots, and driveways, usually as base or surface layers. It is also used in maintenance and reconstruction projects like pothole patching or pavement renewal. Crushed and screened recycled asphalt serves as aggregate in various construction applications, including road bases, backfill, and drainage systems. Studies also compare the implementation of concrete recycling in the Australian and Japanese construction industries [11]. Full depth reclamation is one such recycling method [12]. Overall, recycled asphalt offers a wide range of applications, delivering economic, environmental, and high-performance recycling benefits.

## 3. Case Studies

### 3.1. 13th July Boulevard, Niksic, Montenegro

The project of reconstruction "13th July Boulevard" in Niksic (Fig.1) involves the use of various construction materials, whose end-of-life management opens opportunities for applying circular economy principles.



**Figure 1**. Reconstruction of the boulevard

Used materials include PVC and HDPE pipes, steel reinforcement, concrete, asphalt, wood, aggregates, and earthworks (Tabl. 1), while the existing water supply network made of cast iron and asbestos-cement pipes is being removed.

PVC and HDPE pipes, as thermoplastic materials, are suitable for mechanical recycling — the process of granulation and remelting allows their reuse in the production of new pipes or as additives in composite construction materials, including concrete mixtures. However, currently, there is no recycling facility for plastic pipes in Montenegro, resulting in their disposal in landfills.

Cast iron pipes, if not corroded, can be recycled in steel mills through remelting. This metal waste has market value and could be subject to secondary processing. In contrast, asbestos-cement pipes represent hazardous waste. Although they have potential for use as drainage or leveling material after crushing, their application must be strictly regulated due to the carcinogenic properties of asbestos.

Steel reinforcement embedded in concrete elements cannot be easily separated as a whole before mechanical processing. During the demolition and crushing of reinforced concrete, steel is separated using magnetic or mechanical methods, after which it can be recycled by remelting in metallurgical facilities. However, due to the lack of crushing and separation equipment in Montenegro, reinforced concrete is mostly not recycled but disposed of as mixed construction waste in landfills.

Removed asphalt pavement is technically recyclable through the Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) process, where old asphalt is used in new mixtures. In practice, due to the lack of suitable asphalt plants in the country, this recycling is not feasible, leading to unnecessary pollution and resource loss.

Wood used for formwork can be reused multiple times if properly dismantled and stored. Reuse reduces costs and waste volumes but requires inspection and potential repair of damaged elements. Typically, formwork wood is reused several times before final disposal.

Aggregates used as drainage material are mostly natural, sourced from riverbeds or quarries. However, technical alternatives exist, including recycled asphalt, crushed concrete, or synthetic materials (geosynthetics). Challenges include high costs, limited market availability of these alternatives in Montenegro, and regulatory barriers.

In conclusion, despite the technical recyclability of a substantial portion of materials utilized in this infrastructure project, the inadequate availability of processing facilities, insufficient legal frameworks, and underdeveloped market mechanisms in Montenegro result in the majority of waste being directed to landfills. The introduction of circular principles, such as mobile concrete crushers, RAP systems, selective waste collection, and incentives for the use of recycled materials, represents key steps towards a more sustainable construction sector.

**Table 1**. Materials used during the reconstruction of the boulevard

| Material | Application | Recycling / Reuse Possibility | Current Practice in Montenegro |
|---|---|---|---|
| PVC pipes | Stormwater and sewage systems | Mechanical recycling (melting/granulation); alternative – addition to concrete | No recycling facilities |
| HDPE pipes | Water supply network | Mechanical recycling, long service life | No recycling facilities |
| Cast iron | Old water supply network | Melting and production of new metal products | Waste disposal |
| Asbestos-cement | Old water supply network | Technically: crushed for drainage material; environmental challenge due to carcinogenicity | Not recycled; disposal under special regulations |

| Material | Application | Recycling / Reuse Possibility | Current Practice in Montenegro |
|---|---|---|---|
| Reinforcement steel | Reinforced concrete elements | Crushing, possible export as secondary raw material | Possible export as a secondary raw material |
| Concrete | Reinforced concrete manholes, bottom and top slabs | Technically: crushing and use as granular aggregate | Limited use due to lack of crushing equipment |
| Asphalt | Road pavement | Recycling in asphalt base (RAP system) | No asphalt base with recycling function |
| Formwork (wood) | Reinforced concrete elements | Multiple reuse; later as fuel | Frequent reuse |
| Aggregate | Backfilling | Potential replacement by recycled asphalt, concrete, or geosynthetics | Predominantly natural aggregate |

### 3.2 Reconstruction of the Interior Premises of the House of Revolution in Niksic

As part of the project Reconstruction of the Interior Premises of the House of Revolution in Niksic (Fig. 2), a range of construction materials is being used, the end-of-life management of which opens up opportunities for applying circular economy principles.



**Figure 2**. Reconstruction of the Interior Premises of the House of Revolution in Niksic

Employed materials include reinforced concrete, steel reinforcement, concrete and hollow clay blocks, double-layer gypsum boards with mineral wool, standard gypsum boards, dual-layer acoustic gypsum boards, geotextile, extruded polystyrene (XPS), expanded polystyrene (EPS), mineral wool, galvanized gutters, aluminum profiles with glass (used for joinery and glazing), and installation pipes made of HDPE and PVC (Tabl. 2).

Reinforced concrete, as in other infrastructure projects, cannot be fully recycled without prior mechanical processing. During demolition and crushing, the embedded steel reinforcement is separated by magnetic or mechanical means and can subsequently be recycled in metallurgical facilities. However, due to the absence of crushing and separation facilities in Montenegro, reinforced concrete is most often disposed of as mixed construction waste.

Concrete and hollow clay blocks, if not significantly damaged, can be reused in non-structural applications or as fill material. Alternatively, they can be crushed and used as a substitute for natural aggregates, though such practices are not yet present in Montenegro due to a lack of technical support and market infrastructure for recycled construction aggregates.

Gypsum boards, including both standard and composite types (e.g., with mineral wool or acoustic properties), are technically recyclable through the separation of the gypsum core from the paper layer. Nonetheless, Montenegro lacks facilities for processing such composite construction waste, resulting in these materials being landfilled along with mixed waste streams.

Geotextiles, as synthetic materials, can technically be recycled if uncontaminated. However, practical recycling requires pre-cleaning, sorting, and appropriate infrastructure, which is currently unavailable in the country.

Extruded (XPS) and expanded (EPS) polystyrene, commonly used as thermal insulation materials, are suitable for mechanical recycling and reshaping. Still, due to the absence of processing facilities for plastic construction waste, these materials are most often landfilled without prior treatment.

Mineral wool is difficult to recycle due to its fibrous structure and potential contamination during use. Although technically reusable if undamaged, in practice, it is rarely separated and is typically treated as non-recyclable waste.

Galvanized gutters, as metallic elements, have high recycling potential. Zinc-coated steel can be fully recycled, and due to its market value, such material is often collected and sold as a secondary raw material. However, a centralized system for managing this waste stream is lacking.

Aluminum profiles with glass, used in façade systems, doors, and windows, can be disassembled and recycled — aluminum is fully recyclable and reusable, while glass, if properly separated, can be recycled in the glass industry. Nevertheless, there are no facilities in Montenegro for processing such composite construction elements, so these components are often landfilled as whole units.

Installation pipes made of HDPE and PVC, like in other infrastructure projects, are thermoplastic materials suitable for granulation and remolding. However, the absence of local recycling capacities means these materials are typically removed from construction sites without any processing and end up in landfills.

In conclusion, although most materials used in this interior reconstruction project are technically recyclable, they are rarely sorted or processed due to the lack of functional infrastructure, market incentives, and regulatory support. Introducing circular economy principles such as selective collection of construction waste, development of mobile processing units, and promotion of recycled materials in the construction industry represents a key step toward more sustainable resource management in the building sector in Montenegro.

**Table 2**. Materials used during the reconstruction of the Interior Premises of the House of Revolution in Niksic

| Material | Purpose / Application | Recyclability / Reuse Potential | Current Practice in Montenegro |
|---|---|---|---|
| Reinforced concrete | Structural elements (walls, floors, beams) | Crushing, steel separation, reuse as recycled aggregate | No crushing/separation facilities; disposed of as mixed waste |
| Steel reinforcement (rebar) | Structural reinforcement in concrete | Magnetic/mechanical separation; fully recyclable via melting | Potential for export; rarely sorted on-site |
| Concrete blocks | Wall construction | Reuse or crushing for use as secondary aggregate | Not systematically recycled; landfilled |
| Hollow clay blocks (giter blocks) | Partition walls | Potential reuse or crushing for inert fill | Not recycled; disposed of |
| Gypsum boards (with/without mineral wool) | Drywall systems and cladding | Separation of gypsum core and paper; recyclable in specialized facilities | No local processing capacity; landfilled |
| Double-layer acoustic gypsum boards (rigips tale) | Acoustic insulation for walls | Composite material; recyclable with selective separation of layers | Disposed of as mixed construction waste |

| Material | Purpose / Application | Recyclability / Reuse Potential | Current Practice in Montenegro |
|---|---|---|---|
| Geotextile | Layer separation in floor and soil systems | Technically recyclable if uncontaminated | No selective collection; no processing infrastructure |
| Extruded polystyrene (XPS) | Thermal insulation (floors, walls) | Mechanical processing and reshaping | Landfilled without recycling |
| Expanded polystyrene (EPS) | Thermal insulation | Mechanical recycling; can be added to lightweight concrete mixes | No recycling facility; disposed of |
| Mineral wool | Thermal and acoustic insulation | Limited reuse if uncontaminated; difficult to recycle due to fiber structure | Not recycled; typically landfilled |
| Galvanized gutters | Rainwater drainage | Fully recyclable (zinc-coated steel); potential secondary raw material | Sometimes collected for scrap; no central management system |
| Aluminum profiles with glass | Windows, doors, façade systems | Aluminum and glass can be separated and fully recycled | No processing of composite units; usually landfilled |
| PVC pipes | Electrical and plumbing installations | Mechanical recycling (granulation) | No recycling center; typically landfilled |
| HDPE pipes | Water supply, HVAC installations | Long service life; suitable for mechanical recycling | No recycling center; disposed of without processing |

**Conclusion**

The circular economy represents a contemporary resource management concept focused on extending the lifecycle of materials, minimizing waste, and reintegrating raw materials into production flows. In the construction sector, this model involves the planning, construction, use, and demolition of buildings with an emphasis on maximizing the reuse and recycling of materials. In the context of Montenegro, the transition from a linear to a circular model in construction remains a largely untapped potential.

Research indicates that the majority of construction materials — such as concrete, asphalt, metals, plastics (PVC, HDPE), and wood — possess a technical potential for recycling or reuse in line with circular economy principles. However, current practice reveals a lack of operational infrastructure, market mechanisms, and standardized processes to enable the development of a secondary raw materials market. Materials removed during construction activities most often end up in landfills as mixed waste rather than being returned to the usage cycle.

Case studies of infrastructure projects in Montenegro demonstrate the technical feasibility of applying circular principles — through selective demolition, material treatment, processing, and incorporation into new infrastructure layers — but also reveal a lack of machinery, logistics, and clear operational procedures for on-site recycling.

The absence of recycling facilities, high costs associated with material separation and transport, unregulated secondary material markets, and insufficient education in sustainable construction practices represent key barriers to transitioning towards a circular economy. Additionally, project documentation and technical standards rarely encourage the use of recycled materials, further discouraging their application.

For a sustainable transformation of Montenegro's construction sector, it is essential to integrate circular economy principles throughout the entire lifecycle of buildings — from planning and material procurement to execution and demolition. This entails developing

technical capacities for waste processing, normative recognition of recycled materials, stimulating secondary raw material markets, and educating professionals.

Recycling construction waste should not be treated solely as an environmental imperative but as an integral part of a market strategy for sustainable resource management. In this context, Montenegro's construction sector has the potential to shift from a linear model to a circular economy, thereby reducing negative environmental impacts and creating new economic opportunities through the development of secondary material markets.

## REFERENCES

[1] Ghisellini P, Cialani C, Ulgiati S. A review on circular economy: The expected transition to a balanced interplay of environmental and economic systems. J Clean Prod. 2016;114:11–32. doi:10.1016/j.jclepro.2015.09.007.
[2] Pomponi F, Moncaster A. Circular economy for the built environment: A research framework. J Clean Prod. 2017;143:710–718. doi:10.1016/j.jclepro.2016.12.055.
[3] European Commission. A new Circular Economy Action Plan: For a cleaner and more competitive Europe [Internet]. Brussels: European Commission; 2020 [cited 2025 Jun 28]. Available from: https://eur-lex.europa.eu/legal-content/EN/TXT/?uri=CELEX:52020DC0098
[4] Ellen MacArthur Foundation. Growth within: A circular economy vision for a competitive Europe [Internet]. Cowes: Ellen MacArthur Foundation; 2015 [cited 2025 Jun 28]. Available from: https://ellenmacarthurfoundation.org/growth-within
[5] Łacek, P., & Starzyk, A. (2022). Recycling of building materials: An overview. Acta Scientiarum Polonorum. Architectura, 21(3), 67–76. https://doi.org/10.22630/ASPA.2022.21.3.23
[6] Arizanović, D., Petronijević, P., & Beljaković, D. (2022). Tehnologija građevinskih radova: Grubi građevinski radovi.
[7] Lyons A. Materials for Architects and Builders. 4th ed. Oxford: Butterworth-Heinemann; 2010. 440 p.
[8] Thorneycroft, J., Orr, J., Savoikar, P., & Ball, R. J. (2018). Performance of structural concrete with recycled plastic waste as a partial replacement for sand. Construction and Building Materials, 161, 63–69. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.11.127
[9] Bravo M, de Brito J, Evangelista L. Mechanical performance of concrete made with aggregates from construction and demolition waste recycling plants. J Clean Prod. 2015;99:59–74. doi:10.1016/j.jclepro.2015.03.012.
[10] Zaumanis M, Mallick RB, Frank R. 100% recycled hot mix asphalt: A review and analysis. Resour Conserv Recycl. 2014;92:230–245. doi:10.1016/j.resconrec.2014.09.002.
[11] Tam VWY. Comparing the implementation of concrete recycling in the Australian and Japanese construction industries. J Clean Prod. 2009;17(7):688–702. doi:10.1016/j.jclepro.2008.11.015.
[12] Costel, P., & Plescan, E. (2015). Asphalt pavement recycling. Bulletin of the Transilvania University of Brașov, 8(57), 256.

# INTEGRATED RISK MANAGEMENT MODELS FOR ENHANCING RESILIENCE AND SUSTAINABILITY OF WASTEWATER INFRASTRUCTURE IN URBAN ENVIRONMENTS

**Jovana Topalić[1], Maja Petrović[2] , Vladimir Mučenski[3], Dragana Stanojević[4]**

[1,2,3,4,] *University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Serbia*

***Abstract***:
*Urbanization, population growth and climate change are intensifying pressures on municipal wastewater treatment systems, while billions of people worldwide still lack access to safely managed sanitation and safe drinking water. This study develops an integrated risk governance model to support the planning and design of municipal wastewater treatment plants (WWTPs) within the framework of the United Nations 2030 Agenda for Sustainable Development. Building on a Delphi-based identification of thirty-seven discrete risks, classified into legal, financial, logistical, environmental, managerial and design-related categories, the research expands traditional risk assessment through two key innovations: (i) systematic mapping of risk categories to Sustainable Development Goals (SDGs 6, 11 and 13), and (ii) inclusion of institutional and policy contextualisation reflecting national and European Union regulatory frameworks. The analysis reveals that legal, managerial, financial and design-related risks exert the strongest influence on achieving targets for pollution reduction, integrated water resource management and urban infrastructure resilience. These findings highlight three strategic imperatives for policy makers and municipal authorities: aligning local planning with evolving EU and international standards, strengthening institutional capacity and inter-agency coordination, and embedding comprehensive risk assessment at the conceptual stage of WWTP projects.*

***Key words***: *wastewater infrastructure, integrated risk management, SDGs, urban resilience*

[1] PhD/Research Associate, Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, Trg Dositeja Obradovića 6, Novi Sad, E-mail: jovanatopalic90
[2] PhD/ Associate ProfessorDepartment of Environmental Engineering and Occupational Safety, Faculty of Technical Sciences, Trg Dositeja Obradovića 6, Novi Sad, E-mail: majadjogo@uns.ac.rs
[3] PhD/Full Professor, Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, Trg Dositeja Obradovića 6, Novi Sad, E-mail: mucenskiv@uns.ac.rs
[4] MsC/Assistant, Department of Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, Trg Dositeja Obradovića 6, Novi Sad, E-mail: jovanatopalic90

## 1. Introduction

Urbanization, population growth, and climate change are intensifying pressures on municipal wastewater treatment systems. Despite progress, ~3.5 billion people worldwide still lack access to safely managed sanitation services, and around 2.2 billion do not have reliably safe drinking water. Meanwhile, only about 11% of treated wastewater is reused globally, and a substantial fraction of wastewater remains untreated posing serious environmental and public health risks, especially in rapidly urbanizing, climate-vulnerable regions [1-2].

Against this backdrop, risk management frameworks are becoming indispensable in the early planning and design phases of wastewater treatment plants (WWTPs). In addition to classical identification and prioritization of risks (for which Delphi-based approaches remain useful), recent studies have expanded methodological toolkits to include Fault Tree Analysis, Bow-Tie diagrams, Bayesian Networks, and multi-criteria decision methods, allowing for more robust modeling across technical, operational, financial, regulatory, and climate-linked hazards [3-4].

Policy and regulatory landscapes are also evolving. For example, the EU's revised Urban Waste Water Treatment Directive (2024) [5] introduces stricter requirements for micro-pollutants, expanded urban coverage (agglomerations), and targets toward energy neutrality. Concurrently, standardization efforts like ISO 14091[6] and newly published Water Resilience Assessment Frameworks (2024) are helping utilities and planners systematically evaluate vulnerabilities and resilience in light of multiple stressors including climate change [5,7].

Furthermore, sustainable development goals (SDGs), especially SDG 6 (Clean Water and Sanitation), SDG 11 (Sustainable Cities and Communities), and SDG 13 (Climate Action), are being tied more closely with measurable indicators such as 6.3.1 / 6.3.2 (wastewater treatment and water quality). This alignment offers both normative and operational anchors for integrating risk governance with sustainability outcomes [8].

This paper introduces a comprehensive risk assessment model designed for the planning and design stages of municipal WWTPs. Building on prior research that used a Delphi-type framework to classify and evaluate 37 specific risks associated with WWTP planning and construction, the proposed approach emphasizes not only the categorization and prioritization of risks, but also risk mapping across domains (technical, operational, environmental, financial, regulatory) and explicit linkage to SDGs 6, 11, and 13 including their measurable indicators. Recommendations are provided for local governments, policy makers, and infrastructure practitioners to adopt holistic, cross-sector mitigation strategies that enhance resilience, align with international development agendas, promote circularity (reuse, energy, nutrients), and improve environmental and social outcomes over the long term.

## 2. Methodology

The initial development of this model was undertaken as part of a doctoral thesis [9] and serves as the foundation for the present study. The original model identified and classified 37 specific risks, divided into six main categories: legal, financial and economic, logistical, environmental, managerial, and design-related. The classification was derived through expert consensus using the Delphi method, enabling structured risk prioritization at early stages of the project.

In the present research, the model is conceptually expanded to support a more holistic, **integrated risk management framework** that accounts for risk interdependence, cross-sectoral planning requirements, and alignment with global sustainability priorities.

### 2.1 Risk Identification and Classification

The foundational stage of the model involved systematic identification and categorization of risks through literature review and expert evaluation. The Delphi method, known for its iterative and anonymous consensus-building process among subject-matter experts, was used to evaluate the significance of each risk and assign weighted scores [9]. The full set of risks is grouped into six categories:

- **Legal risks**, such as regulatory inconsistencies and contract disputes.
- **Financial risks**, including budget shortfalls and cash flow instability.
- **Logistical risks**, like poor inter-agency coordination or a lack of skilled designers.
- **Environmental risks**, such as inappropriate plant location.
- **Managerial risks**, including weak project governance.
- **Design-related risks**, such as incomplete technical data or inappropriate technology selection.

### 2.2 SDG Mapping Procedure

To evaluate the strategic relevance of these risks within a sustainability context, a qualitative mapping procedure was applied to identify linkages with the United Nations Sustainable Development Goals (SDGs), drawing on established SDG-alignment methodologies [10], with specific focus on:

- **SDG 6**: Clean Water and Sanitation (Targets 6.3, 6.4, 6.5),
- **SDG 11**: Sustainable Cities and Communities (Targets 11.5, 11.6),
- **SDG 13**: Climate Action (infrastructure resilience).

Each risk was assessed for its potential to either **hinder** or **advance** progress toward these targets using a three-level scale, strong, moderate, or no contribution, adapted from recognised sustainability-mapping frameworks [11].

### 2.3 Methodological framework for integrated risk management

To evolve the original diagnostic tool into a strategic planning and governance framework, one complementary analytical dimension was introduced:

- Institutional and policy contextualization considers governance structures, public-sector capacity, and institutional fragmentation as key factors influencing risk exposure and mitigation capability [12]. As part of this study, the risk-assessment model was complemented by an institutional and policy contextualization focused on the national governance framework of the Republic of Serbia. The analysis examined how legislative arrangements, administrative capacities and inter-institutional relationships shape both risk exposure and the effectiveness of mitigation strategies for municipal WWTPs.

## 3. **Results and Discussion**

### 3.1 SDG Mapping

The expanded risk–SDG mapping confirms the continued relevance of the original Delphi-based model for sustainability-oriented infrastructure planning. Table 1 presents the updated matrix showing the alignment of the six risk categories with SDGs 6, 11 and 13.

**Table 1.** Risk–SDG Mapping Matrix

| Risk Category | SDG 6 (6.3, 6.4, 6.5) | SDG 11 (11.5, 11.6) | SDG 13 (Climate Action) |
|---|---|---|---|
| Legal | Strong | Moderate | Moderate |
| Financial and Economic | Strong | Strong | Moderate |
| Logistical | Moderate | Moderate | None |
| Environmental | Strong | Moderate | Strong |
| Managerial | Strong | Strong | Moderate |
| Design-related | Strong | Strong | Strong |

The strongest overall alignment was observed with **SDG 6**, particularly Targets 6.3 and 6.5, which emphasize pollution reduction and integrated water resource management. Legal, environmental, and design-related risks directly affect these targets through mechanisms such as project delays, inadequate site selection, and fragmented technical data [13][10].

Substantial contributions were also identified with **SDG 11**, particularly through the managerial and financial categories. Risks such as under-budgeting, delayed decision-making, and inadequate stakeholder coordination were shown to endanger the development of inclusive and resilient wastewater infrastructure in urban contexts [11].

Although SDG 13 is less directly tied to wastewater infrastructure, environmental, financial and design-related risks affect the resilience of treatment systems under climate variability. For example, poorly located plants or outdated technologies can reduce adaptive capacity to increased precipitation or prolonged droughts [14].

### 3.2 Institutional and policy contextualization

The regulatory environment was reviewed with particular attention to Serbia's ongoing harmonisation with the EU Urban Waste Water Treatment Directive (UWWTD) and related EU water directives. The assessment highlighted that the dynamic process of EU approximation creates both opportunities and uncertainties: while it drives higher treatment standards and stimulates investment, it also introduces transitional compliance risks and potential delays in project permitting. Second, administrative capacity was evaluated at three levels: local, provincial, and the national. Findings indicate that while some municipality units possesses strong technical expertise, staffing and financial constraints at the provincial and national levels can slow approval procedures and complicate multi-year budgeting. Third, the analysis of inter-institutional coordination revealed areas of overlapping mandates and fragmented responsibilities between municipal utilities, provincial agencies and national regulators. Such fragmentation increases the likelihood of legal and managerial risks, including delayed procurement and ambiguous accountability in large WWTP projects.

## Conclusion

This study demonstrates the importance of embedding a sustainability-oriented risk governance framework at the earliest stages of municipal wastewater treatment plant (WWTP) planning and design. Through the Delphi-based identification of thirty-seven discrete risks and their systematic mapping to the United Nations Sustainable Development Goals (SDGs 6, 11

and 13), the research advances beyond conventional risk registers toward an integrated model that links infrastructure planning with global sustainability imperatives.

The analysis highlights the strong influence of legal, managerial, financial and design-related risks on achieving key targets for pollution reduction, integrated water resource management and the resilience of urban infrastructure. Placing these insights within national and EU regulatory contexts—such as the revised Urban Waste Water Treatment Directive and ISO 14091—clarifies the steps needed to align local planning processes with international standards and climate adaptation objectives.

Three strategic priorities emerge for policy makers and municipal authorities: (i) harmonise local regulatory and planning frameworks with evolving EU and international water governance requirements to minimise compliance uncertainty; (ii) strengthen institutional capacity and inter-agency coordination to reduce governance fragmentation and enable effective risk mitigation; and (iii) incorporate comprehensive, forward-looking risk assessment into the conceptual and design phases of WWTP projects to ensure long-term viability and adaptive capacity.

The proposed model thus serves as a decision-support mechanism that guides municipalities and utilities toward wastewater infrastructure that is technically and economically sound, resilient to future uncertainties, and fully aligned with the objectives of the 2030 Agenda for Sustainable Development.

**Acknowledgement**

This research was supported by the Ministry of Science, Technological Development and Innovation of the Republic of Serbia (Contracts No. 451-03-136/2025-03/200156 and 451-03-137/2025-03/200156), the Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad (Project No. 01-50/295).

**REFERENCES**

[1] WHO/UNICEF Joint Monitoring Programme, “Progress on household drinking water, sanitation and hygiene 2000–2022” World Health Organization, 2023
[2] UNEP, “Wastewater: Turning problem to solution” United Nations Environment Programme, 2023
[3] Analouei, M., Zhang, L., Wei, C., “Integrating Fault Tree Analysis and Bayesian Networks for risk assessment in municipal wastewater treatment plants” Journal of Safety, Risk & Resilience, 4, 100067, 2022.
[4] Roozbahani, S., Sadegh, M., Khan, S., “Dynamic Bayesian network and Bow-Tie modelling for risk analysis in urban water infrastructure projects”, Science of the Total Environment, 903, 166702, 2024.
[5] European Council, "Directive on urban wastewater treatment. Official Journal of the European Union, 2024.
[6] International Organization for Standardization (ISO), “ ISO 14091: Adaptation to climate change — Guidelines on vulnerability, impacts and risk assessment” ISO, 2021
[7] CEO Water Mandate, “Water Resilience Assessment Framework – Guidance for Water Utilities” UN Global Compact, (2024).
[8] UN-Water, “Progress on SDG 6.3.1 and 6.3.2: Wastewater treatment and ambient water quality” United Nations, 2024.
[9] J. T. Marković, “Preliminary risk assessment model of wastewater treatment plant construction”. Serbia, 2022.

[10] Obaideen, K. et al., "The role of wastewater treatment in achieving sustainable development goals (SDGs)," Energy Nexus, vol. 7, 2022.
[11] UN-Habitat, World Cities Report 2020: The Value of Sustainable Urbanization, United Nations Human Settlements Programme, 2020.
[12] European Commission, Evaluation of the Urban Wastewater Treatment Directive, Brussels, 2020.
[13] European Commission, Evaluation of the Urban Wastewater Treatment Directive, Brussels, 2020.
[14] Topalić, J., Mučenski, V., Petrović, M., "Delphi-Based Risk Assessment Model for Wastewater Treatment: Toward Sustainable Development," MASE Conference Proceedings, 2025.

# EXPERT SELECTION CRITERIA FOR A DELPHI STUDY ON CRANE SAFETY INSPECTION

**Željana Kužet[1], Vladimir Mučenski[2] , Goran Bošković[3], Jovana Topalić[4]**

*Faculty of Technical Sciences in Novi Sad and Faculty of Mechanical and Civil Engineering in Kraljevo, Republic of Serbia*

***Abstract**: In order to increase the safety of cranes, when carrying out inspections of cranes, it is important to take into account every element of the crane and the competence of the persons who perform the inspections. A Delphi study is based on a structured process of gathering knowledge from a group of experts through a series of questionnaires with controlled feedback on opinions. A Delphi study on crane safety inspection intends to evaluate the importance of all crane elements that should be inspected and the significance of different inspection methods, based on the expert knowledge. One of the most important, and at the same time, the most neglected aspects of the Delphi method is the selection of experts. An expert is defined as an individual who has appropriate knowledge and experience on a specific topic. In order to identify and select appropriate experts, it is necessary to define the minimum qualifications that they must meet, and experts must be recognized as experts in the field. This study aims to describe the method and the criteria for selecting the experts for the Delphi study on crane safety inspection. In this way, the results of the Delphi study on crane safety inspection will be justified, applicable, and valid.*

***Key words**: Delphi study, experts, crane inspection*

## 1. Introduction

To increase the safety of cranes, it is essential to conduct thorough inspections of the crane and ensure the competence of the personnel performing the inspections. A Delphi study on crane safety inspection intends to evaluate the importance of all crane elements that should be inspected and the significance of different inspection methods, based on the expert knowledge.

The Delphi method attempts to use intuitive judgment in an effective way [1]. It is also a method that aims to reliably and creatively explore ideas or generate relevant information for

[1] PhD student, Department of Environmental and Occupational Safety Engineering, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, Scholarship holder of the Ministry of Science, Technological Development and Innovation, zeljana.kuzet.12@outlook.com
[2] PhD, Full professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, mucenskiv@uns.ac.rs
[3] PhD, Associate Professor, Department of Energy and environmental protection, Faculty of Mechanical and Civil Engineering, Kraljevo, Republic of Serbia, boskovic.g@mfkv.rs
[4] PhD, Research Associate, Department of Civil Engineering, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Novi Sad, Republic of Serbia, jovanatopalic90@uns.ac.rs

decision-making. It is based on a structured process of gathering knowledge by a group of experts through a series of questionnaires with controlled feedback on opinions [2]. According to Helmer [3], the Delphi method is defined as a useful means of communication among a group of experts, which facilitates the formation of group opinion. The method is applicable in various fields and branches of industry, i.e., for generating predictions in technology, education, and other areas [4]. When using the Delphi method, researchers aim to depict "social reality" based on the opinions of experts, rather than relying on primary data related to that reality [5]. The application of the Delphi method has expanded over the past few decades, thanks to the technical and technological development of the Internet and tools that support the Delphi method, as the Electronic Delphi (E-Delphi) method significantly increases the advantages and limits the disadvantages of the traditional version of the method [6].

The development of the Delphi method began in 1944, when General Arnold asked Theodore von Kármán to prepare a forecast of future technological possibilities that would be of importance to the military [4]. In 1946, the Douglas Aircraft Company established a project called RAND (an acronym for Research and Development) to study "the broad subject of intercontinental non-surface warfare." Helmer and his RAND research colleague, Rescher, published a paper on "The Epistemology of the Inexact Sciences," which provided a philosophical basis for forecasting [7]. Their scientific work showed that in undeveloped fields, where scientific laws were not yet well-defined, expert testimony was permissible. The main problem lies in the proper use of expert testimony and its combination into one useful statement. The first application of the Delphi method was carried out in the field of technological forecasting, with the aim of predicting likely inventions, new technologies, and the social and economic impact of technological change [2]. In addition to the field of technological forecasting, the method has over time found application in industry, government, public health issues, but also in education and within academic circles [2, 4, 7, 8].

This study aims to describe the method and the criteria for selecting the experts for the Delphi study on crane safety inspection. In this way, the results of the Delphi study on crane safety inspection will be justified, applicable, and valid.

This paper introduces with the basic of Delphi method – definition, history and its application. Also, it explains the methodology of Delphi method, highlighting the methodology step in which experts are chosen – what are the conditions to be an expert and the formation of a team of experts for subject research. The paper is concluded with the most important recommendations when choosing the expert for a Delphi study on crane safety inspection.

## 2. Delphi methodology

The very beginning of the application of the Delphi method involved personal meetings between researchers and experts; however, with the development of the Internet and progressive technological advances, communication is achieved through online interactive computer connections. Accordingly, the Delphi method was also called e-Delphi [6].

The Delphi method consists of individual interviews with experts to avoid bias and mass confirmation of the most dominant view. It is most often conducted in two or more rounds of interviews, also called iterations, with each iteration having a different goal. The questionnaire for the next iteration is built on the results of the previous iteration, and the information that the researcher collects in one round influences the progress of the method itself.

According to [9], the Delphi method is a technique that allows experts to systematically approach a complex problem or task. The technique consists of a series of questionnaires, which can be sent via mail/fax/e-mail/computerized systems to a pre-selected group of experts. The questionnaires are designed to provide the necessary individual responses to defined problems and to allow experts to refine their opinions as the group's work progresses in accordance with

the assigned task [8]. The main characteristics of the Delphi method, according to [7], are anonymity, controlled feedback, and statistical responses.

When deciding whether to use the Delphi method, it is necessary to ask questions about who the people with expertise on a given problem are and where they are located, what type of group communication process is desirable for investigating the problem, as well as what alternative techniques are available and what results can be expected from their application. Failure to consider these questions may result in inadequate application of the Delphi method, and it is very important to answer and decide on the suitability of the Delphi method for the context of application before applying it [2].

The study [10] divided the implementation of the Delphi process into six steps:

- Defining the research problem – through a literature review, it is necessary to determine the known facts and known information about the problem itself, in order to determine that there is a limited amount of evidence, all with the aim of defining the research problem as clearly as possible;
- Developing the initial questionnaire – the first iteration of the questionnaire items relies on findings from the literature and other resources, and it is necessary to describe how the items were selected for inclusion in the initial questionnaire;
- Selecting experts – it is necessary to ensure the credibility of the results by justifying the choice of experts, why they were chosen to participate, as well as defining the required scope of experts (the number of experts can be over 3000, given the possibility of conducting it online);
- Expert survey – the survey should be conducted anonymously, where participants can see their initial responses against the statistical group responses and can change their responses during repeated rounds. During the survey, researchers report a summary of the total responses per item back to participants;
- Identifying convergence of opinion – it is necessary to plan at least two rounds, establish clear criteria for stopping the process, and define consensus a priori at 70%;
- Reporting results – it is necessary to report response rates for each round and the final results, including items that were added, changed, or dropped. This data can be included in the results or in an appendix.

In the following, on Fig. 1, there is a scheme of a systematic process of conducting a typical Delphi study, showing all the necessary steps.

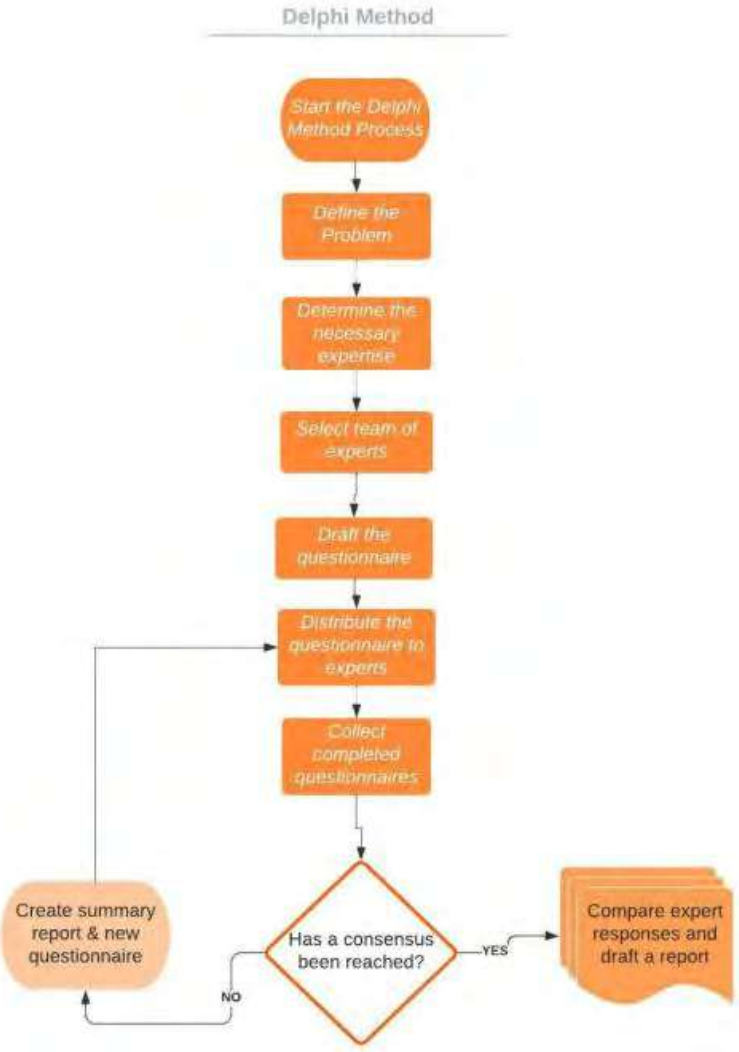



**Figure 1**. The step-by-step process of conducting a typical Delphi study (source: [8])

## 3. Forming a team of experts

### 3.1. How to form a team of experts

The most important, and also the most neglected aspect of the Delphi method is the selection of appropriate experts [11]. The term expert is defined as an individual who has appropriate knowledge and experience on a particular topic [12].

In order to identify and select appropriate experts, it is necessary to define the minimum qualifications that they must meet. Experts must be recognized as experts in the field, and their number in the panel most often varies from 10 to 100, with the possibility of a larger number, which is rare in practice [13]. The number of experts in a study can vary significantly. There is an example [14] where a panel of experts can number from as few as 10 to more than 1000. The ideal number of members of a Delphi study panel is from twenty to thirty members, because if more than thirty members are included, the process can become too demanding and extensive, which can reduce its value. Very important when applying the Delphi method is the understanding of the goal of applying the method by all participants, in order to avoid frustration, inadequate responses, and loss of interest in participation [15].

It is essential that participants are familiar with the subject matter of the study [16]. Where it is necessary to rely on the opinion of experts, it is extremely important to use their opinions

and views in the best possible way. Proper selection of experts is a problem due to the difficulties that arise in defining the necessary qualifications and measuring the relative performance of experts. When working with experts, it is necessary to follow three basic rules:

- choose experts wisely,
- create appropriate conditions in which the experts will give their maximum,
- exercise caution in formulating a single combined position based on different opinions [1].

Delbecq [17] provide guidelines for recruiting qualified experts for a nominal group study, which are also applicable to a Delphi study. Since the Delphi method involves a group decision-making mechanism, it is necessary to carefully select experts who are knowledgeable about the topic under study.

Active participation of experts cannot be expected unless experts are personally introduced to the problem, have significant information to share, are not motivated to participate in the Delphi survey, and do not feel that other participants will have views that they equally value [18]. According to [19], participants must meet the following criteria:

- a high degree of objectivity and rationalization,
- considerable experience in their field of work or research,
- enough time to participate in the survey,
- a willingness to devote time and knowledge to participate in the survey.

The above criteria indicate that it is impossible to view the criteria for selecting research participants unilaterally. For this reason, researchers are given freedom in shaping the criteria and determining the necessary qualifications and knowledge that experts should possess, given that within the framework of the Delphi study there are no specified requirements for the necessary knowledge and skills that experts should possess.

The precisely defined criteria that a person needs to meet in order to be considered an expert is to meet 2 of the 5 criteria listed by Rogers and Lopez [20]:

- to have an author's work in the field of research (that one of the authors is in the work in the given field),
- to have participated in a conference in the field of research,
- to be a member of a society or association,
- to be employed in the profession or supervision and to have five years of experience,
- to be employed at a faculty and to be active in a field of research that is similar or the same as the field of Delphi research.

Guimarães et al. [21] used the example of selecting experts in the field of healthcare to emphasize that it is necessary to pay attention when selecting experts, highlighting two theoretical sources of expert selection:

- The model defined by Fehring (1994)
  - where academic expertise is valued more than clinical practice,
  - experts receive appropriate points based on their level of education, published scientific papers in the field being examined, practical experience and necessary certificates, on the basis of which they can qualify as experts,
- The model defined by Benner, Tanner and Chesla (1992)
  - consider clinical expertise to be a necessary component when selecting experts, and define levels of expertise in a qualitative sense (advanced novice, competent, skilled, expert), and the given model is also applicable to other professions.

Considering these two models, Guimarães et al. [21] developed a new criterion for selecting experts in the field of healthcare and defined experts in three categories. The criterion for selecting experts consists of:

- criteria related to professional experience in a specific field (a minimum of 4 years of experience is required and this criterion is worth 4 points),
- criteria related to teaching experience in a specific field (1 point),
- criteria related to publishing scientific papers in a specific field (1 point),
- criteria related to participation in research (minimum of two years) in a specific field (1 point),
- criteria related to education (master's degree – 1 point, doctorate – 2 points);

While experts are defined in three categories:

- Junior expert - the achieved result must be at least 5 points, with a minimum of 4 years of professional experience in a specific field of research;
- Master expert - the achieved result must be between 6 and 20 points,
- Senior expert - the achieved result must be more than 20 points, where years of experience elevates to senior status.

It is important to note that for each year of professional or teaching experience in a specific field of research, one additional point must be awarded, and each researcher should decide what level is required to meet the level of their study.

On the other hand, the doctoral dissertation in the field of civil engineering [22], based on the Delphi method, defines eight criteria, three of which are necessary, for a participant to be qualified as an expert:

- To have an author's work in the field of research, which means that one of the authors is in the work in the given field,
- To have been a participant in a conference in the field of research,
- To be the author or editor of a book in the field of research,
- To be a member of a society or association,
- To be employed at a faculty,
- To have a bachelor's or master's degree in the field of research,
- To have a license and
- To have a minimum of five years of experience in a specific field, specific to the research.

### 3.2. Formation of a team of experts for subject research

When forming the Delphi team for the subject research, experts were selected based on their experience in the procedure of preventive and periodic inspections and checks of cranes. The number of experts with experience in this area is small, due to the fact that an extremely small number of engineers are engaged in these activities on the territory of the Republic of Serbia.

Based on a review of the literature on the formation of a team of experts (chapter 3.1), and taking into account Article 77 of the Law on Safety and Health at Work [23] which defines the conditions of competence of responsible persons who carry out inspections and checks of cranes, the criteria for selecting participants in the Delphi research were formed.

The criteria that experts need to meet in a given survey are listed in Tabl. 1. It is necessary for experts to meet a minimum of 3 out of 7 criteria to be suitable for the survey as shown in the Tabl. 1. These criteria were sent to the participants in the zero round of the Delphi research, and based on them, the team of experts was formed.

**Table 1**. Criteria for experts in the field of crane inspection and testing

| | Criteria | Explanation of criteria |
|---|---|---|
| 1. | Education | The expert has completed undergraduate or master's or doctoral academic studies in the field of technical and technological sciences. |
| 2. | Author's work | The expert has published a scientific paper in the field of inspection and testing of work equipment - cranes |
| 3. | Conference | The expert participated in conferences or scientific meetings in the field of occupational safety and health - inspection and checking of work equipment - cranes |
| 4. | Experience in the field of inspection and testing of work equipment - cranes | The expert has at least three years of experience in planning, organizing, implementing preventive measures on work equipment - cranes, or conducting preventive and periodic inspections and testing of work equipment - cranes as a responsible or auxiliary person |
| 5. | Faculty experience | The expert is employed at the faculty. |
| 6. | Professional associations | The expert is a member of professional associations (e.g. the Union of Engineers and Technicians, the Chamber of Engineers, the Association of Consulting Engineers) |
| 7. | Professional examination and/or license to perform the duties of a person responsible for inspecting and checking work equipment | The expert has passed a professional exam and/or a license to perform the duties of a person responsible for the inspection and testing of work equipment |

**Conclusion**

Taking all of the above into account, when conducting expert selection criteria for a Delphi study on crane safety inspection, it is important to require relevant experience in the field, since it represent one of the most important conditions for expertise. Also, an expert must be competitive and possess the relevant academic achievement (master's degree, doctorate, published works and books, certificates of professional competence) and must have a certain status in the profession, in which case he should be representative and have appropriate expertise. Identifying experts can be a challenging task, and properly defining the criteria for the level of expertise is essential for forming an expert team.

**Acknowledgement**

This research has been supported by the Ministry of Science, Technological Development and Innovation (Contract No. 451- 03-137/2025- 03/200156) and the Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad through project "Scientific and Artistic Research Work of Researchers in Teaching and Associate Positions at the Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad 2025" (No. 01-50/295). (V.M.) This research has been supported by the

Ministry of Science, Technological Development and Innovation through Contract No. 451-03-136/2025- 03/200156. (J.T)

**REFERENCES**

[1] Helmer, O. „Analysis of the future: The Delphi method“, Technological Forecasting for Industry and Government, Santa Monica, Ca. No. RAND-P-3558, Rand Corporation, 1968.
[2] Adler, M., Ziglio E. „Gazing into the oracle“, Jessica Kingsley Publishers, 1996, Bristol, PA, USA.
[3] Helmer, O. „Problems in futures research: Delphi and causal cross-impact analysis“ Futures, 17-31, 1977. doi: https://doi.org/10.1016/0016-3287(77)90049-0
[4] Cornish E. „The study of the future“, World Future Society, 1977, Washington, D.C.
[5] Fink-Hafner, D., Dagen, T., Doušak, M., Novak, M., Hafner-Fink, M. „Delphi method: strengths and weaknesses“, Advances in Methodology and Statistics, 16(2), 1-19, 2019.
[6] Donohoe, H., Stellefson, M., i Tennant, B. „Advantages and limitations of the e-Delphi technique: Implications for health education researchers“, American Journal of Health Education, 43(1), 38–46, 2012. doi: https://doi.org/10.1080/19325037.2012.10599216
[7] Fowles, J. „Handbook of futures research“, Greenwood Press, 1978, Connecticut, USA
[8] Sablatzky, T. „The Delphi method. Hypothesis“, Research Journal for Health Information Professionals, 34(1), 2022. doi: https://doi.org/10.18060/26224
[9] Gunaydin H. M. „The Delphi method“, ResearchGate, 2006. https://www.researchgate.net/publication/308653253_The_Delphi_Method
[10] Humphrey-Murto, S., Wood, T. J., Gonsalves, C., Mascioli, K., Varpio, L. „The delphi method“, Academic Medicine, 95(1), 168, 2020. doi: 10.1097/ACM.0000000000002887
[11] Okoli, C., Pawlowski, S. D. „The Delphi method as a research tool: an example, design considerations and applications“, Information & management, 42(1), 15-29, 2004. doi: https://doi.org/10.1016/j.im.2003.11.002
[12] Cantrill, JA, Sibbald, B, Buetow, S. „The Delphi and nominal group techniques in health services research“, International Journal of Pharmacy Practice, 4, 67–74, 1996. doi: https://doi.org/10.1111/j.2042-7174.1996.tb00844.x
[13] Avella, J.R. „Delphi Panels: Research Design, Procedures, Advantages, and Challenges“, International Journal of Doctoral Studies, 11, 305-321, 2016. DOI:10.28945/3561
[14] Reid, N. „The Delphi technique: Its contribution to the evaluation of professional practice“ In R. Ellis (Ed.), Professional competence and quality assurance in the caring professions, London, Chapman & Hall, 1988, UK.
[15] Sekayi, D, Kennedy, A. „Qualitative Delphi method: A four round process with a worked example“, The Qualitative Report, 22(10), 2755-63. 2017.
[16] Hanson, W.H., Ramani, N. „Technology forecasting: a hydroelectric company experience“ Technology Management Publication, Harvard Business School Press, 1(3)., 266-270, 1988.
[17] Delbecq, A.L., Van de Ven, A.H., Gustafson, D.H. „Group Techniques for Program Planning: A Guide to Nominal Group and Delphi Processes“, Scott, Foresman and Company, 1975, Glenview, Illinois
[18] Hsu, C.C., Sandford, B.A. „The Delphi Technique: Making Sense of Consensus“, Practical assessment, research and evaluation, 12, article 10, 2007. doi: https://doi.org/10.7275/pdz9-th90
[19] Tersine, Richard J., Walter E. Riggs. „The Delphi Technique: A LongRange Planning Tool“, Business Horizons, 19, 2, 51-56, 1976.

[20] Rogers, M. R., Lopez, E. C. „Identifying critical cross-cultural school psychology competencies“, Journal of School Psychology, 40, 115–141, 2002. doi: https://doi.org/10.1016/S0022-4405(02)00093-6

[21] Guimarães Quatrini Carvalho Passos, H. C., Pena, S. B., Lopes, J. D. L., Lopes, C. T., & Bottura Leite de Barros, A. L. „Experts for validation studies in nursing: new proposal and selection criteria“, International journal of nursing knowledge, 27(3), 130-135, 2016. doi: https://doi.org/10.1111/2047-3095.12089

[22] Rajendran S. „Sustainable Construction Safety and Helath Rating System“, Oregon State University, 2006, Corvallis, USA.

[23] Law on Safety and Health at Work, “Official Gazette of RS”, No. 35/2023. (in Serbian)

# ПРОУЧВАНЕ НА ПРИЛОЖИМОСТТА ЗА ИЗПОЛЗВАНЕ НА ДЪРВЕНА КОНСТРУКЦИЯ ПРИ СТРОИТЕЛСТВО НА ПРОМИШЛЕНИ И СКЛАДОВИ СГРАДИ В Р.БЪЛГАРИЯ

**Антон Ангелов**[1]

*Висше строително училище „Любен Каравелов“*

**Михаил Арнаудов**[2]

*Университет по Архитектура, Строителство и Геодезия, София*

# STUDY OF THE FEASIBILITY OF USING WOODEN STRUCTURES IN THE CONSTRUCTION OF INDUSTRIAL AND WAREHOUSE BUILDINGS IN THE REPUBLIC OF BULGARIA

**Anton Angelov**[1]

*„L.Karavelov” civil engineering higher school-Sofia*

**Mihail Arnaudov**[2]

*University of Architecture, Civil engineering and Geodesy, Sofia*

***Abstract**: Preliminary studies on the use of wooden structures for the construction of production and warehouse buildings and a conceptual proposal for the type of structural elements. Legal provisions regarding fire protection, according to the current Bulgarian legislation. Opinion of the fire safety designer. Suppliers of wooden structures on the Bulgarian market. Suppliers of wooden structures on the European market. Fire protection of wooden structures. Comparative analysis when using wooden structures, reinforced concrete structures and metal structures. Cost assessment. Carbon emissions assessment. Conclusions.*

***Key words**: wooden structures, functional fire hazard class, fire resistance rating*

## Резюме

Настоящият доклад е изготвен с цел да предостави цялостна и задълбочена оценка на приложимостта и жизнеспособността на строителството с дървени конструкции за

[1] Антон Ангелов, асистент, катедра „Механика и Математика“, Строителен факултет, ВСУ „Любен Каравелов“, София, angelov_160@abv.bg
Anton Angelov, Assistant, Department of Mechanics and Mathematics, Faculty of Civil Engineering, VSU "Lyuben Karavelov", Sofia, angelov_160@abv.bg
[2] Михаил Арнаудов, гл.ас. д-р арх, Архитектурен факултет, катедра „Технология на архитектурата“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: mihail.g.arnaudov@gmail.com
Mihail Arnaudov, Chief Assist. Prof. Arch. PhD, Faculty of Architecture, Department Technology of Architecture, UACEG, bul. “Hr.Smirnenski” № 1, 1046 Sofia, e-mail: mihail.g.arnaudov@gmail.com

промишлени и складови сгради в Република България. Анализът разглежда както техническите, така и регулаторните, икономическите и екологичните аспекти, за да подпомогне вземането на информирани инвестиционни решения.
Основните констатации показват, че инженерната дървесина, като залепен ламиниран дървен материал (Glulam) и кръстосано-слепена дървесина (CLT), представлява технически осъществима и конкурентоспособна алтернатива на традиционните стоманени и стоманобетонови конструкции. Регулаторната рамка в България, базирана на Еврокод 5 (БДС EN 1995) и неговите Национални приложения, предоставя ясни и валидни стандарти за проектиране, което значително намалява правния риск. Пожарната безопасност, често погрешно възприемана като основен недостатък, се оказа предсказуема и управляема благодарение на естествения ефект на овъгляване на масивните дървени елементи, както и на възможностите за пасивна защита.
От икономическа гледна точка, докато първоначалните разходи за материали могат да бъдат сравними или малко по-високи от тези за стомана, концепцията за общите разходи за собственост (TCO) разкрива потенциални дългосрочни спестявания. Те произтичат от по-високата скорост на строителство, нуждата от по-леки основи и отличните топлоизолационни свойства на дървесината, които намаляват оперативните разходи. Пазарът в България е в начален етап на развитие, с налични доставчици на материали, но липсват широко документирани примери за местни изпълнители на индустриални проекти, което налага привличането на специализирана експертиза.

В заключение, строителството с инженерна дървесина за промишлени и складови сгради в България е не само технически възможно, но и предлага значителни предимства по отношение на устойчивост, енергийна ефективност и бързина на изпълнение. Препоръчва се на потенциалните инвеститори да приоритизират цялостен TCO анализ и да работят с проектантски екипи, които имат доказан опит с Еврокод 5, за да се възползват от пълния потенциал на тази технология.

## I. Въведение в строителството с инженерна дървесина за промишлени и складови сгради

### 1.1. Общо състояние на пазара на промишлени и складови сгради в България

Пазарът на промишлени и складови имоти в България традиционно се доминира от строителни решения, базирани на стоманобетонни и стоманени конструкции. Тези материали се възприемат като сигурен и утвърден избор за постигане на необходимата товароносимост и големи отвори, характерни за този тип сгради. През последните години, пазарът на недвижими имоти в страната претърпява значителни колебания, но като цяло се характеризира със стабилен ръст, макар и с по-бавни темпове след 2022 г..[1] Индексът на строителното производство показва лек спад в началото на 2022 г.[1], но общата динамика остава положителна. На този фон, интересът към алтернативни, по-ефективни и устойчиви строителни методи, включително използването на инженерна дървесина, нараства.

Индустриалното и складово строителство се отличава с няколко специфични изисквания: необходимост от големи, непрекъснати пространства без вътрешни прегради, висока товароносимост на покривните и носещите конструкции и бързина на изпълнение. Тези характеристики определят избора на материал и метод на строителство, като традиционните подходи се фокусират върху бързото сглобяване на метални или предварително отлети стоманобетонни елементи.

### 1.2. Предимства на инженерната дървесина като алтернатива

Инженерната дървесина, по-специално залепеният ламиниран дървен материал (Glulam) и кръстосано-слепената дървесина (CLT), предлага съществени предимства, които я

позиционират като силна алтернатива на стоманата и стоманобетона за промишлени и складови сгради.[2]

Едно от най-значимите предимства е ниското собствено тегло на дървесината, съчетано с нейната изключителна относителна якост.[4] С около 10 пъти по-голяма относителна якост от тази на бетона, дървената конструкция е многократно по-лека от стоманобетонова със същото предназначение и при същите натоварвания.[4] Тази характеристика има пряко икономическо въздействие, тъй като намалява изискванията към основите на сградата, което води до по-мащабни земни работи и съответно по-ниски разходи. Допълнително, лекотата на елементите улеснява тяхното транспортиране и повдигане на обекта, което ускорява цялостния процес на строителство.

Друго ключово предимство е възможността за бързо и лесно производство и монтаж на елементите, независимо от сезона.[4] За разлика от стоманобетонното строителство, което е чувствително към ниски температури, дървените конструкции могат да се изготвят предварително в работилница и да се сглобяват на обекта дори и през зимата.[4] Този подход, известен като "сглобяемо строителство", позволява значително съкращаване на сроковете за изпълнение и намалява разходите за труд, които са от критично значение за промишлени проекти. По-краткият строителен цикъл не само оптимизира капиталовите разходи, но и позволява по-бързото влизане в експлоатация на сградата, което ускорява възвръщаемостта на инвестицията.

Дървените конструкции предлагат и превъзходни енергийни и екологични ползи. Дървесината е естествен изолатор с ниска топлопроводимост, което намалява нуждата от отопление през зимата и охлаждане през лятото, като по този начин понижава оперативните разходи на сградата.[5] От екологична гледна точка, дървото е възобновяем ресурс с нисък въглероден отпечатък при производството. Използването ѝ допринася за постигане на целите за устойчиво строителство.[6] Освен това, дървените материали съхраняват въглерод, което допълнително допринася за намаляването на емисиите и прави строителството с дърво привлекателно за компании с корпоративни цели за устойчивост.

В различни анализи  за съвременни черупкови конструкции от слепена дървесина се стига до извода,че тези конструкции са приложими в „Промишлени и складови – при производства в условия на „агресивна среда“ в строителството и при складови сгради за съхранение на соли, биологични продукти и др.

## II.Нормативна уредба и конструктивни стандарти в Република България

### 2.1. Еврокод 5 (БДС EN 1995) и Националните приложения

Проектирането на дървени конструкции в България се регулира от строга и ясна нормативна уредба, което е от съществено значение за потенциалните инвеститори и проектанти. Основният стандарт, който се прилага, е БДС EN 1995 „Проектиране на дървени конструкции“.[8] Този европейски стандарт, известен като Еврокод 5, е задължителен за проектиране на строителни конструкции за сгради и съоръжения на територията на страната [8].  Една от ключовите характеристики на Еврокодовете е тяхната гъвкавост, която позволява на всяка държава членка да дефинира свои специфични параметри, известни като Национално определени параметри (NAPs). В България това се осъществява чрез отделни Национални приложения (NAs), които допълват и уточняват правилата на европейския стандарт.[8] Например, Националното приложение към БДС EN 1995-1-1/NA дефинира параметри за категориите на продължителност на натоварването, условията на експлоатация, частните коефициенти за материалите, граничните стойности за провисвания и трептения на гредите и специфични правила за съединенията.[10] За проектирането на конструкции срещу

въздействие от пожар, Националното приложение към БДС EN 1995-1-2 предписва препоръчаните стойности за максималното повишение на температурата [8] . Наличието на тези подробни национални приложения има критично значение. То показва, че проектирането с инженерна дървесина в България не е нерегулирана дейност, а е подкрепено от официални и задължителни нормативни документи[8]. Това осигурява правна сигурност и намалява регулаторния риск, който би могъл да възпира инвестициите в иновативни материали. Въпреки това, детайлните изисквания, посочени в Националните приложения, като тези за класовете на якост на дървения материал и определянето на характеристичните стойности[10], предполагат, че е необходима висока степен на техническа експертиза от страна на проектантите и инженерите. За да се спазят всички изисквания на Еврокод 5 и неговите национални параметри, е нужно задълбочено познаване на стандартите. Това може да представлява предизвикателство за пазара, ако квалифицираните специалисти са малко на брой, и може да наложи привличането на консултанти с международен опит в областта. Тази необходимост от специализирано познание е потенциална бариера за масовото навлизане на технологията, която обаче може да бъде преодоляна чрез инвестиции в обучение и професионално развитие.

## III. Технически анализ на инженерната дървесина (Glulam и CLT)

### 3.1. Сравнителен анализ на техническите и механични свойства на Glulam и CLT

При строителството на промишлени и складови сгради с дървени конструкции се използват предимно два основни вида инженерна дървесина: залепен ламиниран дървен материал (Glulam) и кръстосано-слепена дървесина (CLT)[2]. Тези материали не са просто обработено дърво, а високотехнологични продукти, които оптимизират естествените качества на суровината.[3]

**Glulam** се произвежда чрез залепване на отделни ламели (слоеве) от дървесина, ориентирани по посока на влакната.[3] Този процес позволява създаването на елементи с изключителна якост и коравина, които могат да постигнат дължини до 150 метра.[11] Glulam може да бъде произведен в почти всякакви форми, включително извити или конусовидни, което предоставя практически неограничени възможности за архитектурно проектиране.[3] За разлика от масивната дървесина, процесът на ламиниране елиминира или разпределя дефектите, което подобрява общата структурна цялост на елемента.[3]

**CLT** панелите се състоят от най-малко три слоя ламели, ориентирани ортогонално (на 90 градуса) един спрямо друг и слепени под високо налягане.[12] Тази кръстосана ориентация на слоевете придава на панелите изключителна геометрична стабилност, устойчивост на деформации и якост в двете посоки.[14] CLT панелите се използват предимно за носещи стени, подове, покривни плочи и могат да се доставят на обекта в готов за монтаж вид, с фабрично изрязани отвори за прозорци и врати.[15]

Glulam и CLT не са конкурентни, а са допълващи се материали. Glulam е идеален за носещите елементи, които поемат големи натоварвания и покриват големи отвори, като греди и колони.[11] В същото време, CLT е перфектното решение за ограждащите конструкции като стени и покриви, осигурявайки стабилност и здравина на цялостната обвивка на сградата.[15] Комбинираната им употреба позволява цялостно и оптимизирано решение за конструкцията на промишлена сграда, като се използват силните страни на всеки материал.

### 3.2. Приложимост за носещи елементи и големи отвори

Способността на Glulam да преодолява големи отвори с минимално собствено тегло го прави особено подходящ за нуждите на складови и производствени халета, където свободният достъп и гъвкавостта на пространството са от съществено значение. Този материал може да

се използва за изграждане на ферми и дъгови конструкции, които осигуряват големи свободни пространства без необходимост от множество вътрешни колони. Освен това, Glulam и CLT имат отлични акустични свойства, като могат да се комбинират със звукопоглъщащи елементи за намаляване на шума.[15]

### 3.3. Сравнителен анализ на технически характеристики

Следващата таблица представя сравнение на ключови технически характеристики на инженерната дървесина спрямо традиционните строителни материали, използвани в промишленото строителство.

| Характеристика | Инженерна дървесина (Glulam/CLT) | Стомана | Стоманобетон |
|---|---|---|---|
| **Относителна якост** | Около 10 пъти по-голяма от тази на бетона [4] | Висока, но изисква повече собствено тегло за преодоляване на големи отвори | Ниска в сравнение с дървото и стоманата [4] |
| **Топлопроводимост** | Отлични топлоизолационни качества [6] | Висока, изисква се допълнителна изолация | Висока, изисква се допълнителна изолация |
| **Въглероден отпечатък** | Отрицателен (въглероден поглътител) [7] | Висок, енергоемко производство [7] | Висок, енергоемко производство [7] |
| **Тегло и изисквания към основите** | Леко тегло, позволява по-леки и по-евтини основи [4] | Средно тегло, стандартни изисквания към основите | Тежко тегло, изисква масивни и скъпи основи |
| **Възможност за големи отвори** | Отлична (до 150 m за Glulam) [11] | Отлична, често срещано решение | Ограничена, освен при предварително напрегнати елементи |

## IV. Пожарна безопасност и защита: Митове и факти

### 4.1. Естествена реакция на масивната дървесина при пожар

Един от най-разпространените митове относно дървените конструкции е тяхната предполагаема пожарна опасност. В действителност, масивните дървени елементи се държат по изключително предсказуем начин при въздействието на огън, което ги прави надеждни за структури с високи изисквания за пожароустойчивост. За разлика от стоманата, която губи якостта си при високи температури и се деформира рязко, което може да доведе до внезапен срив на конструкцията, дървените елементи не изпитват рязка загуба на структурна цялост.[16]

При излагане на огън, повърхността на масивния дървен елемент започва да се овъглява. Този процес на овъгляване е бавен и предсказуем, като образува слой от въглерод, който действа като естествен изолатор. [16] Този овъглен слой защитава вътрешността на гредата, като запазва нейната здравина и носимоспособност за определено време. Скоростта на овъгляване на Glulam греди е установена чрез контролирани тестове и е приблизително 0.65 mm в минута. [16] Тази константна скорост позволява на инженерите да изчислят точно необходимото допълнително сечение на елемента, което да бъде "изгорено" по време на

пожар, за да се гарантира, че останалата част от конструкцията ще продължи да изпълнява своята носеща функция през цялото време за евакуация[17]
Това предсказуемо поведение е ключово предимство за големи сгради като складове, където безопасната евакуация на хора е приоритет. Дървената конструкция не се срутва изведнъж, което предоставя достатъчно време за евакуация на персонала и за действия на противопожарните екипи. [16]

### 4.2. Мерки за пасивна пожарозащита

За да се постигнат високи класове на пожароустойчивост (например до 1 или 2 часа), освен естественото овъгляване, могат да се прилагат и различни мерки за пасивна пожарозащита. Пасивната защита включва интегрирани в сградната структура мерки, които не изискват активиране или човешка намеса, за да функционират.[18]
Един от ефективните методи е използването на набъбващи (интумесцентни) бои, които при нагряване от пожар се разширяват, образувайки изолационна пяна.[20] Тази пяна защитава дървения материал от директен контакт с кислорода и забавя преноса на топлина, увеличавайки огнеустойчивостта.[20] Друг често използван метод е облицовката на дървените елементи с гипсокартон, който може да осигури допълнителна защита за определено време.[21]
При проектирането на големи сгради е задължително също така да се предвидят брандмауери (противопожарни стени) и ивици от негорими материали, които да ограничат разпространението на огъня и да минимизират щетите.[18]

### 4.3. Сравнение на пожароустойчивостта на конструктивни материали

Следващата таблица обобщава поведението при пожар на трите основни конструктивни материала.

| **Характеристика** | **Инженерна дървесина (Glulam)** | **Стомана** | **Стоманобетон** |
|---|---|---|---|
| **Поведение при пожар** | Повърхностно овъгляване, което забавя горенето и защитава вътрешността. | Рязка загуба на якост и деформация при високи температури. Става пластична над 300°C. [16] | Има добра пожароустойчивост, но може да се разпука и да се срути при достигане на критични температури. |
| **Скорост на разрушаване** | Бавна и предсказуема. Остатъчното сечение запазва носимоспособност за дълго време. [16] | Бърза и непредвидима. Внезапен срив на конструкцията. | Относително бавна, но зависи от армировката и агрегатите. |
| **Необходимост от защита** | Може да се нуждае от набъбващи бои или облицовка за постигане на високи класове на пожароустойчивост.[20] | Задължително се нуждае от пасивна защита (огнезащитни покрития, облицовки) за да не загуби носимоспособност. | Обикновено не се нуждае, но може да се наложи за повишаване на показателите. |
| **Възможност за предсказване на поведението** | Висока, благодарение на постоянната скорост на овъгляване. [16] | Ниска, поради резкия спад на якостта. | Средна до висока, в зависимост от дизайна. |

### 4.4. Противопожарни норми за промишлени и складови сгради (Категория Ф5)

В България, противопожарните изисквания към промишлени и складови сгради са детайлно регламентирани в **Наредба № Із-1971 от 29.10.2009 г.** за строително-технически правила и норми за осигуряване на безопасност при пожар.[24]

Тази наредба класифицира сградите в различни категории на функционална пожарна опасност. Промишлените и складовите сгради попадат в клас **Ф5**. В рамките на този клас съществуват подкатегории (от Ф5А до Ф5Д), всяка с различни изисквания, базирани на естеството на материалите и производствения процес.

- **Сгради от категория Ф5В:** Тази категория включва сгради, помещения и съоръжения за производство или складиране За едноетажни сгради от тази категория, максимално допустимата площ на пожарния сектор между брандмауерите е **1500 m²**. Тази площ може да бъде увеличена **петкратно**, ако се инсталира автоматична пожарогасителна инсталация (ПГИ) с вода за цялата площ на сградата, дори ако такава инсталация не е изрично изисквана.
- **Сгради от категория Ф5Г:** За едноетажни сгради от тази категория, максимално допустимата площ на сградата или пожарния сектор е **10 500 m²**.
- **Сгради от категория Ф5Д:** В тази категория влизат складове за негорими течности или хранителни продукти, бутилирани или консервирани. За тях няма ограничения в максимално допустимата площ на сградата или пожарния сектор.

Наредбата също така определя, че за да се осигури безопасност при пожар, строителните конструкции и елементи трябва да се проектират с определена степен на огнеустойчивост. За промишлени и складови сгради от **III и V степен на огнеустойчивост**, конструктивни елементи, изработени от горими материали (клас по реакция на огън D - F), могат да бъдат приети с огнеустойчивост **REI 60**, при условие че са защитени с огнезащитни покрития.
Анализът на нормативната уредба показва, че тя регламентира не само площта, но и етажността на промишлените и складовите сгради. Едноетажните сгради, с височина до 8 метра и площ до 200 m², могат да бъдат освободени от изискването за изготвяне на част "Пожарна безопасност" в проекта. Това показва, че дървените конструкции са напълно приложими за малки до средни сгради в този сегмент.
За по-големи и многоетажни сгради, Наредба № Із-1971 въвежда специфични ограничения. Например, в сгради с височина над 25 метра, не се разрешават взривоопасни производствени процеси от категории Ф5А и Ф5Б.[24] За същите високи сгради, които са от I степен на огнеустойчивост, допустимата етажна площ на пожарен сектор в надземните нива не може да надвишава 2200 m².[24] В случаите, когато етажната площ в рамките на един пожарен сектор варира, за допустима се приема площта на етажа с най-голяма площ.
Тези нормативни изисквания показват, че за да се използват дървени конструкции в по-големи промишлени и складови сгради в България, е необходимо да се приложи интегриран подход към пожарната безопасност. Това включва не само избора на подходящи конструктивни решения, но и предвиждането на пасивна защита (огнезащитни облицовки) и, ако е необходимо, инсталирането на автоматични системи за пожарогасене, които позволяват значително увеличаване на допустимата площ на сградата.

## V. Икономическа приложимост: Анализ на общите разходи за собственост (TCO)

### 5.1. Анализ на първоначалните инвестиционни разходи

При разглеждане на икономическата приложимост на дървените конструкции, е важно да се надхвърли първоначалната цена на материалите. Докато Glulam може да бъде по-скъп от обикновената стомана за прости греди [26], общата картина на разходите се променя, когато се вземат предвид всички елементи от проекта. Данните за разходи за жилищно строителство, като например цени на квадратен метър за сглобяеми къщи, които започват от

2000 лв./кв. м [27], не са пряко приложими за мащабни промишлени сгради, но показват, че цената на материала не е единственият фактор.
По-бързото време за изпълнение, характерно за сглобяемите дървени конструкции, които се произвеждат в работилница и се монтират на обекта, намалява разходите за труд и ускорява завършването на проекта.[4] Тази бързина е особено ценна за инвеститори в промишления сектор, тъй като им позволява да генерират приходи по-рано, отколкото при традиционното строителство. Освен това, по-лекото собствено тегло на дървената конструкция значително намалява натоварването върху основите, което позволява изграждането на по-малки и по-евтини фундаменти.[4]
В заключение, въпреки че цената на Glulam или CLT може да бъде по-висока от тази на стоманата за даден елемент, цялостният икономически ефект от по-краткия срок на изпълнение и намалените разходи за труд и основи може да доведе до сравнима или дори по-ниска обща първоначална инвестиция.

### 5.2. Дългосрочни оперативни разходи

Дългосрочните разходи за експлоатация и поддръжка са друг съществен фактор в анализа на общите разходи за собственост. Дървените конструкции имат отлични топлоизолационни свойства, което значително намалява оперативните разходи за отопление и охлаждане на сградата.[5] За разлика от стоманените или стоманобетоновите сгради, които се нуждаят от мащабна и скъпа изолация, за да компенсират високата топлопроводимост на материалите, дървото естествено поддържа вътрешния климат.
Разходите за поддръжка на дървените конструкции се свеждат до периодична обработка за защита от влага, гниене и вредители.[27] Дълбочинното импрегниране или повърхностната обработка с лакове и бои осигурява дълготрайна защита. [27] Правилно проектираните и поддържани дървени конструкции имат дълъг живот, съпоставим с този на сградите от други материали.

### 5.3. Концепцията за общите разходи за собственост (TCO)

За да се направи наистина обоснован избор на материал, е необходимо да се приложи концепцията за общите разходи за собственост (TCO). TCO е методология за финансова оценка, която разглежда не само първоначалната покупна цена, но и всички преки и непреки разходи, свързани със собствеността и експлоатацията на даден актив през целия му жизнен цикъл.[37]

Формулата за TCO може да бъде обобщена като:
TCO=Спридобиване+Соперативни+Споддръжка−Сстойност при извеждане от експлоатация
Анализът по TCO изисква включването на всички разходи, като например:

- **Разходи за придобиване:** Цена на материали, труд, транспорт и монтаж.
- **Оперативни разходи:** Енергийни разходи за отопление и охлаждане, такси.
- **Разходи за поддръжка и непредвидени разходи:** Периодична обработка, ремонт, разходи, причинени от евентуален престой на бизнеса поради строителни дейности.
- **Стойност в края на жизнения цикъл:** Възможност за повторна употреба или рециклиране на материала.

Прилагането на TCO методологията е критично за промишлените сгради, тъй като те имат дълъг експлоатационен живот и оперативните разходи могат да надвишат първоначалната инвестиция.

### 5.4. Таблица 3: Анализ на общите разходи за собственост (TCO)

Следващата таблица сравнява елементите на TCO за дървена конструкция спрямо традиционна стоманобетонна или метална конструкция.

| **Разходен елемент** | **Дървена конструкция** | **Стоманобетонна/Метална конструкция** |
|---|---|---|
| **Начална инвестиция** | Може да бъде по-висока за материалите [26], но по-ниска за труда поради по-бързия монтаж.[4] | Материалите могат да са по-евтини, но трудът и времето за монтаж са по-високи.[26] |
| **Разходи за основи** | Значително по-ниски поради лекото тегло на конструкцията.[4] | Високи, изискват масивни фундаменти. |
| **Скорост на строителство** | Изключително висока, тъй като елементите се произвеждат извън обекта, което намалява времето за изпълнение. [4] | По-бавна, зависима от метеорологичните условия (при стоманобетон) и от сложността на монтажа (при стомана). |
| **Оперативни разходи** | Ниски разходи за отопление и охлаждане поради високата енергийна ефективност.[5] | Високи енергийни разходи, изисква се значителна допълнителна изолация. |
| **Разходи за поддръжка** | Периодична обработка срещу влага и вредители.[27] | Рутинна поддръжка, но металните конструкции могат да изискват защита от корозия. |
| **Стойност при извеждане от експлоатация** | Висока стойност на рециклиране или повторна употреба, нисък въглероден отпечатък при разрушаване. [7] | По-сложни и скъпи процеси на рециклиране. |

## VI.Екологичен и пазарен анализ в България

### 6.1. Екологични ползи и устойчиво развитие

Екологичните предимства на строителството с инженерна дървесина са значителни и все по-често се превръщат в ключов фактор за инвестиционните решения. Дървото е възобновяем ресурс[6], а когато се добива от отговорни източници, то не нанася сериозни щети на природата.[7] За разлика от производството на цимент и стомана, което изисква огромни количества енергия, обработката на дървесината е много по-малко енергоемка, което намалява общия въглероден отпечатък на строителството.[7]

Освен ниския енергиен отпечатък при производство, дървените материали съхраняват въглерод през целия си жизнен цикъл, което ги прави ефективни "въглеродни складове".[7] Тази характеристика е все по-важна в контекста на корпоративните ESG (Environmental, Social, and Governance) стратегии. Строителството с дърво може да бъде решаващ фактор за привличане на наематели с високи екологични цели и да допринесе за постигането на сертификати за устойчиво строителство.

### 6.2. Преглед на пазара на инженерна дървесина в България

Пазарът на инженерна дървесина в България е в начален етап на развитие, но основните компоненти са налични. Съществуват установени доставчици, които внасят висококачествени продукти от Европа. JAF България, например, е дистрибутор на марката NOVATOP, която предлага цялостни системи за масивно строителство с CLT панели от

сертифицирана смърчова дървесина.[15] Други фирми, като KLH, също предлагат CLT панели, произведени от ламели, ориентирани ортогонално и слепени под високо налягане.[12] Доставчици на материали, като УУДМАТ и ЕМСИЕН-3, разполагат със складови бази в различни градове на страната, което осигурява достъпност на суровините.[8]

На пазара съществуват и местни строителни фирми, специализирани в дървени конструкции, като Wood House и СТИВЪН СТРОЙ БГ ЕООД.[34] Въпреки това, анализът на наличните данни показва липсата на широко документирани примери за изградени от тези фирми промишлени или складови сгради.[34] Това не означава липса на възможности, а по-скоро показва, че пазарът е в начална фаза и изпълнението на големи индустриални проекти с дървена конструкция вероятно ще изисква привличането на чуждестранна експертиза или инвестиции в изграждане на местен капацитет. Това представлява както предизвикателство, така и възможност за пионерите в сектора.

### 6.3. Европейски и световни примери

В Европа и по света се наблюдава все по-широко използване на инженерна дървесина за строителство на мащабни сгради, включително небостъргачи, спортни зали и промишлени халета. Примери като **Mjøstårnet** в Норвегия и **HoHo Wien** в Австрия, които са сред най-високите дървени небостъргачи в света [37], демонстрират техническата зрялост и надеждност на технологията. Тези проекти служат като убедително доказателство за концепцията, че инженерната дървесина е напълно способна да отговори на най-високите изисквания за структурна цялост и безопасност на мащабни и сложни конструкции.

## Глава 7: Заключение и практически препоръки

### 7.1. Обобщение на приложимостта

Настоящият анализ потвърждава, че използването на дървени конструкции при строителство на промишлени и складови сгради в Република България е не само възможно, но и силно препоръчително от техническа, икономическа и екологична гледна точка. Регулаторната среда е благоприятна, благодарение на ясните стандарти, въведени от Еврокод 5 и неговите национални приложения. Техническите характеристики на инженерната дървесина, особено нейното ниско тегло и висока якост, я правят идеална за изграждане на големи отвори, които са от съществено значение за промишлените халета. Пожарната безопасност, макар и често източник на притеснение, е управляема и предсказуема, като масивните дървени елементи се държат по-надеждно при пожар от стоманата.

### 7.2. Препоръки за потенциални инвеститори, архитекти и строители

Въз основа на изводите от това проучване, се предоставят следните практически препоръки:

- **За инвеститори:** Преди да вземете решение, е задължително да проведете анализ на общите разходи за собственост (TCO), който включва всички етапи от жизнения цикъл на сградата. Не се фокусирайте само върху първоначалната цена на материала. Включете в анализа икономическата стойност на по-краткия срок за изпълнение, потенциалните спестявания от основите и дългосрочните ползи от високата енергийна ефективност. Приоритизирайте и екологичните предимства като част от вашата корпоративна стратегия за устойчивост.
- **За проектанти:** Тъй като пазарът е в начален етап, се препоръчва да се потърси специализирана експертиза и консултация с инженери, които имат задълбочени познания и опит с Еврокод 5 и неговите национални приложения. Това ще гарантира съответствие с всички нормативни изисквания и ще оптимизира дизайна за максимална ефективност.

- **За строители:** За да се възползвате от възможностите на пазара, е необходимо да изградите капацитет и опит в монтажа на Glulam и CLT елементи. Обучението на екипите и придобиването на специализирано оборудване са ключови за ефективното и безопасно изпълнение на подобни проекти.

## Литература

1. Доклади за България - dvlrcrealestate, https://dvlrcrealestate.com/dokladi-bg/
2. Фабрика на доставчици на производители на инженерен дървен материал в Китай - Проектиран дървен материал по поръчка, https://bg.awoodflooring.com/engineered-wood-flooring/chevron-flooring/engineered-timber.html
3. The Glulam Handbook - Swedish Wood,https://www.swedishwood.com/siteassets/5-publikationer/pdfer/glulamhandbook1-240508.pdf
4. Prosandcons – TimberFrameBG, https://timberframebg.com/prosandcons/
5. Сглобяема къща - Дървения материал, https://house-russia.com/blog-za-izgrazhdane-na-drveni-kshchi/sglobyaema-kshcha/
6. Предимства на дървените материали в строителството - МЗИ - Завод Изкуство, https://www.mzi.bg/renovation-dos-and-donts-common-mistakes-to-avoid/
7. Екологичните ползи от използването на дървени материали - МЗИ - Завод Изкуство, https://www.mzi.bg/maximizing-outdoor-spaces-building-the-perfect-deck/
8. български стандарт бдс en 1995-1-2/na еврокод 5: проектиране ..., https://cpcp.mrrb.government.bg/cms/assets/Eurocodes/Evrokod%205/BDS_EN_1995-1-2_NA.pdf
9. Национални приложения към Еврокодове - Министерство на регионалното развитие и благоустройството, , https://cpcp.mrrb.government.bg/cms/subsection-23-nacionalni_prilozheniya_kym_evrokodove.html
10. БЪЛГАРСКИ СТАНДАРТ БДС EN 1995-1-1/NA - ЕВРОКОД 5, https://cpcp.mrrb.government.bg/cms/assets/Eurocodes/Evrokod%205/BDS_EN_1995-1-1_NA.pdf
11. The Glulam Handbook - Swedish Wood, https://www.swedishwood.com/siteassets/5-publikationer/pdfer/glulamhandbook2-240508.pdf
12. CLT: МНОГОСЛОЙНИ ПАНЕЛИ ОТ МАСИВНА ДЪРВЕСИНА - Passive House Shop, https://www.phshop.bg/files/KLH_CLT_07_2021_Bulgarian.pdf
13. Cross-Laminated Timber (CLT) panels Fact Sheet - Virginia Tech, https://www.pubs.ext.vt.edu/content/dam/pubs_ext_vt_edu/CNRE/cnre-143/CNRE-143.pdf
14. XLam CLT Panel Product Data Sheet, https://xlam.co/wp-content/uploads/2024/10/001-XLam-CLT-Panel-Product-Data-Sheet-V4-September-2023.pdf
15. NOVATOP - ЙАФ България, https://www.jaf-bulgaria.com/marken/novatop
16. Fire Performance of Laminated Timber Beams - Red Stag TimberLab, https://redstagtimberlab.co.nz/fire-performance-4/
17. Calculating Fire Resistance Of Glulam Beams And Columns - Rosboro, https://rosboro.com/wp-content/uploads/2017/09/EWS-Y245.pdf
18. Пасивна пожарозащита в сухото строителство - Technogips Pro, https://www.technogipspro.com/bg/blog/article-123
19. Пасивна пожарозащита - Novoferm.bg Blog, https://blog.novoferm.bg/2020/08/20/%D0%BF%D0%B0%D1%81%D0%B8%D0%B2%D0%BD%D0%B0-%D0%BF%D0%BE%D0%B6%D0%B0%D1%80%D0%BE%D0%B7%D0%B0%D1%89%D0%B8%D1%82%D0%B0/
20. Набъбващо покритие за дървени конструкции PROMADUR® - Promat, https://www.promat.com/bg-bg/stroitelstvo/produkti-sistemi/produkti/nabubvashti-boi/promadur/
21. FIRE RESISTANCE IN CROSS-LAMINATED TIMBER - DiVA portal, , http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:299665/fulltext01.pdf

22. CLT Exterior Wall Assemblies Meet NFPA 285 Fire Test Standard | WoodWorks, https://www.woodworks.org/wp-content/uploads/wood_solution_paper_NFPA_285_Fire_Test_Standard-1.pdf
23. Противопожарни строително-технически норми ПСТН № 2, Обекти с производствено значение, Общи изисквания, Областна дирекция Пожарна безопастност и защита на населението-гр.Пловдив, пожарна, ОДПБЗ-гр.Пловдив, противопожарна охрана, закони, наредби, Структура на Пловдивската пожарна, История на Пловдивската пожарна,противопожарна, огън, пожар, пловдив, - Регионална дирекция Пожарна безопасност и защита на населението - Пловдив, https://www.fire-plovdiv.org/glava_4_1.htm
24. Наредба № Із-1971 от 29 октомври 2009 г. за строително-технически правила и норми за осигуряване на безопасност при пожар | МРРБ, https://www.mrrb.bg/bg/naredba-z-1971-ot-29-oktomvri-2009-g-za-stroitelno-tehnicheski-pravila-i-normi-za-osiguryavane-na-bezopasnost-pri-pojar/
25. НАРЕДБА № 81213-647 ОТ 1 ОКТОМВРИ 2014 Г. ЗА ПРАВИЛАТА И - НОРМИТЕ ЗА ПОЖАРНА БЕЗОПАСНОСТ ПРИ ЕКСПЛОАТАЦИЯ НА ОБЕКТИТЕ, https://www.mrrb.bg/static/media/ups/articles/attachments/%D0%9D%D0%90%D0%A0%D0%95%D0%94%D0%91%D0%90%20%E2%84%96%208121%D0%B7-647%20%D0%9E%D0%A2%201%20%D0%9E%D0%9A%D0%A2%D0%9E%D0%9C%D0%92%D0%A0%D0%98%202014%20%D0%93.%20%D0%97%D0%90%20%D0%9F%D0%A0%D0%90%D0%92%D0%98598a90cd810020d06a0c37056bb20a3f.pdf
26. Frequently asked questions about glulam - Buckland Timber,https://www.bucklandtimber.co.uk/frequently-asked-questions/
27. Цени и въпроси за дървени сглобяеми къщи Спонец, https://www.sponec.com/tseni-i-vaprosi/
28. Как да защитим дървените греди от влага и вредители? - BG LES, https://bgles.bg/blogs/news/%D0%BA%D0%B0%D0%BA-%D0%B4%D0%B0-%D0%B7%D0%B0%D1%89%D0%B8%D1%82%D0%B8%D0%BC-%D0%B4%D1%8A%D1%80%D0%B2%D0%B5%D0%BD%D0%B8%D1%82%D0%B5-%D0%B3%D1%80%D0%B5%D0%B4%D0%B8-%D0%BE%D1%82-%D0%B2%D0%BB%D0%B0%D0%B3%D0%B0-%D0%B8-%D0%B2%D1%80%D0%B5%D0%B4%D0%B8%D1%82%D0%B5%D0%BB%D0%B835
29. Влагоустойчива дървесина - DMD-Build, https://dmd-build.com/services/%D0%B2%D0%BB%D0%B0%D0%B3%D0%BE%D1%83%D1%81%D1%82%D0%BE%D0%B9%D1%87%D0%B8%D0%B2%D0%B0-%D0%B4%D1%8A%D1%80%D0%B2%D0%B5%D1%81%D0%B8%D0%BD%D0%B0/
30. Total Cost of Ownership: An Analysis Approach for Purchasing - ResearchGate, https://www.researchgate.net/publication/235292888_Total_Cost_of_Ownership_An_Analysis_Approach_for_Purchasing
31. Total Cost of Ownership (TCO) Explained - NetSuite, https://www.netsuite.com/portal/resource/articles/accounting/total-cost-ownership-tco.shtml
32. УУДМАТ ЕООД | Начало | Качествените материали за мебелната промишленост, https://woodmat.bg/
33. ЕМСИЕН: Дървен Материал - Актуални Цени - София, https://www.emsien3.com/
34. Полезно - Wood House - дървени къщи, строителство в България ..., https://woodhouse-bg.com/faq/-41
35. Дървени конструкции - СТИВЪН СТРОЙ БГ ЕООД РЕМОНТ И ИЗГРАЖДАНЕ НА ПОКРИВИ, https://asenstroi.com/uslugi/darveni-konstruktsii/-42
36. https://www.jaf-bulgaria.com/proekti-s-clt-paneli
37. Дървени греди | Конструктивна дървесина (C24) KVH | НОРТОП, https://nortop.com/%D0%B4%D1%8A%D1%80%D0%B2%D0%B5%D0%BD%D0%B8-%D0%B3%D1%80%D0%B5%D0%B4%D0%B8-kvh-%D0%B3%D1%80%D0%B5%D0%B4%D0%B8-%D0%B7%D0%B0-%D0%BF%D0%BE%D0%BA%D1%80%D0%B8%D0%B2-c24/

# РАЗВИТИЕ НА НОРМАТИВНАТА УРЕДБА ЗА ПОЖАРНА БЕЗОПАСНОСТ ЗА СТРОИТЕЛСТВО НА СГРАДИ С КОНСТРУКЦИИ ОТ ДЪРВО В БЪЛГАРИЯ. ПОЖАРОЗАЩИТА И ПОВЕДЕНИЕ ПРИ ПОЖАР НА ДЪРВЕНИ КОНСТРУКЦИИ.

**Антон Ангелов** [1]

*Висше строително училище „Любен Каравелов“*

# DEVELOPMENT OF THE REGULATIONS FOR FIRE SAFETY FOR THE CONSTRUCTION OF BUILDINGS WITH WOODEN STRUCTURES IN THE REPUBLIC OF BULGARIA. FIRE PROTECTION AND FIRE BEHAVIOR OF WOODEN STRUCTURES.

**Anton Angelov**[1]

*„L.Karavelov” civil engineering higher school-Sofia*

***Abstract**: Review of construction with wooden building structures in Europe and a perspective for their development. Normative regulation of fire protection requirements on the current issue over the years. Comparative analysis of the normative regulation before and at the present time. Conclusions after the normative review. Technical issues regarding the application of wooden structures in construction. Behavior of wood in a fire (combustion process)*

***Key words**: wooden structures, functional fire hazard class, fire resistance rating*

## I. Въведение

### 1.1. Възходът на дървесината като устойчив строителен материал

През последните години в България се наблюдава нарастващ интерес към строителството с дървени конструкции, включително сглобяеми къщи и сгради от масивна дървесина.[1] Този възход се дължи на предимства като висока енергийна ефективност, бързо изпълнение на проекти и изключителна устойчивост на сеизмични въздействия.[2] [24]. Дървесината е материал,който е многократно по-лек от бетона и метала ,и при изчистена конструктивна схема дава оптимални решения.[25]. Въпреки това, в обществото все още съществуват устойчиви предразсъдъци и професионални опасения, свързани с горимостта на дървесината. Този доклад има за цел да преодолее тези стереотипи, като предостави структуриран анализ на съвременната нормативна уредба и инженерните принципи, които осигуряват пожарната безопасност на тези сгради. Ключовият регулаторен акт е Наредба № Із-1971[4], която определя строително-техническите правила за пожарна

[1] Антон Ангелов, асистент, катедра „Механика и Математика“, Строителен факултет, ВСУ „Любен Каравелов“, София, angelov_160@abv.bg
Anton Angelov, Assistant, Department of Mechanics and Mathematics, Faculty of Civil Engineering, VSU "Lyuben Karavelov", Sofia, angelov_160@abv.bg

безопасност. Доклада разглежда как дървесината се държи при пожар, като се подчертава феноменът на овъгляване, който създава естествен изолационен слой и запазва носимоспособността на конструкцията за продължителен период от време. За да се гарантира безопасността, се прилагат както пасивни, така и активни мерки за пожарозащита. Пасивните мерки включват огнезащитни покрития и негорими облицовки, докато активните системи като пожароизвестителните и пожарогасителните инсталации осигуряват ранно откриване и бързо гасене на възникнал пожар. В заключение, докладът показва, че пожаробезопасността на дървените сгради не е въпрос на естествена горимост, а на адекватно проектиране, прецизно изпълнение и интегрирано прилагане на съвременни защитни мерки.[3] Правилно проектираната и изпълнена дървена сграда може да осигури същото или дори по-високо ниво на безопасност в сравнение с традиционните стоманени или стоманобетонни конструкции.

### 1.2. Справяне с обществените и професионални тревоги(опасения) свързани с горимостта на дървесината и нейната пожаробезопасност

Въпреки неоспоримите предимства, в обществото все още съществуват устойчиви предразсъдъци и професионални опасения, свързани с горимостта на дървесината и нейната пожаробезопасност.[1,2] Често се смята, че дървените конструкции по своята същност опасни при пожар, което може да възпрепятства тяхното по-широко навлизане в строителната индустрия. Настоящият анализ цели да преодолее тези стереотипи, като предостави структуриран и задълбочен преглед на съвременната нормативна уредба и инженерните принципи, които регулират и осигуряват пожарната безопасност на този вид сгради. Ключовото заключение е, че пожаробезопасността на дървените сгради не е въпрос на естествена горимост, а на адекватно проектиране, прецизно изпълнение и интегрирано прилагане на съвременни защитни мерки. Правилно проектираната и изпълнена дървена сграда може да осигури същото или дори по-високо ниво на безопасност в сравнение с традиционните стоманени или стоманобетонни конструкции.

*II. Промяна в законодателството на Република България*

### 2.1. Основен регулаторен акт: Наредба № Із-1971

Централният нормативен акт, който регулира строително-техническите правила за пожарна безопасност в Република България, е Наредба № Із-1971 [4] . Тази наредба, издадена съвместно от министъра на вътрешните работи и министъра на регионалното развитие и благоустройството, влиза в сила на 5 юни 2010 г., отменяйки предходната Наредба № 2 от 1987 г.[5]. Тя определя изискванията и техническите правила за осигуряване на безопасност при пожар на всички етапи – от планирането и застрояването на урбанизирани територии до проектирането и изпълнението на самите строежи, в съответствие със Закона за устройство на територията (ЗУТ)[21]. Основната цел на наредбата е да гарантира устойчивост на конструкцията за определен период от време, ограничаване на разпространението на огън и дим, осигуряване на безопасна евакуация и гарантиране на безопасността на службите за спешна помощ. Наредбата не е статичен документ, а е подложена на постоянни актуализации, което се доказва от измененията и допълненията, обнародвани в „Държавен вестник“ от 29.10.2024 г.

### 2.2. Нови термини и класификация

С влизането в сила на Наредба № Із-1971[4] настъпва съществена промяна в терминологията, отразяваща европейското законодателство. За разлика от отменената Наредба № 2 от 1987 г.[5] , която използваше понятията „ГРУПА НА ГОРИМОСТ“ и „ГРАНИЦА НА ПОЖАРОУСТОЙЧИВОСТ“, новият нормативен акт въвежда термините „КЛАС ПО РЕАКЦИЯ НА ОГЪН“ и „ОГНЕУСТОЙЧИВОСТ“. Тази промяна е ключова, тъй като позволява по-прецизна и стандартизирана оценка на поведението на строителните продукти при пожар в съответствие с европейските норми.

### 2.3. Сравнителен анализ между отменената Наредба № 2( 1987 г.) и Наредба № Із-1971 за допустимите площи и етажност за сгради с дървени конструкции от V-та(пета) степен на огнеустойчивост (СО) и сгради от III-та (трета)степен на огнеустойчивост

Наредба № Із-1971[4] определя конкретни изисквания за допустимите площи и етажност на сгради с различни степени на огнеустойчивост , включително използването на дървени конструкции При сравнение с отменената Наредба № 2 от 1987 г.[5], новият нормативен акт показва преход към по-нюансиран, базиран на риска подход.

**Таблица 3- Сравнителен анализ на допустимите площи за сгради от V-та(пета) степен на огнеустойчивост (СО) ,за които е допустимо използване на дървени конструкции:**

| Сгради (V-та СО) | Стара (отменена) Наредба № 2 (1987) [5] | Нова(актуална) Наредба № Із-1971 (2024) [4] |
|---|---|---|
| Едноетажни жилищни и обществени | До 400 $m^2$ | До 300 $m^2$ (за подклас Ф1.1); До 400 m2 (за подкласове Ф1.2, Ф1.3, Ф1.4) |
| Двуетажни жилищни и обществени | До 800 $m^2$ | Не се допуска (НД* , за подклас Ф1.1); До 200 $m^2$ (за подкласове Ф1.2, Ф1.3, Ф1.4) |
| Едноетажни производствени (категория Ф5В) | До 1200 $m^2$ | До 1200 $m^2$,може да бъде увеличена петкратно с автоматична ПГИ |
| Едноетажни складове (категория Ф5В) | До 400 $m^2$ | До 1500 $m^2$, може да бъде увеличена петкратно с автоматична ПГИ |
| Едноетажни складове (категория Ф5Д) | До 400 $m^2$ | До 2200 $m^2$, може да бъде увеличена петкратно с автоматична ПГИ |

Както се вижда от Таблица 3, **Наредба № Із-1971[4]** налага по-строги ограничения за обществени и жилищни сгради с висока пожарна опасност (подклас Ф1.1), тя е значително по-либерална към производственисгради и складове (Ф5В,Ф5Д), увеличавайки допустимата им площ от 400 $m^2$ до 2200 $m^2$. Този подход демонстрира пренасочване към оценка на риска, където възможността за разрастване на пожар се компенсира с интегрирането на активни защитни системи, като автоматични пожарогасителни инсталации (ПГИ). **Наредба №2 за ПСТН[5]** допускаше използването на дървени конструкции само след разрешение на НСПО, въз основа на представена технико-икономическа обосновка за двуетажните сгради от IV СО (без III СО) ,задължително се изисква предварителна обработка на дървения материал до ТРУДНОГОРИМ,т.е. предварителна ИМПРЕГНАЦИЯ.

Според чл. 13, ал.1 на Наредба Із-1971[4] , максимално допустимата застроена площ между брандмауерите площ на сградите или пожарните сектори (с изключение на сградите тези от КФПО Ф5) в зависимост от максималната височина на пребиваване на хора, степента им на огнеустойчивост и броя на етажите на сградите или части от тях (съгласно чл. 12, ал. 1[4]) се определя съгласно табл. 4.

**Таблица 4- Анализ на допустима площ и етажност за сгради от III-та (трета)степен на огнеустойчивост**

| Клас и подклас на функционална пожарна опасност на сградата или пожарния сектор | | Максимално допустима застроена площ между брандмауерите на сградата или пожарния сектор, $m^2$ | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | допустим брой на надземните етажи (максимална височина на пребиваване на хора) на сградата или част от нея съгласно чл. 12, ал. 1[4] | степен на огнеустойчивост на сградата или част от нея съгласно чл. 12, ал. 1[4] | | | | |
| | | | I | II | III | IV | V |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| Ф1 | Ф1.1 | 1 | 6000 | 4500 | 2250 | 600 | 300 |
| | | 2 | 3000 | 2250 | 1200 | НД* | НД* |
| | | от 3 до 5 включително (с максимална височина на пребиваване на хора до 25 mвключително) | 3000 | 2250 | 600 | НД* | НД* |
| | Ф1.2 , Ф1.3 , Ф1.4 | 1 | 4000 | 3000 | 1500 | 800 | 400 |
| | | 2 | 2200 | 2000 | 1000 | 400 | 200 |
| | | от 3 до 5 включително (с максимална височина на пребиваване на хора до 25 m включително | 2200 | 2000 | 800 | НД* | НД* |
| Ф2 | Ф2 | 1 | 20000 | 15000 | 2000 | 1000 | 500 |
| | | 2 | 10000 | 7500 | 1500 | НД* | НД* |
| | | от 3 до 5 включително (с максимална височина на пребиваване на хора до 25 m включително) | 5000 | 3750 | 1000 | НД* | НД* |
| | Ф2.2 | 1 | 4000 | 3000 | 1500 | 500 | 200 |
| | | 2 | 2200 | 1500 | 800 | НД* | НД* |
| | | от 3 до 5 включително (с максимална височина на пребиваване на хора до 25 m включително) | 2200 | 1500 | 400 | | НД* |
| Ф3 | Ф3.1 | 1 | 20000 | 15000 | 5000 | 1000 | 500 |
| | | 2 | 10000 | 7500 | 4000 | 500 | 100 |
| | | от 3 до 5 включително (с максимална височина на пребиваване на хора до 25 m включително) | 7500 | 4000 | 1000 | НД* | НД* |
| | Ф3.2 | 1 | 4000 | 3000 | 1500 | 600 | 400 |
| | | 2 | 2200 | 1500 | 800 | 200 | 100 |
| | | от 3 до 5 включително (с максимална височина на пребиваване на хора до 25 m включително) | 2200 | 1500 | 400 | НД* | НД* |
| | | 1 | 20000 | 3000 | 1500 | 800 | 400 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Ф3.3 ,Ф3.4 , Ф3.5,Ф4.2 | 2 | 10000 | 1500 | 1000 | 200 | 100 |
| | | от 3 до 5 включително (с максимална височина на пребиваване на хора до 25 m включително) | 7500 | 1500 | 500 | НД* | НД* |
| | Ф4.1 | 1 | 5000 | 4000 | 1500 | 800 | 200 |
| | | 2 | 4000 | 3000 | 1000 | НД* | НД* |
| | | от 3 до 5 включително (с максимална височина на пребиваване на хора до 25 m включително) | 3000 | 2000 | НД* | НД* | НД* |

Забележка. НД* означава „Не се допуска"

Съгласно Чл. 13,ал.3[4] ,когато не са посочени конкретни изисквания в съответните раздели, максимално допустимата застроена площ между брандмауерите площ на сградите или пожарните сектори за строежи с от КФПО Ф5, в зависимост от максималната височина на пребиваване на хора, допустимият брой етажи броя на етажите и задължителната степента на огнеустойчивост на сградите или части от тях (съгласно чл. 12, ал. 1) [4] се определят съгласно табл. 6.

**Таблица 5: Определяне на допустимият брой на етажите и задължителната степента на огнеустойчивост. съгласно табл. 6.**

| Категория по пожарна опасност на сградата или пожарния сектор | Допустим брой на етажите (максимална височина на пребиваване на хора) на сградата или част от нея съгласно чл. 12, ал. 1[4] | Степен на огнеустойчивост на сградата или част от нея съгласно чл. 12, ал. 1 | Максимално допустима площ на сградата или пожарния сектор, m2 | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | едноетажна сграда или част от сграда съгласно чл. 12, ал. 1 | двуетажна сграда или част от сграда съгласно чл. 12, ал. 1 | многоетажна сграда или част от сграда съгласно чл. 12, ал. 1 |
| Ф5В | 3 (с максимална височина на пребиваване на хора до 25 m включително) | III | 3500 | 2500 | 2200 |
| Ф5Д | 3 (с максимална височина на пребиваване на хора до 25 m включително) | III | 5200 | 3500 | 3500 |

**Таблици 4 и 5 допълнително изясняват**, че за сгради от III(трета) степен на огнеустойчивост, включително жилищни и обществени, се допуска строителство до 5 етажа по новата наредба. Това показва, че регулаторната рамка вече предлага ясни възможности за реализация на многоетажни дървени сгради.

В текста на Чл. 14, ал. 10 от Наредба Із-1971 [4] се поставя едно от най-строгите ограничения пред използването на масивна дървесина във високи сгради, тъй като те попадат в **I степен на огнеустойчивост**[4].

Строителните конструктивни елементи за сгради от I и II степен на огнеустойчивост се проектират с клас по реакция на огън не по-нисък от А2, а конструктивните елементи за сгради от III степен на огнеустойчивост - с клас по реакция на огън не по-нисък от С. За строежи от пожаронезащитени стоманени конструкции, за които не е допустима V степен на огнеустойчивост, носещите конструктивни елементи се проектират с клас по реакция на огън не по-нисък от А2, а останалите конструктивни елементи - с клас по реакция на огън не по-нисък от С.[4]

Тъй като масивната дървесина ( например :CLT/Glulam) по своята същност е органичен, горим материал, тя се класифицира най-много като **D** (Продукти с приемлив принос за неконтролирано горене) 4] . Това създава директно регулаторно несъответствие.

**Извод за Съответствие:**

1.За да се постигне I-ва (първа) степен на огнеустойчивост и да се покрие задължителното изискване и за Клас по реакция на огън **A2** , за дървените конструкции за високи сгради в България и други европейски страни е **неприложимо** – дървените конструктивни елементи **задължително** се **капсулират** (Full Encapsulation) и преминават от КРО D в КРО B или КРО C.

2.Дървените конструкции могат да се прилагат за сгради от III-та (трета)степен на огнеустойчивост , които се класифицират като ниски от 3 до 5 включително (с максимална височина на пребиваване на хора до 25 mвключително)

3.Съгласно чл. 7, ал. 1 от Наредба Із-1971 [4] , всяко ново техническо решение трябва да бъде **съгласувано на експертен съвет към Главна дирекция „Пожарна безопасност и защита на населението" (ГДПБЗН) при МВР**.Успешното одобрение зависи от представянето на качествена, базирана на научни данни и международни изпитвания обосновка, която доказва, че приложените мерки осигуряват еквивалентна или по-добра безопасност в сравнение с конвенционалните стоманобетонни и стоманени конструкции.

### 2.4. Взаимодействие с европейските стандарти (Еврокодове)

Българската нормативна уредба за проектиране на строителни конструкции е пряко свързана с европейската система от стандарти, известна като Еврокодове. За проектирането на дървени конструкции срещу въздействие от пожар ключов е стандартът БДС EN 1995-1-2 (Еврокод 5)[7]. Този документ представлява значителен напредък, тъй като предоставя ясни изчислителни процедури за определяне на границата на огнеустойчивост на строителните елементи, като отчита вида на дървесината, размерите на елемента и приноса на всяко защитно покритие. Текстовете към чл. 14 от Наредба Із-1971/2009г. [4] определят, че минималният клас по реакция на огън на конструктивните елементи за сгради от I(първа) и II (втора) степен на огнеустойчивост е A2, а за III (трета) степен не по-нисък от C. Така Наредбата въвежда допълнително ограничение за конструкциите, които не са стоманени или стоманобетонни. Използването на изчислителни методи е от съществено значение, тъй като позволява на проектантите да постигнат необходимата огнеустойчивост чрез оптимизиране на сечението на дървените елементи, вместо да разчитат само на прекалено консервативни емпирични правила. Съгласно актуалната Наредба № Із-1971 от 2024 г.[4], за сгради от III степен на огнеустойчивост се допускат строителни конструктивни елементи с класове по реакция на огън D - F, ако са защитени от всички страни с огнезащитна облицовка, която има огнеустойчивост K2 60 и клас по реакция на огън не по-нисък от A2. Същото се отнася и за покривите, които трябва да са защитени от долната страна с огнезащитна облицовка K2 30 с клас по реакция на огън не по-нисък от A2, или за подобряване на класа на реакция на огън на строителни продукти и материали, че КРО на дървесината може да се повиши до B-s1,d0 към текущия момент.

*III. Инженерни принципи: Поведението на дървесината при пожар*

**3.1. Феноменът на овъгляване: Естествен защитен механизъм**

Разбирането на поведението на дървесината при пожар е фундаментално за осигуряване на нейната безопасност.[20]За разлика от разпространените предразсъдъци, масивната дървесина не се разрушава внезапно при високи температури. Вместо това тя се поддава на процес, наречен овъгляване, който създава естествен защитен механизъм.[20] При излагане на огън се наблюдават три различни зони:

- **Зона на овъгляване:** Това е видимият процес, който започва при температури от 200-220 °C. Външният слой на дървения елемент се превръща в овъглени сажди, които действат като ефективен изолационен щит, предпазвайки вътрешността на конструкцията от бързо нагряване.
- **Зона на пиролиза:** Това е тънък слой, разположен между овъглената повърхност и вътрешното ядро. В тази зона се наблюдава термична деструкция на молекулите при недостиг на кислород, без видимо горене.
- **Остатъчно носещо дървесно ядро:** Това е вътрешната, неовъглена част на елемента, която запазва своите механични свойства и осигурява носимоспособността на конструкцията за продължителен период от време.

**3.2. Метод на намаленото сечение (RCSM)**

Един от ключовите методи, представени в Еврокод 5 [7] за изчисляване на огнеустойчивостта на дървени елементи, е “методът на намаленото сечение” , наричан още "метод на ефективното сечение". Този метод се основава на гореописаното свойство на масивната дървесина да се овъглява и позволява на инженерите прецизно да прогнозират времето, за което конструкцията ще запази своята устойчивост при стандартни условия на пожар. При изчисленията се отчита загубата на носеща способност, като от първоначалното сечение на елемента се изважда както овъгленият слой, така и допълнителен слой с нулева якост.

**3.3. Сравнителен анализ: Дърво срещу стомана и стоманобетон**

Поведението на дървесината при пожар предлага едно ключово предимство: предсказуемост. За разлика от стоманените конструкции, които губят своята здравина при температури до 500 °C, масивната дървесина не се деформира рязко, а постепенно губи сечението си чрез овъгляване. Този процес е бавен и контролиран, което осигурява повече време за безопасна евакуация на обитателите и за намеса на пожарните служби. Правилно проектираната дървена сграда[22,23] може да осигури същото или дори по-високо ниво на безопасност в сравнение с традиционните стоманени и стоманобетонни конструкции . Същото сравняване важи между дървена сграда и сглобяемите едноетажни сгради от стоманобетонни елементи [19].

*IV. Нормативни изисквания и класификации, съгласно Наредба № Із-1971*

**4.1. Критерии за огнеустойчивост (R, E, I)**

Наредба № Із-1971[4] въвежда основните критерии за оценка на огнеустойчивостта на конструктивните елементи, дефинирани със символите R, E и I, които се измерват в минути. **Огнеустойчивост** - способността на конструктивните елементи, да запазят

проектните си характеристика в условия на пожар за определен период от време. Приложимите критерии за огнеустойчивост са най-малко един от следните:

- **R – Носимоспособност :** Оценка на способността на конструктивен елемент да запазва своята устойчивост при въздействие на огън за определен период.
- **E – Непроницаемост :** Оценка на способността на елемент да издържа на въздействие на огън от едната страна, като предотвратява преминаването на пламъци или горещи газове към неизложената страна.
- **I – Изолираща способност :** Оценка на способността на елемент да предотвратява пренасянето на топлина от изложената към неизложената страна, за да осигури защита на хората, намиращи се в близост.

Съгласно Чл. 12,ал.1 на Наредба № Із-1971[4],сградите или части от тях (разделени с брандмауер, изпълнен по цялата височина на сградата в непрекъснат вертикален план, които имат най-малко по един независим евакуационен път, водещ до краен евакуационен изход към околната среда на кота терен) се подразделят на степени на огнеустойчивост в зависимост от огнеустойчивостта на строителните им конструктивни елементи съгласно табл. 3.

**Таблица 1- Съгласно чл.12,ал.1(табл.3) подразделяне на сградите на степени на огнеустойчивост в зависимост от огнеустойчивостта на строителните им конструктивни елементи**

| Степен на огнеустой-чивост на сградите | Минимална огнеустойчивост на конструктивните елементи на сградите | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | колони и рамки | външни и вътрешни носещи стени | вътрешни неносещи стени | стени на евакуа-ционни коридори и фоайета | между-етажни преградни конструк-ции | стени на стълбища | площадки и рамена на стълбища | покрив със защита съгласно колона 6 | покрив без защита съгласно колона 6 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| Критерии за огнеустой-чивост | R | REI | EI | EI | REI | EI | R | R или RE | R или RE |
| I | 120 | 120 | 30 | 60 | 90 | 120 | 90 | не се нормира | 60 |
| II | 90 | 90 | 30 | 60 | 60 | 90 | 60 | не се нормира | 45 |
| III | 45 | 45 | 15 | 30 | 45 | 45 | 45 | не се нормира | 30 |
| IV | 30 | 30 | 15 | 15 | 15 | 30 | 30 | не се нормира | 15 |
| V | Не се нормира | | | | | | | | |

Конструктивния еврокод EN1995-1-2[7] се занимава с пасивните методи за защита от огън. Методологията в него е насочена към две основни направления за проверка запазване на носимоспособност под въздействието на огън и осигуряване на огнепреграждаща функция.Действащата нормативна уредба е концентрирана върху R,E,I, критериите.Според приложението и функцията си в сградите се наблюдават следните случаи на комбинации между конструктивните елементи и критериите за огнеустойчивост

**Таблица 2-Комбинации между конструктивните елементи и критериите за огнеустойчивост**

| Критерии | Функция на елемента | Посока на огневото въздействив | Линейни елементи | | Площни елементи | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Колони | Греди | Стени | Подове |
| R | Носещи елементи без преграждаща функция | От всички страни | ДА | ДА | ДА | ДА |
| EI | Неносещи елементи с преграждаща функция | Едностранно | НЕ | НЕ | ДА | НЕ |
| REI | Носещи елементи с преграждаща функция | Едностранно | НЕ | НЕ | ДА | ДА |

## 4.2. Класове по реакция на огън (КРО )

Класификацията по реакция на огън определя способността на даден материал да гори и да разпространява горенето, като се извършва съгласно стандарта БДС EN 13501[6]. Системата разделя продуктите на класове от A1 до F:

- **Клас A1:** Негорими продукти, които нямат принос за развитието на неконтролирано горене (например, камък, тухли).
- **Клас A2:** Негорими продукти с изключително ограничен принос за неконтролирано горене (например, гипсокартон).
- **Клас B, C, D, E:** Продукти с постепенно нарастващ принос за горенето.
- **Клас F:** Продукти с много значителен принос към неконтролирано горене. Важно е да се отбележи, че масивната строителна дървесина и нейните производни обикновено

попадат в клас по реакция на огън D (КРО D) .Тук попадат сгради от V-та(пета) степен.Текстовете към чл. 14 от Наредба Із-1971 [4] определят, че минималният клас по реакция на огън на конструктивните елементи за сгради от I (първа) и II (втора) степен на огнеустойчивост е A2, а за III (трета) степен не по-нисък от C. Съгласно актуалната Наредба № Із-1971 от 2024 г.[4], за сгради от III степен на огнеустойчивост се допускат строителни конструктивни елементи с класове по реакция на огън D - F, ако са защитени от всички страни с огнезащитна облицовка, която има огнеустойчивост K2 60 и клас по реакция на огън не по-нисък от A2. Същото се отнася и за покривите, които трябва да са защитени от долната страна с огнезащитна облицовка K2 30 с клас по реакция на огън не по-нисък от A2, или за подобряване на класа на реакция на огън на строителни продукти и материали, че КРО на дървесината може да се повиши до B-s1,d0 към текущия момент.

*V. Практическо приложение: Пасивни и активни мерки за пожарозащита*

## 5.1. Пасивна пожарозащита: Първа линия на защита

Пасивната пожарозащита е основата на съвременните подходи за осигуряване на безопасност на дървените конструкции. Тя цели да забави разпространението на огъня и да осигури достатъчно време за евакуация и намеса на пожарникарите. Основните методи включват:

- **Огнезащитни покрития:** Наредба № Із-1971[4]изрично посочва, че за осигуряване на огнеустойчивостта на конструкциите се използват огнезащитни бои, състави и лакове. На пазара се предлагат сертифицирани продукти като Bochemit ANTIFLASH [9] и продуктите на Flamex[10] , които подобряват класа на реакция на огън на дървесината до клас B. Тези материали често се прилагат като част от комплексна система, включваща импрегниращи препарати, грундове и финишни покрития, което гарантира по-голяма трайност на защитата. При излагане на високи температури, тези покрития

могат да образуват порьозен, топлоизолационен слой, който забавя нагряването на дървесината.

- **Огнезащитни облицовки:** Друг ефективен метод е физическото облицоване на дървените елементи с негорими или трудно горими материали като гипсокартон, гипсфазерни плоскости или каменна вата.[17] Този подход "капсулира" дървената конструкция, предотвратявайки директния контакт на огъня с дървесината за определен период.

### 5.2. Активни системи за пожаробезопасност: Ранно откриване и предотвратяване на пожари

В допълнение към пасивната защита, модерните регулации изискват и прилагането на активни мерки за пожаробезопасност. Наредба № Із-1971 [4] изисква в зависимост от функционалната пожарна опасност на строежите да се проектират и изграждат пожароизвестителни и пожарогасителни инсталации. Тези системи са ключови за ранно откриване на пожара и бърза намеса, която може да предотврати разрастването му. Видовете активни системи, които се използват, включват пожароизвестителни системи за ранно откриване на дим или повишена температура, както и пожарогасителни инсталации с автоматично или ръчно задействане.

*VI. Индустриален контекст, регулаторни предизвикателства и бъдещи перспективи*

### 6.1. Ролята на професионалните организации

Професионалните организации играят активна роля в процеса на създаване и усъвършенстване на строителните норми в България. Организации като Камарата на инженерите в инвестиционното проектиране (КИИП)[13] и Българската асоциация на архитектите и инженерите-консултанти (БААИК)[14] предоставят експертни становища и лобират за интересите на бранша. Тяхното участие е важно за въвеждането на световни практики и за решаването на регулаторни проблеми.

### 6.2. Ключови регулаторни пропуски и предизвикателства

Въпреки напредъка, съществува един съществен регулаторен проблем, който възпрепятства по-широкото навлизане на дървеното строителство. Наредба № Із-1971[4] разрешава използването на изчислителните методи по Еврокод 5[7], но в същото време запазва изискването за минимален клас по реакция на огън (КРО) за конструктивните елементи, който е труден за постигане от необработената дървесина. Например, за сгради от I и II степен на огнеустойчивост се изисква КРО A2, а за III степен – не по-нисък от C. Тъй като необработената дървесина е от КРО D, това създава противоречие в нормативната уредба. В резултат на това, за по-големи и сложни проекти се налага получаването на индивидуални становища от Главна дирекция „Пожарна безопасност и защита на населението" (ГДПБЗН).Според становища на професионални форуми[16], премахването на това изискване за класове по реакция на огън би премахнало най-голямата пречка за прилагането на Еврокодовете за дървени конструкции.

### 6.3. Европейски тенденции и бъдещи перспективи

Европейската практика показва ясна тенденция към облекчаване на нормативните ограничения за строителство с дърво с течение на времето.Тази тенденция се дължи на

развитието на инженерната дървесина и нарастващия натиск за устойчиви строителни практики.[15]

**Таблица 6: Хронология на развитието на европейското законодателство за строителство с дървени конструкции**

| Период | Максимална етажност на сгради с дървени конструкции в Европа |
|---|---|
| До 1990 г. | Предимно 2-етажни сгради, с изключение на Норвегия (до 4 етажа) |
| До 2000 г. | До 5 етажа във Великобритания, Норвегия, Швеция, Франция, Испания и Гърция. Увеличена е етажността до 3-4 етажа и в Германия, Италия, Румъния. |
| 2010 г. | Германия е допуснала строителство на дървени сгради до 5 етажа. |
| Прогноза 2020 г.- 2025 г. | Очаква се всички страни от Европейския съюз да приемат строителни норми, разрешаващи строителство на дървени сгради до 5 етажа. |

Данните от Таблица 6 показват, че това, което някога е било ограничено **до двуетажни сгради**, вече се е разширило **до многоетажно строителство в много европейски държави**. Този прогрес е индикация за неизбежното бъдещо развитие на българската нормативна уредба, което ще позволи по-широкото приложение на дървесината в строителството[3]. Може да се отбележи ,че **строителството на високи сгради** придобива все по-важно значение, което поставя в центъра на общественото внимание въпросите за пожарната безопасност, особено когато се използват нови конструктивни материали като слепената дървесина (Glulam) и кръстосано-слоестата дървесина (CLT). В Чл. 14, ал. 10 от Наредба Із-1971 [4] се поставя едно от най-строгите ограничения пред използването на масивна дървесина във високи сгради, тъй като те попадат в **I степен на огнеустойчивост**[4].

*VII. Заключение и препоръки*

**7.1. Обобщение на констатациите**

Проектирането и строителството на сгради с дървени конструкции в България се регулира от комплексна и динамична система, която интегрира както национални правила, така и европейски стандарти. Наредба № Із-1971[4] формира основната рамка, докато Еврокод 5[7] и неговото Национално приложение предоставят специфичните инженерни методики, като например метода на намаленото сечение, който позволява да се отчете присъщата огнеустойчивост на масивната дървесина. Поведението на дървото при пожар не е само въпрос на горимост, а се характеризира със защитното овъгляване, което позволява на конструкцията да запази своята носеща способност за определен период, осигурявайки време за евакуация и намеса на пожарните служби.

**7.2. Практически препоръки за професионалисти**

Въз основа на представения анализ се предлагат следните препоръки за инженери, архитекти и инвеститори, ангажирани на сгради с дървени конструкции в строителство:

- **Интегриран подход към проектирането:** Проектите следва да се разработват с пълно съответствие както с общите изисквания на Наредба № Із-1971[4], така и с детайлните изчисления, предписани в БДС EN 1995-1-2[7] и неговото Национално приложение[8].
- **Комбиниране на мерки за пожарозащита:** За да се осигури максимална безопасност, е критично да се прилагат едновременно пасивни мерки (като огнезащитни покрития и негорими облицовки) и активни системи (като пожароизвестителни и пожарогасителни инсталации).
- **Приоритизиране на продукти с доказано качество:** Използването на сертифицирани строителни продукти, които са преминали оценка на съответствието съгласно

действащата наредба, е задължително за гарантиране на високи нива на безопасност.

- **Непрекъсната професионална квалификация:** Предвид динамиката на нормативната уредба, е от съществено значение професионалистите да следят последните промени в законодателството и да участват в обучения, организирани от камари и асоциации като КИИП[13] и БААИК[14].
- Съгласно чл. 7, ал. 1 от Наредба Із-1971 [4] , всяко ново техническо решение трябва да бъде съгласувано на експертен съвет към Главна дирекция „Пожарна безопасност и защита на населението" (ГДПБЗН) при МВР. Успешното одобрение зависи от представянето на качествена, базирана на научни данни и международни изпитвания обосновка, която доказва, че приложените мерки осигуряват еквивалентна или по-добра безопасност в сравнение с конвенционалните стоманобетонни и стоманени конструкции.

Прилагането на тези препоръки ще допринесе за изграждането на по-безопасни и устойчиви сгради, утвърждавайки дървото като надежден и иновативен строителен материал в България.

*Използвана литература*

1. ПРЕДИМСТВА НА ДЪРВЕНИТЕ СГЛОБЯЕМИ КЪЩИ, accommodationbg.wordpress.com
2. Дървени къщи, stor-bg.com
3. Пожаробезопасност на дървени къщи Honka, honka.com
4. Наредба № Із-1971 от 29.10.2009 г. за строително-технически правила и норми за осигуряване на безопасност при пожар (Обн. ДВ, бр. 96 от 04.12.2009 г., в сила от 05.06.2010 г., с последващи изменения)
5. Наредба № 2 за противопожарните строително-технически норми (отм. от 2010 г.)
6. Класификация на строителни продукти и елементи по отношение на реакцията им на огън, съгласно БДС EN 13501
7. БДС EN 1995-1-2 (Еврокод 5): Проектиране на дървени конструкции
8. Национално приложение (NA) към БДС EN 1995-1-2
9. Противопожарен импрегнант за дърво Bochemit ANTIFLASH, Строителен пазар
10. ФЛАМЕКС – БЪЛГАРИЯ ООД, nstpnobp.com
11. Огнезащита на носеща конструкция при пожар, Promat, promat.com
12. Пожарна безопасност на сгради с дървена конструкция, инж. Пламен Узунов, 2012 г.
13. КИИП, kiip.bg
14. БААИК - Асоциации, catalog.bg
15. Fire resistance assessment of timber - structureshttps://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/sites/default/files/2022-06/08-FRANGI-EC-FireDesign-WS.pdf
16. https://www.kab-sofia.bg/rokdownloads/%D0%9F%D1%80%D0%B5%D0%B7%D0%B5%D0%BD%D1%82%D0%B0%D1%86%D0%B8%D0%B8/ProHolz-En-Efektivno-stroitelstvo-s-darvo/08.pdf
17. Новия knauf -https://knauf.com › bg-BG
18. Franco, José Tomás. 2019. Reaction And Fire Resistance: How Are Materials Classified In The Event Of A Fire? 01 May 2019 г. https://www.archdaily.com/916062/reaction-

and-fire-resistance-how-are-materials-classified-in-the-event-of-a-fire.
19. Цветков Ст., Конструктори за строителни инженери –сглобяемите едноетажни сгради от стоманобетонни елементи. ВСУ, С., 2019 ISBN: 978-954-331-103-3, 388 стр.
20. Tracey, Sean. Fire Dynamics: Module 2-1. https://guides.firedynamicstraining.ca/g/fd202-1-fundamentals-of-fire-and-combustion-pres/118851.
21. Закон за устроиване на територията
22. РЪКОВОДСТВО ЗА УПРАЖНЕНИЯ ПО СГРАДОСТРОИТЕЛСТВО - ЧАСТ I - електронно издание , автори, Гичка Кутова-Каменова, Теодора Пейкова, 2024 , ISBN 978-954-724-173-2
23. РЪКОВОДСТВО ЗА УПРАЖНЕНИЯ ПО СГРАДОСТРОИТЕЛСТВО ЧАСТ II - електронно издание,
Автори Гичка Кутова-Каменова, Теодора Пейкова, автори, 2024 - ISBN 978-954-724-176-3
24. Хандрулева Ан., куполни прътови конструкции - динамично изследване чрез три метода на комбиниране по координатни .Направления на ефектите от сеизмичното въздействие XXII МЕЖДУНАРОДНА НАУЧНА КОНФЕРЕНЦИЯ ВСУ'2022,6-8 октомври 2022 г., София, България
СБОРНИК ДОКЛАДИ, Том II, стр. 85-93.
25. Арнаудов, М. (2022). Съвременни черупкови конструкции от слепена дървесина. Годишник на
Университета по архитектура, строителство и геодезия, Том 55, Брой 1.

# ТРАДИЦИОННИ КОМПОЗИЦИОННИ И КОНСТРУКТИВНИ РЕШЕНИЯ В АРХИТЕКТУРАТА НА БЪЛГАРСКИТЕ МАНАСТИРИ ПРЕЗ ВЪЗРАЖДАНЕТО ЗА ОСИГУРЯВАНЕ НА ПАСИВНА ЗАЩИТА ОТ ПОЖАР

# TRADITIONAL ARCHITECTURE AND COMPOSITION FEATURES OF BULGARIAN MONASTERIES DURING THE NATIONAL REVIVAL PERIOD FOR PROVIDING FIRE PROTECTION

**Радосвета Кирова-Делчева**[1]

***Резюме:*** *Анализът на архитектурното развитие на българските православни манастири през Възраждането акцентира върху специфичните аспекти, свързани с осигуряването на противопожарна безопасност. Проучването проследява историческото развитие на възрожденската архитектура на православните български манастири през Възраждането с акацент върху трите аспекта за осигуряване на пасивна пожарна защита: пространствено-композиционен, архитектурен и строително-конструктивен и материално-технологичен. Въз основа на направения анализ, са формулирани научно-приложни насоки за проектантите в инвестиционното проектиране на инвестиционни за реставрация и консервация на манастири със статут на недвижими културни ценности (НКЦ) от епохата на Възраждането.*

***Ключови думи****: български манастири, архитектурно наследство, възрожденска архитектура, пожарна безопасност, пасивна защита*

***Abstract:*** *The architectural analysis of development of Bulgarian Orthodox monasteries during the National Revival period focuses on the specific aspects of fire safety. The scope of the study is limited to three key elements of monastic architecture and spatial organization that provide passive fire protection: features of spatial layout composition; use of specific architectural and structural elements aimed at limiting the spread of fire; and application of fire-resistant construction techniques and materials. Based on the conducted analysis, science-based and practically applicable guidelines for architects and engineers within investment projects for heritage restoration and conservation of monasteries from the National Revival period are formulated.*

***Keywords:***
*Bulgarian monasteries, architectural heritage, National Revival period architecture, fire safety, passive fire protection*

[1] Радосвета Кирова, доктор, арх., асистент, ГТИА, Архитектурен факултет, ВСУ „Л. Каравелов“, ул. „Суходолска“ 175, kirova.radosveta@gmail.com.

## 1. Развитие на манастирската мрежа в България.

Първите християнски манастири възникват в Близкия Изток и на Синайския полуостров през късната античност. В България манастирската мрежа се разгръща интензивно след официалното приемане на християнството по време на Първото българско царство през 864 г. под културното и архитектурно влияние на Византия. Периодът на Второто Българско царство се характеризира с нов разцвет на градежа на манастири и промени във функционалното зониране и разположение съобразно природните дадености, изграждането на скални обители, навлизането на декоративни строителни техники с употребата на печена и глазирана керамика при храмовата архитектура. [7] Въпреки, че процесът на изграждане и поддръжка на манастирските сгради след падането под османско владичество не прекъсва изцяло, през различните периоди от време и в отделните райони той среща значителни религиозно-правни ограничения по отношение на мащаба и архитектурните характеристики. През първите две столетия на османското владичество основно в западните части на покорените български територии е развита макар и скромна като екстериорни качества и архитектурен мащаб гъста манастирска мрежа, отличаваща се с богато интериорна украса на храмовете - Кремиковски, Драгалевски, Билински, Карлуковски, Алински, Искрецки, Подгумнерски манастир и др. [4]

Въпреки тези ограничения, наред със селищните храмове, манастирите остават единствените обществени архитектурни обекти на православната българска общност през османския период. [9] [10] Българската православна общност в тяхното планиране и изграждане значителен икономически ресурс, както и своите естетически представи, съобразени с господстващите архитектурни тенденции. Под въздействие на редица фактори сред които са промените във фортификационната и жилищната архитектура и модификациите в строителната техники още от XVIII в. се наблюдава масовото приложение на паянтови конструкции – укрепване и изравняване на каменната зидария с видими сантрачи, дървени чардаци, полуоткрити галерии и външни стълби, стрехи, изработка на църковното обзавеждане, характерни за манастирското и храмовото строителство. [10] [4]

След масовите кърджалийскии погроми в края на XVIII в. и началото на XIX в. значителна част от манастирската мрежа е значително засегната или унищожена – опжарени са Рилският, Троянският, Преображенският, Килифаревският, Батошевският, Кокалянският, Германският, Калоферският, Горноводенският, Етрополският, Правешкият манастир и множество други. [3] [3] Обществено-политическите промени за предоставяне на равностойни права на немюсюлманите от страна на Високата порта с т. нар. реформи на Танзимата през XIX в., водят до нов подем в църковното и манастирско строителство по българските земи. През Възраждането се възстановяват или изграждат нови православни храмове и манастирски комплекси от строителни тайфи, обучени в еснафските структури под ръководството на майстори като Алекси Рилец, Миленко Велев, Павел Йованович от Кримин, Никола Фичев и др. [1] [4] [10] [16]

## 2. Характеристики на архитектурния тип от гледна точка на пожарната безопасност

Възникналата през III в. основополагащата за християнството монашеска институция намира пространствено изражение в манастирските обители - специфичен комплекс от сгради с различно предназначение, които осигуряват възможност за духовна изолация на организираните по строго установен устав и разделени по полов признак монашески общности. Манастирската архитектура и устройство отразяват пространствено аскетичнато усамотение, фундаментално за философията на монашеския

живот, организиран около функционално обособени дворове, в центъра на които е разположен съборният храм и около него – манастирските жилищни крила. Още с възникването на първите манастирски комплекси, по естествен начин архитектурният и устройствен замисъл на православните манастири съчетават идеята за бягство и изполация от светския живот и основополагащата за средновековната архитекура отбранителни характеристики, които осигуряват приоритетно пасивна защита при нападение. Фортификационният характер на манастирите по своя замисъл е носител на ключовите характеристики за пасивна отбрана и устойчивост на пожар, която е осигурена на пространствено-композиционно и архитектурно-строително ниво. [2] Освен от опасността от външни нападения и опожаряване, солидният градеж на културата архитектура е съобразен и със спецификата на традиционните християнски обреди, свързани с паленето на кандила и свещии и поддържането на огън пред иконите, което също повишава рисковете от пожар на първо място на културите сгради, жилищните крила и разположените в тях отделни монашески, а също така в манастирските магерници, стопанските сгради и др. [10]

### 3. Архитектурни и градоустройствени регулации през османския период по отношение на ограничаване на опастността от пожари

Унищожителните пожари са важен фактор за въвеждането на законодателни промени и стриктни архитектурни и устройствени регулации Османската империя, успоредно с аналогичните процеси, които протичат в Западна Европа. Пример за това са регулациите в следствие на огнените стихии, заличили значителни части от столиците на Османската империя и Англия в средата на XVII в. - Константинопол (1660) и Лондон (1666). [14] [15] Приетите аконодателни промени формулират изиквания към отделните характеристики на строежите, което цели да ограничи пожарите чрез изисквания към строежите за повишаване на тяхната пасивна огнезащита, което да гарантира ограничаване на огъня за определено време, сред които: осигуряване на безопасно разстояние между сградите, отделянето с отделни ограждащи стени, регламентиране на минималната височина и дебелина на масивна каменна зидария на ограждащите стени, употребата на незапалими материали и специфични строителни техники, промени в инсталирането на отоплителните уреди и комините и др.

Строителните регулации продължават да се усъвършенстват под влияние на унищожителните пожари като например тези в Пловдив (1788), Свищов (1810), София през (1831), двата пожара в Търново през 50-те години на XIX в. и др. [6], и в същото време да играят ролята на катализатор за подобряване и обезопасяването на строителството и градоустройството, включително чрез създаването на мерки за активна огнезащита. Архитектурните изисквания и регулации, свързани със сигурността и устойчивостта на сградния фонд, несъмнено оказват влияние в определена степен и върху строежа на градските метоси и разположените по правило извън или в покрайнините на населените места манастири. [2]

### 4. Пожарите в строителната история на българските манастири през Възраждането

Предвиждането на специфични меркиз а огнезащита е част от историята на най-значимите манастирски обители в България, част от националното и световно културно-историческо наследство.

Един от най-ранните примери за това е обновяването на Роженския манастир със спомоществователството на мелнишките еснафи през втората половина на XVIII в., когато манастирски крила са разделени чрез масивни зидани изцяло каменни или каменно-тухлени негорими стени про примера на Атонските манастири. [8] [10] [13]




а) б)

**Фигура 1**. Манастир „Св. Йоан Рилски Чудотворец“: а) Въздушен изглед с брандмауерите, излизащи над покривните повърхнини, източник: internet б) Изглед на външната фасада с Дупнишката порта, източник: internet [8]

Най-значимата от трите православни ставропигиални манастирски обители в България - според дарствената грамота на Иван Шишман от 1378 г., основаният през X век св. Йоан Рилския Чудотворец манастир е възстановен около кулата на Хрельо Драговол (1334-35). [8] [10] През втората половина на XVIII в. манастирът е подложен на серия от кърджалийски погроми през 1765, 1768 и 1778 г. като при последния набег стихиен пожар унищожава почти изцяло манастирските крила като оцелява единствено средновековната църква. Игуменът Йосиф ангажира опитния майстор Алекси Рилец, който през периода 1816 – 1819 г. проектира възстановяването на манастирски крила, реализирани за по-малко от година от около три хиляди строители и доброволци. За съжаление значителна част от манастирския комплекс е опожарена отново през 1833 г. При второто възстановяване на на значителния по площ манастирски комплекс със застроена площ от 5500 кв. м., доста възрастния Алекси Рилец прилага специални пожарозащитни мерки. Четири- и пететажните жилищни крила, които заобикалят вътрешния двор във форма на неправилен петоъгълник в план, са разделени на отделни зони чрез масивни зидани стени. Брандмауерите тръгват от основите и надвишават като височина билото на покривите на манастирските крила като разделят на отделни сектори както килиите, така и прилежащите чардачни пространства. Преминаването през масивните стени е осигурено чрез солидно обковани с желязо врати. Според изследванията на Х. Христов, Г. Стойков и К. Миятев, освен с пожарозащитни качества, всяка стена се отличава с декоративната тухлена зидария, която допринася за естетическата стойност на интериора. Външните фасади на жилищните крила завършват с негорими каменни и тухлени корнизи и са покрити с едноолучни керемиди. Около десетилетие след това, през 1847 г. майстор Миленко от Балтешница изгражда новата съборна църква и възстановява най-високото южно манастирско крило като прилага аналогичен подход за защита от пожар като Рилец. [5] [12] [13] Възстановяването на дву- и триетажни жилищни крила в северозападния ъгъл на една от трите български ставропигии - Троянския манастир започва по време на игумен Паисий в началото на XIX век, около половин век след откриването на килийно училище през 1765 г. и териториално разширение на манастира. През 1820 г., игумен Партений започва изграждането на висока манастирска стена от масивна каменна зидария с отбранителен характер и типичен елемент на пасивната огнезащита, с което привлича вниманието на османските власти. Партений е обвинен от видинския Дервиш паша, че строителството в манастира е свързанос борните за независимост на Гърция, организирани от Филики Етерия и е хвърлен в затовра в Ловеч. [13] [14]



а)



б)

**Фигура 2**. Манастир „Св. Йоан Рилски Чудотворец“: а) Общ изглед на двора *с* Дупнишката порта, източник: internet б) Следи от големия пожар през 1833 г. по Г. Стойков [8]

## 5. Осигуряване на пасивна пожарна защита на българските манастири през Възраждането

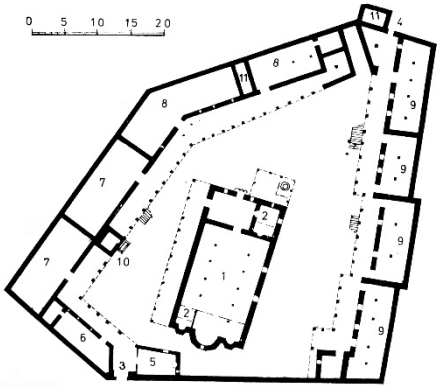
Основен композиционен подход при организацията на манастирските дворове, който заляга още при тяхното основаване и се прилага и през Възраждането в България е изграждането на културните обекти в центъра на манастирския двор, което осигурявало разстояние между най-важната сграда или сгради в манастирския комплекс и манастирските крила. Проучването на плановите схеми показва, че дори и разстояния под три метра осигурявали сравнително ефективна пасивна защита при пожар чрез отдалечаване на храма от горимите дървени манастирски чардаци, които са най-уязвимите архитектурни елементи при възникване на огън и съответно ограничаването по тази начин на размерите на огнената стихия.

Друг традиционен подход, познат още от средновековието, който освен чисто функционален смисъл имал и противопожарен ефект, е разделянето на манастирските комплекси на отделни дворове с различно функционално предназначение. Разделянето на отделни посетителски, монашески и стопански дворове е характерно за повечето от големите български манастири като Рилския, Бачковския, Троянския, Преображенския, Мулдавския манастир и др. В стопанските дворове по правило са оформяни от паянтови сгради, а дейностите в тях често също способствали възникването на пожар. Ограничаването на пожарите се гарантира чрез масивните ограждащи стени на манастирските жилищни крила или с масивна каменна ограда, която ограничава разпространението на огъня до отделния двор и осигуряване на по-лесното му гасене без да бъдат засегнати останалите части от манастирския комплекс.

Свидетелства за практиката по функционалното разделяне на отделните манастирски крила чрез масивни каменни или каменно-тухлени, негорими стени се откриват още в плановите схеми на Атонските манастири. Този архитектурен подход, характерен за българското средновековие, има за цел както отбранителна, така и по-специално противопожарна роля. Разделянето на манастирските крила чрез огнеустойчиви стени, които излизат или не над покривната линия е продължение на средновековните архитектурни решения и се утвърждава отново през първата половина на XIX в. под влияние на Атонската строителна традиция, която е най-консервативна и запазва характерните белези на средновековната архитектура в значителна степен. Важно значение има дейността на майстор Алекси Рилец за възстановяването на Рилския манастир след пожара от 1833 г., който системно прилага противопожарни прегради като

част от цялостната планова организация. Въпреки, че подобно решение е приложено по-рано при възстановяване на Роженския манастир, именно подходът, приложен от Рилец оказва влияние и върху други значими манастирски строежи през XIX век, сред които се открояват реконструкцията и новото изграждане на манастирски крила в Преображенския, Дряновския и Килифаревския манастирна майстор Никола Фичев. Подобна архитектурна стратегия вероятно е използвана и при строителството на Соколския манастир през 30-те години на XIX век от майстор Константин от Пещера на част от жилищните крила. Огнезащитни стени се прилагат и при късните пристройки на Кукленския, Мулдавския манастир и други значими манастирски комплекси от същия период.






а) б)

**Фигура 3**. а) Преображенски манастир, източник: internet б) План на Роженския манастир, източник: internet

Сред широко разпространените приоми за осигуряване на устойчиостта на пожар е употребата на негорими материали. За осигуряване на евакуационните изходи е използван плътнен обков с масивни железни гвоздеи на дървените входни крила на портите на манастирските дворове, храмове и жилищни крила, както и на дървените капаци на прозоречните отвори, познати още от средновековното крепостно строителство. Употребата на трудногорими или негорими покрития на покривите с едноолучни керемиди е неизменна част от мерките за пасивна пожарна защита, докато завръщането към масивните каменни или тухлени корнизи е сравнително по-рядко или ограничено до ориентираните навън фасади, докато фасадите към вътрешния двор се оформят със стрехи. Например при възстановяване на външните фасади на Преображенския манастир, Никола Фичев използва къси стрехи в комбинация от декоративна облицовка на стените от печени тухли на паянтовите горни етажи над масивните каменни основни етажи, която също играе роля за повишаване на огнеустойчивостта.

Мерките за пасивна пожарна защита при манастирите могат да включват употребата на негорими настилки като каменни плочи за настилане на двора, в монашеските килии и общите помещения като магерницата, трапезарията, складовете и др. Основните архитектурни и устройствени подходи и елементи, идентифицирани в манастирското строителство през Възраждането, включват:

- разделяне на манастирските комплекси на различни функционални зони;
- специфична планова композиция с отстояния между храма и манастирските крила;

- адаптация на архитектурни практики от средновековното крепостно и манастирско строителство;
- разделяне на манастирските крила на отделни зони чрез масивни противопожарни прегради;
- ограничаване на огъня в чардаци, стълбища и входно-изходни отвори чрез специфични техники и инженерни решения;
- влагане на огнеустойчиви материали като камък и тухла в строителството на критичните елементи на пасивна огнезащита - стени, стрехи, покриви и др.

## 6. Насоки и препоръки към дейностите по опазване на манастирите като част от недвижимото културно наследство.

Българските манастири, в които се заражда и развива българската култура, книжнина и православно изкуство, играят важна роля за съхраняване на българската народност през петте века османско владичество българските православни манастири формират представителна група от обекти на недвижимото културно наследство в България, Рилският манастир е вкючен и в списъка на световното културно наследство на Юнеско. Поради своето историческо, културно, архитектурно и художествено стойност те са обект на системно проучване, документиране, консервация и реставрация, с цел опазване за бъдещите поколения. Един от същесвтените фактори за съхраняване на тези обекти в автентичен вид до наши дни са потивопожарните характеристики, които допринасят в значителна степен за тяхната устойчивост и е обект на съхраняване в инвестиционните проекти за реставарция и консервация

Въз основа на направения анализ могат да се формилират насоки при актуализация на статута и проучвателните етапи на проектиране на реставрационни и консервационни дейности в българските манастири от епохата на Възраждането със статут на недвижими културни ценности (НКЦ):

- да се изследват и представят схематично в светлината на строителната им история традиционните строителни практики и цялостна стратегия за осигуряване пасивна противопожарна защита;
- да се проучат и и представят като схеми от гледна точка на противопожарна защита функционалното зониране на отделни дворове и разстоянията между отделните функционални блокове като съществен елемент на техния архитектурен и устройствен замисъл;
- да проучат и документират на ниво работни детайли пасивните противопожарни архитектурни елементи, материали, технологии;
- да се изследват и документират на ниво работен детайл декоративните похвати при елементите на пасивна защита, ако има такива;
- да се работи в тясна връзка в екипите от специализираните архитекти по културно наследство и специалистите по пожарна безопасност, за да се гарантира съхраняването на автентичността на заложените традиционни елементи, строителни техники и материали за пасивна пожарна защита, да се изследва и по възможност да се осмисли тяхната функционална роля в съвременни условия;
- проучените автентични строителни материали и техники да се заложат приоритетно в проектните решения като гаранция за съхраняване на автентичността;
- да се следват принципите на минимална намеса, обратимост и разграничимост между новото и оригиналното, като се избягва използването на съвременни несъвместими материали, които могат да нарушат цялостта и автентичността на архитектурната тъкан;

- да се насърчава включването на занаятчии и майстори, запознати с традиционните техники и работата с естесвтени материали, като част от усилията за съхранение не само на физическата среда, но и на нематериалното културно наследство, свързано със строителството.

**7. Изводи.**

Изследването се фокусира върху три основни елемента на манастирската архитектура и устройствена структура, които гарантират пасивна противопожарна защита: особеностите на плановата композиция; използването на специфични архитектурно-конструктивни елементи с цел ограничаване разпространението на огъня и прилагането на огнеустойчиви строителни техники и материали.

Краткият историческия преглед на развитието на архитектурата на българските манастири през късния османски период разкрива тенденциите за навлизане на дървото като един от основните строителни материали и нови функционални и естетически решения под влияние на жилищната архитектура, което свидетелства за временното отстъпление от строгите противопожарни мерки, характерни за укрепената средновековна архитектура. Честите пожари и особено масовото опожаряване на манстирите през кърджалийския период в края на XVIII и началото на XIX век провокират преосмисляне на подходите към безопасността. Това води до постепенно завръщане към прилагането на пасивни противопожарни мерки при проектирането и изграждането на манастирските комплекси. Сред тях се открояват ясното функционално и пространсветно зониране на пространството, включително разделяне на сградите на пожарни сектори, подбор на огнеустойчиви строителни материали и технологии. Така през първата половина на XIX в. противопожарната защита отново заема ключово място в архитектурното оформяне на манастирския двор и прилежащите жилищни крила. Най-известният пример за приложението на мерки на пасивна пожаробезопасност в края на XVIII в. и началото на XIX в. в научната литература е от строителната история на Рилския манастир. Примери като Рилския, Троянския и Роженския манастири разриват целенасочено архитектурни решения и цялостна стратегия за противопожарна защита чрез архитектурата още от края на XVIII и началот на XIX в., въведена от майстори като Алекси Рилец и Никола Фичев. употребата на противопожарни обмазки и мазилки около огнищата и др. Въпреки, че при част от по-малките манастири и тези изградени след средата на XIX в. се наблюдава употребата на по-нетрайни материали и строителни техники за манастирските крила, строжите във важните манастирски обители в България под влияние на консервативната архитектурно-строителна традиция на Атон, формират важна група от обекти с висока културно-историческа стойност.

Проучването разкрива пасивната противопожарна защита като неизменна интегрална част от архитектурата на българските манастири през Възраждането, продължител на строителните традиции и укрепителни характеристики на българската средновековна архитектура. Пример за това са считаните за съвременни практики като разделянето на манастирските сгради на отделни пожарни сектори чрез зидани прегради и отстояния между отделните функционални блокове, които са традиционни и доказана като ефективност мярки за ограничаване на огъня. Интересен аспект от манастирската архитектура през Възражаднето е, че елементите с противопожарна роля в манастирската архитектура през Възраждаенто играят и естетическа роля.

Изводите, основани на традиционните пространствено-композиционни и архитектурно-строителни подходи и елементи, служат като основа за формулирането на насоки към проектантите, ангажирани в инвестиционното проектиране – архитекти, инженери по пожарна безопасност, строителни конструкции, електроинженери, специалисти по отопление и вентилация и др. Изследването на строителната история и

извеждането на препоръки, базирани на утвърдени традиционни практики за осигуряване на пасивна противопожарна защита, се разглеждат като модел за устойчиво и безопасно проектиране в историческа архитектурно-градоустройствена среда с културно-историческа стойност.

**БИБЛИОГРАФИЯ:**

[1] Даскалова-Обретенов, К., А. Обретенов . Полетът на майстор Алекси Рилец през вековете, София, 2004.

[2] Кирова, Р. Противоземетръсни и противопожарни характеристики на жилищно отбранителните кули на Балканите през османския период, Международна научна конференция ВСУ'2015, 187-192, (ISSN 1314 – 07117)

[3] Мутафчиева, В. Кърджалийско време, Издателство на БАН, София1993

[4] Прашков, Л., Бакалова, Е., Бояджиев, С. Манастирите в България. София, 1992.

[5] Прашков, Л., Шаренков, А. Паметници на културата на Света гора-Атон. София: Български художник, 1987.

[6] Радкова, Р. Рилския манастир през Възраждането. София, 1972.

[7] Рангелов, В., Пространствена и функционална организация на манастирските дворове в България, Варна, 2016

[8] Стойков, Г. Майстор Алекси и майстор Кольо Фичето. София, 1976.

[9] Тодорова, О. Православната църква и българите XV-XVIII век. София, 1997.

[10] Тулешков, Н. Архитектура на българските манастири. София, 1988.

[11] Тулешков, Н. Архитектурното изкуство на старите българи. Том 2. София, 2006.

[12] Христов, Х., Стойков, Г., Миятев, К. Рилският манастир. София, 1957.

[13] Чавръков, Г., Добрев, С. Български манастири: Паметници на историята, културата и изкуството. София, 1974.

[14] Baer, Marc David (2004). "The great fire of 1660 and the Islamization of Christian and Jewish space in Istanbul". International Journal of Middle East Studies. 36 (2): 159–181.

[15] Hanson, Neil (2001). The Dreadful Judgement: The True Story of the Great Fire of London. Doubleday.

[16] https://liternet.bg/publish14/al_obretenov/arhitekton.htm

# ТОПЛИННИ ЕФЕКТИ И РИСКОВЕ ЗА ЗДРАВЕТО И ОКОЛНАТА СРЕДА ПРИ ПОЖАР НА ЕЛЕКТРИЧЕСКИ ПРЕВОЗНИ СРЕДСТВА В ЗАТВОРЕНИ ПРОСТРАНСТВА

**Теодоси Цанков д-р инж. Гл. ас. катедра „Тактика“** факултет ПБЗН, адрес ул. Пиротска 171 А, teodosi.kilifarski@abv.bg

# THERMAL EFFECTS AND RISKS TO HEALTH AND THE ENVIRONMENT IN THE EVENT OF FIRE IN ELECTRIC VEHICLES IN ENCLOSED SPACES

**Teodosi Tsankov chief assistant Department of Tactics** Faculty of Fire Safety and Civil Protection, 171A, Pirotska Street

***Abstract**: With the growing adoption of electric vehicles (EVs), new fire safety risks are emerging, particularly in enclosed spaces such as underground parking garages. This study combines results from numerical simulations and full-scale experimental tests to assess both the thermal effects and toxic emissions during electric vehicle fires. The confined environment, reflective surfaces, and lack of natural ventilation in underground facilities intensify these processes, accelerating fire propagation. At the same time, the combustion of lithium-ion battery components releases highly toxic gases—hydrogen fluoride (HF), carbon monoxide (CO), hydrogen chloride (HCl)—along with fine aerosol particles containing heavy metals. Concentrations of these substances can exceed permissible exposure limits within minutes of ignition, posing a serious threat to human health, the environment, and emergency response teams.*

***Key words**: electric vehicles, fires in enclosed spaces, thermal radiation, toxic emissions, health risks underground parking lots*

## 1. Въведение

Електрическите превозни средства (ЕПС) все по-уверено се утвърждават като устойчива алтернатива на автомобилите с вътрешно горене, подкрепяни от екологични политики и технологичен напредък в енергетиката. С разширяването на тяхното приложение обаче се появяват нови предизвикателства, свързани с пожарната безопасност и потенциалните последици за човешкото здраве и околната среда при инциденти с такива превозни средства. Особено уязвими са затворените пространства като подземни гаражи, където липсата на естествена вентилация и ограничените възможности за евакуация усилват риска.

Пожарите на електромобили се отличават със специфична динамика, предизвикана от т.нар. „термичен пробив“ (thermal runaway) на литиево-йонните батерии. Това води до бързо отделяне на значителни количества топлина и отделяне на токсични газове и аерозоли, включително водороден флуорид (HF), въглероден окис (CO), водороден хлорид (HCl), както и фини частици с тежки метали. В допълнение, лъчистият топлообмен от горящ електромобил играе ключова роля за запалването на съседни

автомобили, особено в среда с висока плътност на паркиране и ограничена термична дисипация.

Настоящото изследване разглежда едновременно термичните ефекти и токсичните емисии, характерни за пожари на ЕПС в затворени пространства. Чрез числено моделиране и обобщаване на експериментални данни се идентифицират основните рискове за хората, околната среда и аварийните екипи. Представени са аргументирани препоръки за нормативни промени, както и технически мерки за намаляване на риска от бързо разпространение на пожара и натрупване на отровни вещества.

## 2. Горене и топлообмен

В открити пространства развитието на пожара протича по съществено различен начин поради липсата на натрупване на топлина в зоната на горене. В такива условия разпространението на пламъците и скоростта на горене зависят предимно от вятърните условия и възникващите конвективни потоци. За разлика от това, в затворени среди – като подземни гаражи – ограничената вентилация води до значително задържане на топлина. В комбинация с лъчистия пренос на топлина това създава изключително агресивна среда, благоприятстваща бързото развитие и разрастване на пожара.

Размерът на зоната на горене и скоростта на разпространение на пламъка се определят от редица фактори, включително количеството налични горими материали, геометрията на пространството и поведението на възходящите газови потоци. Въпреки това, именно лъчистият топлообмен се откроява като основен механизъм за бързо предаване на топлина между близко разположени превозни средства. Обменът на енергия се осъществява в заобикалящата ограничена среда, както е илюстрирано на фиг. 1. [1]



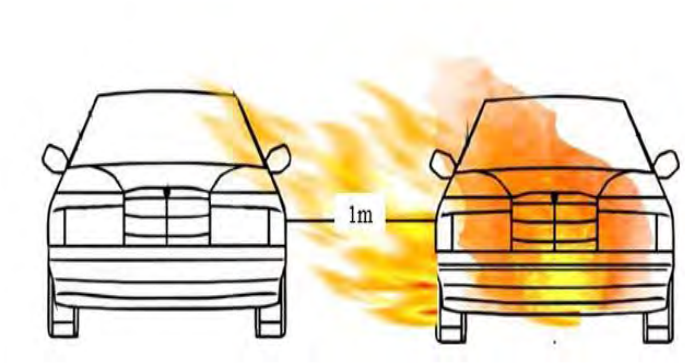

**Фигура 1**. Горене и топлообмен

Характерната особеност на този тип пренос е, че дори кратка експозиция на интензивна лъчиста топлина може да предизвика самозапалване на близкоразположени горими обекти – автомобили, дървени конструкции, временни постройки или елементи от сградната среда. В контекста на подземни паркинги, където разстоянието между

автомобилите често е минимално, този феномен придобива критично значение: само няколко минути излагане на повишена топлинна радиация могат да доведат до възпламеняване на съседен автомобил. Продължителното излъчване от вече горящо превозно средство води до постепенно акумулиране на топлинна енергия в околните обекти, което ускорява достигането на температури, критични за самозапалване.

## 3. **Оценка на самозапалване на превозно средство при лъчист топлинен поток от 40 kw/m²**

За да се определи дали превозно средство, разположено на разстояние 1 метър (фигура 2) от източника на пожар, ще се възпламени при излагане на лъчист топлинен поток от 40 kW/m² (според [2], при пожар на електрическо превозно средство стойностите на лъчистия топлинен трансфер варират между 40 и 60 kW/m²), е необходимо да се приложат съответните термодинамични уравнения и да се отчетат температурите на запалване на материалите, съставляващи съседния автомобил (например гума, пластмаси, текстил, метали и др.).




**Фигура 2** Разпространение на пожара към съседен автомобил чрез лъчист топлообмен

Критично значение има познаването на температурите на самозапалване на характерни горими материали, присъстващи в автомобила:

- Гуми: приблизително 250°C – 300°C
- Пластмаси: приблизително 300°C – 350°C
- Текстилни материали: приблизително 200°C – 250°C [9]

При зададен лъчист топлинен поток от 40 kW/m², за оценка на риска от запалване се използва следната формула за топлинен поток [1]:

**(1)**

$$q = \sigma \cdot \varepsilon \cdot T^4$$

където:

- $q$ – лъчист топлинен поток (40 kW/m²),
- $\sigma$ – константата на Стефан–Болцман,
- $\varepsilon$ – емисивитет на повърхността (приблизително 1 за абсолютно черно тяло),

- $T$ – температурата в Келвини.

Следващата стъпка е да се изчисли температурата $T$ на обекта на база известните стойности на топлинния поток и емисивитета[1]:

**(2)**

$$T = \left( \frac{q}{\sigma.T} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Получената температура отразява равновесната стойност, до която ще се загрее повърхността при постоянно излагане на лъчиста енергия.

**(3)**

$$T = \left( \frac{40000}{5.67x10^{-8}} \right)^{1/4} = 916.5 \text{ K} \approx 643.5°\text{C}$$

Резултатът показва, че температурата е значително по-висока от прага на самозапалване на повечето автомобилни материали (250°C–350°C). Следователно, при продължително излагане на лъчист топлинен поток от 40 kW/m², съседният автомобил ще достигне условия за запалване след определен период.

За да се оцени времето до самозапалване на автомобил, разположен на 1 метър разстояние, се прилага принципът на натрупване на топлинна енергия върху горими повърхности. Приемайки:

- обща изложена площ: около 2 m² (вкл. гуми и интериор),
- средна специфична топлинна способност: 1.5 kJ/(kg·K) за гума и пластмаса,
- обща маса: около 50 kg (гуми и интериорни компоненти),

се изчислява необходимата енергия за повишаване на температурата[3]:

**(4)**

$$Q_{necessary} = m.c.\Delta T$$

където:

- $m$ – маса (50 kg),
- $c$ – специфична топлинна способност (1.5 kJ/kg·K),
- $\Delta T$ – разлика между начална и температура на самозапалване (около 250°C – 300°C).

След това се прилага зависимостта за времето, нужно за натрупване на тази енергия[3]:

**(5)**

$$Q=q.A.t$$

където:

- $q$ – лъчист топлинен поток (40 kW/m²),
- $A$ – площ (2 m²),
- $t$ – време в секунди.

Резултатите от изчисленията (по 5) показват:

- Гумите се самозапалват след приблизително **3.51 минути** при 40 kW/m²;
- Интериорът – след около **4.29 минути** при същите условия.

Тези стойности показват изключително кратко време до запалване, което подчертава колко бързо може да се разпространи пожар в близост до горящ електромобил при високи стойности на лъчистата топлина. За сравнение, в [4] се посочва, че при пожар на автомобил с вътрешно горене (ICE), разположен на 0.8 m от съседно МПС, експозицията на топлинен поток от 26.66 kW/m² води до самозапалване след приблизително **8 минути** – почти **два пъти по-дълго** от стойностите, отчетени в настоящия анализ. Основната причина е по-високата топлинна енергия, отделяна при пожар на електрически превозни средства.

## 4. **Структурни последици**

Разрастването на пожар в подземен гараж, обхващащ няколко превозни средства, може да доведе не само до сериозни материални щети, но и до структурно увреждане на сградата. Продължителното въздействие на високи температури върху стоманобетонни елементи води до значителна загуба на носимоспособност, дължаща се основно на влошаване на якостта на бетона и отслабване на свързващия контакт между армировката и бетона [4]. Множество изследвания показват, че при пожари в подземни гаражи температурите могат да надвишат 800–1000°C, което е критично за структурната стабилност [4][5][6]. Такива термични условия създават реален риск от частично или прогресивно разрушаване на сградата, представлявайки сериозна опасност за човешкия живот и безопасността на спасителните екипи.

## 5. **Токсичност на димните газове при пожари на електрически превозни средства**

Пожарите, включващи електрически превозни средства, водят до отделянето на разнообразни опасни вещества, чийто състав и количество зависят основно от типа на батерията, фазата на горене и обема на електронните и полимерните компоненти в автомобила. Основен източник на токсични емисии са литиево-йонните батерии, които съдържат редица метали, електролити и органични съединения, податливи на термично разлагане при високи температури.

### 5.1 **Газови емисии**

Според изследване на [7], при горенето на литиево-йонни батерии се отделят следните опасни газове:

- Водороден флуорид (HF) – силно токсичен и корозивен газ, който причинява сериозни увреждания на лигавиците и белите дробове дори при ниски

концентрации. В зависимост от типа батерия, отделеното количество може да достигне до 200–400 mg/Wh [7].
- Въглероден оксид (CO) – добре познат продукт на горене, който представлява сериозен риск от отравяне, тъй като блокира способността на кръвта да транспортира кислород.
- Водороден хлорид (HCl) и серен диоксид ($SO_2$) – отделят се при изгаряне на PVC кабели и други полимерни компоненти от електрическите системи на автомобила [8].

Съгласно доклад на [7], при пожар на батериен модул в електрическо превозно средство е установено, че концентрацията на водороден флуорид (HF) във въздуха може да надвиши 50 ppm, което е над 10 пъти повече от допустимия предел за експозиция на работното място, определен от OSHA (Американската администрация за безопасност и здраве при работа).

Водородният флуорид (HF), който се отделя най-вече от литиево-йонните батерии при пожар на електромобил, представлява изключително сериозна заплаха за човешкото здраве. HF е силно корозивен газ, който реагира агресивно с човешките тъкани (очи, кожа, бели дробове) и причинява тежки химически изгаряния. За разлика от други киселини, флуоридният йон прониква дълбоко в тъканите, свързвайки се с калция и магнезия в организма. Дори краткотрайно излагане на концентрации над 30 ppm може да бъде фатално. Вдишване на HF може да предизвика химически пневмонит (възпаление на белите дробове), белодробен оток, а в тежки случаи – остра дихателна недостатъчност [7, 8].

Допустимите прагове на експозиция за HF според OSHA и NIOSH (Национален институт за безопасност и здраве при работа – САЩ) са силно ограничени и подчертават необходимостта от строги мерки за защита при пожари на електрически превозни средства, особено в затворени пространства като подземни гаражи.

### 5.2 **Аерозоли и фини прахови частици**

Освен газообразни емисии, горенето на литиево-йонни батерии води и до отделяне на аерозолни частици и фини прахови фракции с диаметър под 1 микрон. Тези частици често съдържат тежки метали, присъстващи в електродните материали на батериите, сред които:

- Кобалт (Co), манган (Mn), никел (Ni) – основни компоненти на катодния материал.
- Литий (Li) – макар и в по-малки количества, литият може да взаимодейства с вода и да предизвика корозия на метални елементи в инфраструктурата, особено при навлизане в дренажни системи.

Финитe прахови частици с толкова малки размери ($PM_1$ и $PM_{2.5}$) могат да проникнат дълбоко в белодробната тъкан и дори да достигнат кръвния поток. Продължителното или многократно излагане на подобни частици е свързано с повишен риск от респираторни, сърдечно-съдови и неврологични заболявания [7].

Освен вредното въздействие върху човешкото здраве, тези частици също така представляват екологичен риск, тъй като могат да се отлагат върху повърхности, почва и вода, натрупвайки токсични тежки метали в околната среда. При пожар в подземни или слабо вентилирани пространства, концентрацията на такива аерозоли може да достигне опасни нива за изключително кратко време, затруднявайки евакуацията и създавайки допълнителен риск за спасителните екипи.

Затова е наложително:

- инсталирането на ефективни филтриращи и вентилационни системи с възможност за улавяне на частици под 1 μm;
- специализирано обучение на пожарникари за справяне с токсични аерозоли и защита на дихателните пътища;
- мониторинг на въздуха в реално време при пожари в затворени пространства с висока EV плътност.

**Изводи**

Пожарите, възникващи при електрически превозни средства (ЕПС), особено в затворени пространства като подземни гаражи, представляват значителен риск както за човешкото здраве, така и за инфраструктурата и околната среда. Високата интензивност на лъчистото топлообменяне, характерно за такива пожари, благоприятства бързото разпространение на огъня към съседни обекти, дори при кратка експозиция. Изчисленията показват, че само няколко минути под въздействие на термична радиация от 40 kW/m² могат да доведат до самозапалване на съседни автомобили. Допълнително усложнение представлява отделянето на токсични газове – като водороден флуорид (HF), въглероден оксид (CO), серен диоксид ($SO_2$) и хлороводород (HCl), – както и ултрафини аерозолни частици, съдържащи тежки метали. Те могат да предизвикат остри и хронични увреждания на дихателната система, кожата, очите и централната нервна система. Наличието на тези замърсители в затворена среда с ограничена вентилация увеличава риска от фатални последствия при пожарни инциденти с ЕПС.

Настоящото изследване подчертава необходимостта от прецизно оценяване на термичните и токсикологични рискове, свързани с електрическите превозни средства, и от разработване на специализирани мерки за превенция, вентилация и аварийна евакуация при проектиране и експлоатация на затворени паркинг съоръжения. Преходът към електромобилност трябва да бъде съпроводен не само с екологични, но и с инженерни и здравни съображения, за да се осигури безопасност както за хората, така и за градската инфраструктуратекста.

**Литература**

[1] Антонов С, Математическо моделиране на динамиката и преноса на лъчиста енергия при пожари - монография, ISBN - 978-954-92423-7-9
[2] Kang S., Kwon M., Choi J. Y., Choi S., Full-scale fire testing of battery electric vehicles [Online]. Available: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0306261922017548, 2023.
[3] Loitsyansky, L., G. Mechanics of liquid and gas, Drofa, 2003, Moscow. ISBN: 5-7107-6327-6.

[4] Tsankov, T., G., Fire safety when using electric vehicles in underground garages, monograph, Sofia 2025, ISBN: 978-619-93275-0-0.
[5] EN 1992-1-2: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, CEN, Brussels, 2004 [Online]. Available: https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1992.1.2.2004.pdf.
[6] Hertz, K. Limits of spalling of fire-exposed concrete. Fire Safety Journal 2003, 38(2), pp.103–116.
[7] Larsson, F., Andersson, P., & Mellander, B. E., Lithium-Ion Battery Aspects on Fires in Electrified Vehicles on the Basis of Experimental Abuse Tests. Batteries (MDPI), 2(2), 9. DOI: 10.3390/batteries2020009, 2016
[8] Ola Willstrand, Roeland Bisschop, Per Blomqvist, Alastair Temple, Johan Anderson, Toxic Gases from Fire in Electric Vehicles, RISE Report 2020:90, ISBN: 978-91-89167-75-9, Available on: https://ri.diva-portal.org/smash/get/diva2:1522149/FULLTEXT01.pdf, Last updated: 2023

# СТРОИТЕЛНО ИНФОРМАЦИОННО МОДЕЛИРАНЕ В ПОЖАРНАТА БЕЗОПАСНОСТ

**Александър Душанов**

*Академия на МВР*

# BUILDING INFORMATION MODELING IN FIRE SAFETY

**Aleksandar Dushanov**

*Academy of MOI*

***Abstract**: This report analyses the role of the construction sector in the context of urbanisation and technological transformation. Despite its traditional conservatism, the sector is progressively innovating, led by digitisation and Building Information Modeling (BIM). BIM is changing the processes of design, construction and operation through centralised information management and improved coordination. This paper discusses the Levels of Development (LOD) in BIM and their impact on detailing and information integration. Special attention is given to fire safety and the possibility of a separate model for passive fire protection measures, allowing their earlier integration into the construction process. The need for interoperability of technologies as well as strategic investment in digital solutions is highlighted. Despite initial challenges such as high costs and different levels of technological maturity, digitalization is leading to increased efficiency and innovation in the construction sector.*

***Key words**: Building Information Modeling (BIM), digitalization, fire safety, interoperability, passive fire protection measures model*

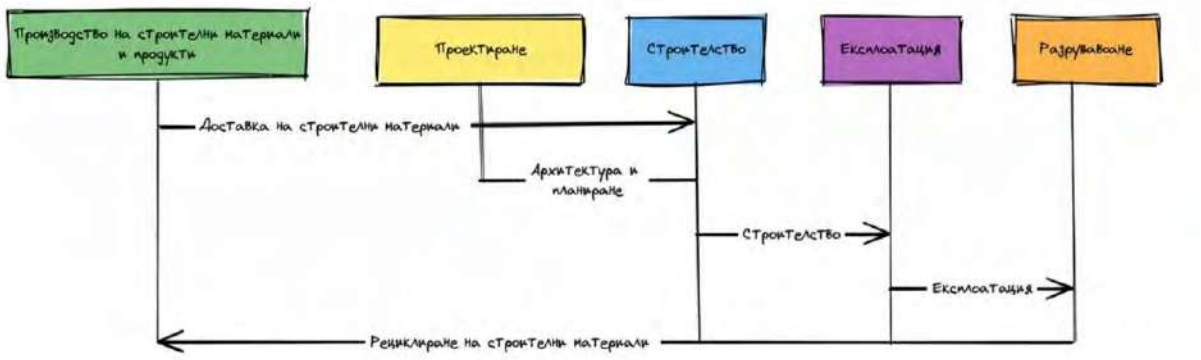
## 1. Въведение

Наличието на градски центрове с концентрирано население и монументална архитектура се счита за един от признаците за възникване на човешката цивилизация в древна Месопотамия преди повече от 5 500 години [1]. Тези градски центрове поставят началото на урбанистичния начин на живот. В наши дни по данни на европейската строителна обсерватория съвременните жители на Европа прекарват средно между 85 и 90 % от времето си в затворените пространства на сградите. Развитото на градските центрове и индустриализацията са довели до възникването на строителна екосистема, която е втората по големина в Европа, както по брой наети осигурявайки 24,9 мил. работни места, така в икономическо отношение представлявайки 9,6 % от добавената стойност [2].

Европейската строителна обсерватория нарича строителната екосистема „строителен сектор“, като посочва, че в широката си дефиниция включва статистически определените икономически дейности [4] в сектор „Строителство“, сектор

„Професионални, научни и технически дейности“, раздел „Архитектурни и инженерни дейности; технически изпитвания и анализи“, част от дейностите в сектори „Преработваща промишленост“, свързани с производство на строителни продукти, като и сектор „Операции с недвижими имоти“.

Всички тези дейности формират взаимосвързана верига – от производство на строителни материали и продукти, до експлоатацията и разрушаването на сградите в края на жизнения им цикъл.




Фигура 1 Строителен сектор

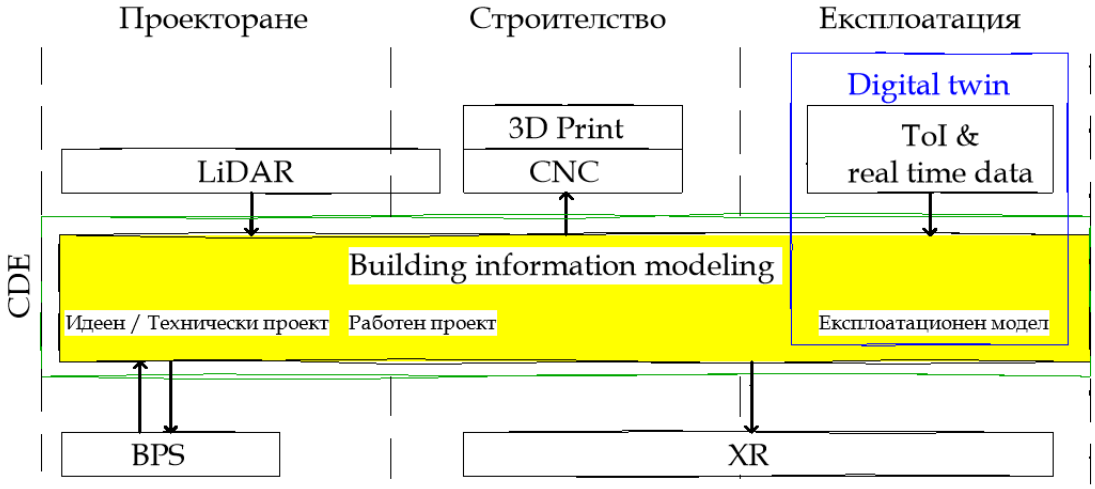
Въпреки, важната ролята на строителния сектор в съвременния живот, до скоро данните показваха, че секторът е един от най-консервативните и значително изостава при възприемането на технологичните иновации и произтичащите промени в работните процеси [5]. Това не е случайно – строителната екосистемата се формира от 5,3 мил. компании, 99% от които са малки и средни. Веригите на доставки и комуникации в сектора имат проектен характер и се осъществяват от компании с различно ниво на технологична зрялост [6]. Добавяйки високите разходи за закупуване на хардуер и софтуер, както и необходимостта от специфични знания е очевидно, че наличните технологии и иновации не предлагат конкурентно предимство за участниците в сектора, което да ги кара да ускорят процеса на възприемане [7]. Резултатите са повече от красноречиви – в статия на Маккензи енд Къмпани от 2017 г. [8] се посочва, че не се забелязва значително нарастване в производителността на сектора за периода 1995-2014 г., докато производителността на останалите икономически дейности и най-вече на индустриалното производство е нараснало почти двойно за същия период.

Въпреки това, отчитайки огромното значение на сектора, по-голяма част от правителствата в Европа полагат целенасочени усилия за подобряване нивото на иновации в строителния сектор, чрез въвеждане на стратегии, законодателни инициативи и стимули в подкрепа на цифровата му трансформация [2].

Изглежда, че тези усилия, подкрепени от бурното развитие на технологиите, дават резултата. Според проучване от 2023 г. [10], инвестициите в технологичните компании осигуряващи продукти за строителния сектор за периода 2020-2022 г. са нараснали с 85 % в сравнение с предходните три години и възлизат на приблизително 50 милиарда долара. Очаква се тази тенденцията да се запази, като инвестициите в технологии подкрепящи дигитализацията в строителния сектор ще продължат да растат. Този процес обхваща всички аспекти на сектора, като започва с разработването на стратегия за капиталови вложения и достига до архитектурно и инженерно проектиране, бюджетиране, организиране на търгове, строителни дейности и операции по експлоатация и поддръжка.

**2. Същност и приложение на дигиталната трансформация в инвестиционния процес**

Осигуряването на оперативна съвместимост между технологиите, използвани за различните дейности е истинско предизвикателство. В своя труд, Construction 4.0 от 2022 г. [11] Марко Казин посочва възможността за свързаност между всички заинтересовани страни в строителния процес, като ключова предпоставка за навлизането на иновации в сектора. Той отбелязва, че наличните технологии за събиране на данни (LiDAR - Light Detection and Ranging, IoT - Internet of Things и др.), цифрова информация и анализ (BIM - Building Information Modeling, BPS - Building Performance Simulation, XR - Extended Reality и др.), автоматизация на строителните процеси (CNC - Computer CNC machines, 3D printing и др.) и съвременните материали и продукти играят критична роля в тази трансформация.

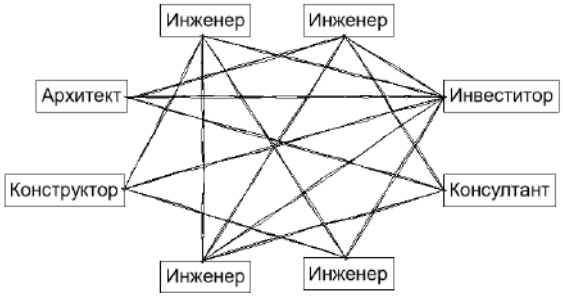



Фигура 2 Технологии използвани в строителния сектор

Въпреки многообразието на технологии, използвани в строителния сектор, безспорно основната технология, движеща трансформацията е BIM (Building Information Modeling), чрез която фундаментално се променя начинът по който се създава и споделя информацията за бъдещата сграда.

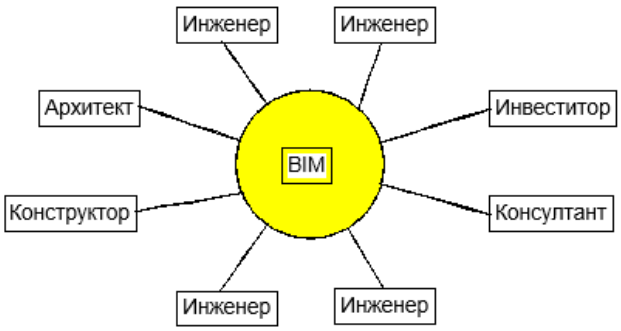
Използването на BIM променя и начина на комуникация и координация между проектантите. Връзките се трансформират от двупосочни, без централизирана система (peer-to-peer), в такава с централизирана архитектура (споделено общо пространство), където потокът от информация е общодостъпен и се реализира правилото за единен източник на информация (Single source of truth).

Принципите и процесите на управлението, и създаването на информация в жизнения цикъл на сградите, с приложение на BIM, е обхванатa от серията стандарти БДС EN ISO 19650 „Организация и дигитализация на информацията за сгради и строителни съоръжения, включително строително-информационно моделиране (BIM). Управление на информацията чрез използване на строително-информационно моделиране“.




Фигура 3 Информационен поток при традиционния подход на проектирани

Терминът „Building information modeling“ (Строително информационно мидлеиране) се появява за първи път в статията Modelling Multiple Views on Buildings. Automation in Construction на Van Nederveen, G.A. and Tolman, F.P. през 1992 г. и надделява над много други определения в същия контекст [12].




Фигура 4 Информационен поток при BIM и споделена работна среда

Съвременното разбиране за BIM може да бъде дефинирано като цифров модел за представяне на физическите и функционалните характеристики на сградите [15].

Освен това, BIM може да се разглежда като база данни, съдържаща цялостната информация за една сграда, която може да бъде споделена и достъпна за всички заинтересовани страни в строителния процес – от етапа на проектиране, през изграждането, експлоатацията, до края на жизнения цикъл на съоръжението. Това позволява на всяка от заинтересованите страни да използва различни инструменти (софтуери) за визуализиране и управление на данните за сградата по начин, който е специфичен и необходим за съответната им дейност. Например, за изработката на количествени сметки, не е необходима информация за местоположението на дадена врата, но е необходима много по-подробна информация за характеристиките на вратата, от традиционно представяне на чертежите и плановете на проекта [19].

Това изцяло променя традиционния процес на проектиране, при който графичната информация е основният източник, интерпретиран различно от заинтересованите страни в зависимост от нейните специфични нужди.

При използването на BIM обаче, основната роля на софтуерите с графично представяне на проекта е да служат като инструменти за управление на базата данни, докато създаването на планове, разрези, чертежи, схеми и други графични материали, донякъде се превръща във второстепенна функция.

Тази промяна, поставя на преден план управлението на базата данни и налага нови изисквания към детайлността на информацията в проекта. Докато при традиционния

подход, при който източникът на информация са чертежите и детайлността се определя от мащаба, в контекста на BIM възниква необходимост от дефиниране на нивото на детайлност по нови, по-структурирани критерии. Първоначално за тази цел се използва терминът Level of Detail (Ниво на детайлност), който е заимстван от бурно развиващата се в началото на 90 те години, компютърна 3D графика.

Терминът поставя основно акцента върху геометричната детайлност на елементите на сградата [12],14 което влиза в противоречие с фундамента на BIM, при който геометричната детайлност на елементите не е достатъчна за създаване на пълноценен модел на сграда.

През 2008 г. Американският институт на архитектите в документа E202 – 2008 Building Information Modeling Protocol Exhibit (Протокол за строително информационно моделиране, изложение), въвежда термина Level of Development (Ниво на разработка) (LOD), който включва нивото на геометричен детайлност (Level of Geometry – LOG) и ниво на информация (Level of information – LOI), характеризиращо детайлности на буквено-цифрова информация за елементи [12].

Нивото на разработка (LOD) се отнася до детайлност на отделните елементи в цифровия модел на сградата. Нивото на разработка на елементите в един цифров модел може да се различава в зависимост от детайлността на информацията, която е необходима за тяхното изграждане, монтаж и експлоатация. В Спецификацията за ниво на разработка (LOD), публикувана през 2013 г., са дефинирани 6 кумулативни нива на детайлност:

**LOD 100 -** Елементът на модела може да бъде представен графично в модела със символ или друго общо представяне, но не отговаря на изискванията за LOD 200.

**LOD 200 -** Елементът на модела е общо и графично представен в рамките на модела с приблизително количество, размер, форма, местоположение и ориентация.

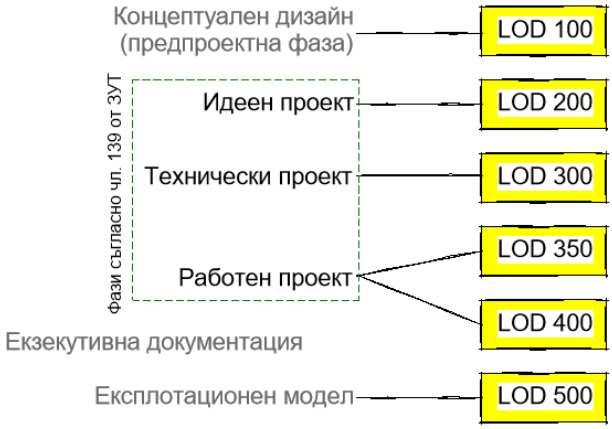
**LOD 300** Елементът на модела, както е проектиран, е графично представен в модела, така че неговото количество, размер, форма, местоположение и ориентация да могат да бъдат измерени.

**LOD 350** Елементът на модела, както е проектиран, е графично представен в рамките на модела, така че неговото количество, размер, форма, местоположение, ориентация и интерфейси със съседни или зависими елементи на модела да могат да бъдат измерени

**LOD 400** Елементът на модела е графично представен в рамките на модела с подробности, достатъчни за производство, сглобяване и инсталиране. По същество LOD 400 описва моделен елемент, разработен до ниво чертежи за производство.

**LOD 500** Елементът на модела е графично представяне на съществуващо или изградено състояние, разработено чрез комбинация от измерване на място или интерполация. Нивото на точност трябва да бъде отбелязано или прикрепено към моделния елемент.

Трябва да се отбележи, че нивото на разработка на моделите е косвено свързано с фазите на проектиране. Американският институт на архитектите използва рамката LOD и я свързва с фазите на проектиране, като определя минималното ниво на детайлност на строителните елементи за всяка фаза. Ако направим връзка с фазите на проектиране, дефинирани в Закона за устройство на територията, ще получим връзките, показани на Фигура 5.

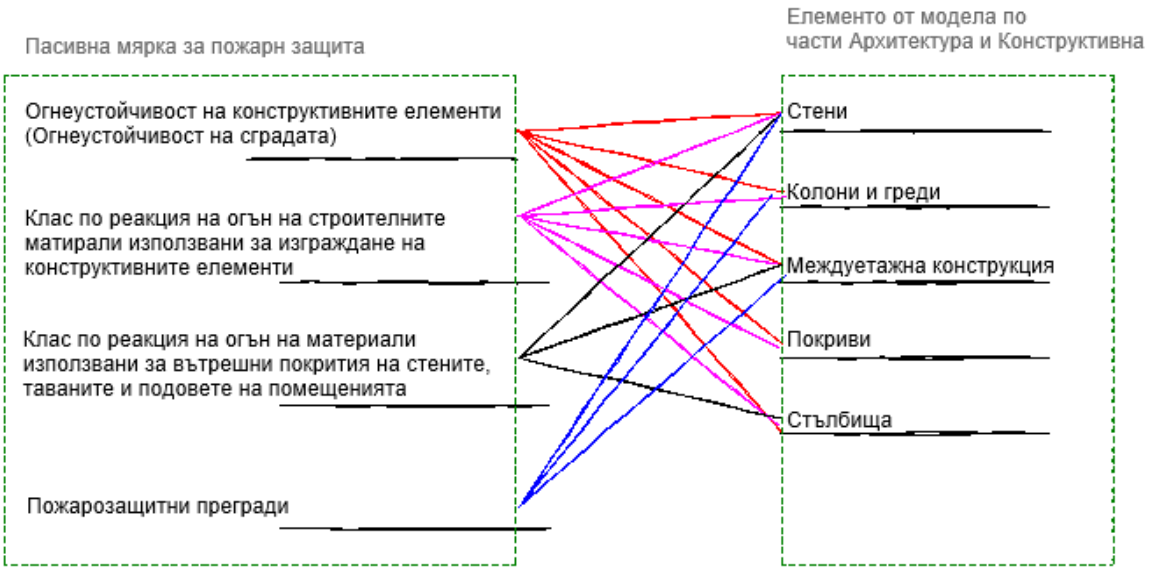



Фигура 5 Връзка между нивото на разработка и фазата на проектиране

## 3. Предизвикателства пред интегрирането на пожарната безопасност в BIM

По отношение на информацията свързана с пожарната безопасност в D40/21-04 40/Ss 55 30 of the Level of Development (LOD) Specification (BIMForum, 2023), е посочено, че информацията е на ниво LOD100 и включва диаграми или схематични моделни елементи, както и концептуални и/или схематични визуализации. Трябва да се направи уточнение, че цитираната спецификация се отнася до пасивните мерки за пожарна безопасност, които са вградени в структурата на сградата. Основното предизвикателство при интегрирането на пасивните мерки за ПБ в BIM е, че те не са самостоятелни обекти, а атрибути (свойства) на други елементи. От друга страна активните мерки за защита, които представляват системи и инсталации, могат да се разработят до ниво на разработка LOD500, в зависимост от информационните изисквания.

Ограничението в нивото на разработка на пасивните мерки за пожарна безопасност е свързано с факта, че те не представляват самостоятелни елементи на модела, а са характеристики (напр. огнеустойчивост и клас по реакция на огън) на елементи, които са част от моделите на останалите специалности [17],основно в архитектурния и конструктивен модели.



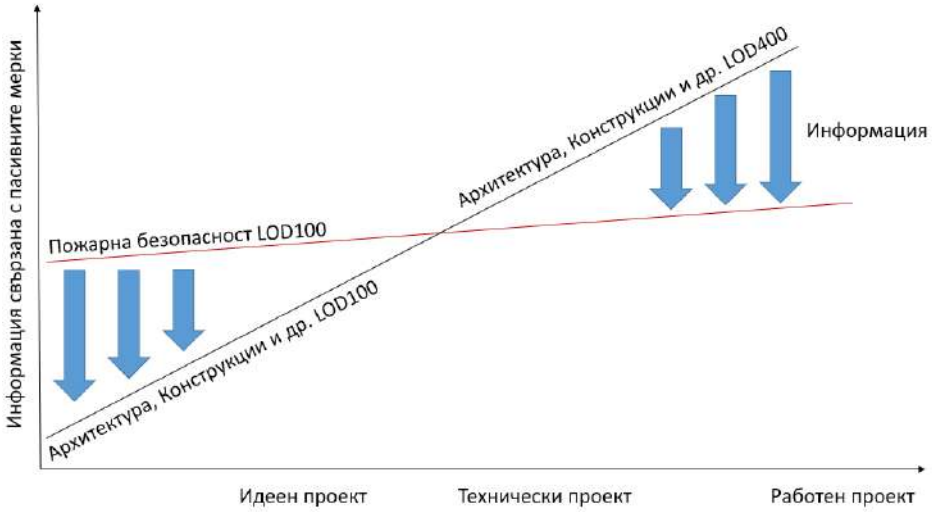

Фигура 6 Свойства на противопожарната защита (набор от данни) в рамките на елементите на BIM модела

Самите елементи, като стени, колони, врати и др. [22, 23], част от архитектурно-конструктивния модел, са разработени до необходимото ниво и могат да достигнат LOD 500. На пръв поглед изглежда, че възниква противоречие, тъй като нивото на развитие на пасивните мерки, които могат да се нарекат „набор от данни“, са разработени до LOD100, докато самите елементи, към които принадлежат, също могат да бъдат разработени до LOD500.

Едно от възможните решения на изложения конфликт е изваждане на пожарната безопасност в отделен модел в който нивото на разработка се запазва LOD100 през всички фази на проектиране и наборът от данни за пасивните мерки за пожарна безопасност се представя, чрез непряко свързани със съответните елементи символи и диаграми.

Този подход би позволил наборът от данни за пасивните мерки да се създава още на идейна фаза, когато в елементите на моделите по част архитектура и конструкции още липсва информация за тяхната огнеустойчивост и клас по реакция на огън. Наборът от данни ще съдържа информация представяща нормативните изисквания към елементите [21].

С развитието на модела нараства нивото на детайлност на елементите, в които се съдържа информация за тяхната огнеустойчивост и клас по реакция на огън. На фиг. 7 е онагледено сравнение на развитието на информацията в модела по пожарна безопасност и тази в останалите модели.




Фигура 7 Информация свързана с пожарната безопасност в BIM модели

**Изводи**

Предложеният работен процес позволява, след създаване на първоначалния набор от данни в модела по пожарна безопасност, информацията да се използва при разработването на останалите модели на сградата. След достигане на ниво на развитие на модела, при което елементите съдържат информация за огнеустойчивост и клас по реакция на огън, е възможно извършване на сравнение с нормативните изисквания. Процесът позволява по-задълбочен и комплексен поглед върху критериите и показателите на строежа, имащи пряко въздействие върху нивото на безопасност [21, 22]. Използването на БИМ неминуемо ще допринесе за прилагането на индивидуален подход за осигуряване на пожарната безопасност на строежа, респективно за по-детайлна оценка на риска при пожар [23].

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] V. G. Childe, „Man Makes Himself," The New American Librery, 1936.

[2] European Commission, „https://single-market-economy.ec.europa.eu/sectors/construction/observatory_en," European , June 2019. [06.03.2025].

[3] „CONSTRUCTION INDUSTRIAL ECOSYSTEM," Publications Office of the European Union. [06.03.2025

[4] В. Б. Е. Г. Г. М. А. Л. Ж. Л. К. Ц. Д. Р. Бъчваров, Класификация на иконимическите дейности, НАЦИОНАЛЕН СТАТИСТИЧЕСКИ ИНСТИТУТ, 2008.

[5] S. C. M. S. R. Agarwal, magining construction's Digital, 2016.

[6] М. Я. А. Е. Хенрик Си Джей Линдерот, „Бариери пред цифровата трансформация: Ролята на индустрията," Сидни, 2018.

[7] „РЪСТ НА ДИГИТАЛНАТА ЗРЯЛОСТ НА МСП В СТРОИТЕЛСТВОТО," Европейска комисия, 2020.

[8] J. N. G. S. Steffen Fuchs, „Navigating the digital future: The disruption of capital projects," 2017.

[9] „https://single-market-economy.ec.europa.eu/sectors/construction/observatory_en," [06.03.2025]. Available: https://single-market-economy.ec.europa.eu/sectors/construction/observatory_en. [Отваряно на 23 07 2024].

[10] D. R. A. S. a. A. T. Jose Luis Blanco, „From start-up to scale-up: Accelerating growth in construction technology," 03 May 2023. [Онлайн]. Available: https://www.mckinsey.com/industries/private-capital/our-insights/from-start-up-to-scale-up-accelerating-growth-in-construction-technology.

[11] T. a. M. f. t. D. T. o. t. C. I. Construction 4.0 Advanced Technology, Marco Casini, Woodhead Publishing, 2022.

[12] Modelling Multiple Views on Buildings. Automation in Construction на Van Nederveen, G.A. and Tolman, F.P., 1992 г.

[13] БДС EN ISO 19650 Организация и дигитализация на информацията за сгради и строителни съоръжения, включително строително-информационно моделиране (BIM). Управление на информацията чрез използване на строително-информационно моделиране..

[14] D.-I. U. Z.-I. M. K. Prof. Dr.-Ing. Uwe Rüppel, „BIM für den Brandschutz," 2015.

[15] A. KOUTAMANIS, Building Information - Representation & Management, TU Delft OPEN TU Delft Open Textbooks, 2022.

[16] Autodesk. (2025). Levels of Development (LOD) in BIM. Retrieved May 5, 2025, from https://www.autodesk.com/solutions/bim-levels-of-development#:~:text=Levels%20of%20Development%20(LOD)%20refer,more%20refined%20at%20each%20level.

[17] Prof. Dr.-Ing. Uwe Rüppel, Dipl.-Ing. Uwe Zwinger,Dipl.-Ing. Michael Kreger (2015). BIM für den Brandschutz.

[18] Simeonova, N. (2024). Types of doors with fire characteristics and upcoming changes in their documents for incorporation. XXIV INTERNATIONAL SCIENTIFIC CONFERENCE VSU'2024, 341–352.

[19] Simeonova, N. (2024). Essential characteristics, construction and field of application of fire doors. XXIV INTERNATIONAL SCIENTIFIC CONFERENCE VSU'2024, 331–340.

[20] Simeonova, N. (2025). Control of the compliance of the construction products used in the buildings and facilities with the regulatory requirements for fire safety. Sofia: Publishing house for territorial planning and construction - ITUS 98 Ltd.

[21] S. Parvanov, S. Arabadzhieva. On the significance of mathematical methods for assesing the risk of major industrial accidents. Mathematics and education in mathematics, 2019 Proceedings of the Forty-eighth Spring Conference of the Union of Bulgarian Mathematicians Borovetz, April 1–5, 2019

[22] Parvanov, S., S. Arabadzhieva,, S. Iliev. Математическите методи в дейността на инженерите в областта на пожарната безопасност и защита на населението. Сборник от Първа лятна конференция на Съюза на математиците в България „Иновативно STEM образование“ Stemedu-2019, проведена от16 до 21 август 2019 г.

[23] Parvanov, S. Challenges during the assessment of the fire safety and protection against fires, disasters and emergencies in sites. „50 години висше образование в Академията на МВР“, 3 – 4 октомври 2019 г., гр. София. ISBN 978-954-348-184-2

# ПРИЛОЖЕН АНАЛИЗ НА НОРМАТИВНО ИЗИСКВАНИТЕ ОБХВАТ И СЪДЪРЖАНИЕ НА ЧАСТ "ПОЖАРНА БЕЗОПАСНОСТ" В ИНВЕСТИЦИОННИЯ ПРОЕКТ

**Борис Прешелков**[1]

*Варненски свободен университет "Черноризец Храбър"*

***Резюме**: Изследването анализира приложимостта на нормативните изисквания към обхвата и структурата на част "Пожарна безопасност" в инвестиционния проект. Описани са критерии, на които следва да съответстват структурата и съдържанието на част "Пожарна безопасност" за изпълнение целите на проектирането. Предложена е примерна структурата на част "Пожарна безопасност" в инвестиционния проект, която може да послужи за изменение в Приложение № 3 на Наредба № Із-1971 за строително-техническите правила и норми за осигуряване на безопасност при пожар.*

***Ключови думи**: пожарна безопасност, инвестиционен проект, нормативни изисквания, цел на проекта, приложимост*

# APPLIED ANALYSIS OF THE REQUIRED REGULATORY SCOPE AND CONTENT OF THE "FIRE SAFETY" SECTION IN THE INVESTMENT PROJECT

**Boris Preshelkov**[1]

*Varna Free University „Chernorizets Hrabar"*

***Abstract**: The study analyzes the applicability of regulatory requirements to the scope and structure of the "Fire Safety" section in the investment project. There are described criteria which the structure and content of the "Fire Safety" section should meet in order to achieve the design objectives. A sample structure is proposed for the "Fire Safety" section, which may serve as a basis for amendments to Annex No. 3 of Regulation No. Із-1971 on the construction-technical rules and standards for ensuring fire safety.*

***Key words**: fire safety, investment project, regulatory requirements, project objective, applicability*

[1] Борис Прешелков, гл асистент, д-р, катедра ССС, Архитектурен факултет, Варненски свободен университет „Черноризец Храбър", Варна 9007, к.к. Чайка, ул "Янко Славчев" 84, boris.preshelkov@vfu.bg; Boris Preshelkov, Ch. assistant, Phd, CBF Department, Faculty of Architecture, Varna Free University „Chernorizets Hrabar", Yanko Slavchev 84, Chayka Resort, Varna, Bulgaria, 9007, boris.preshelkov@vfu.bg.

### 1. Въведение

За да изпълнят предназначението си, частите на инвестиционния проект следва да:

- прилагат към строежа нормативните изисквания и стандарти от съответната материална област: архитектура, конструкции, пожарна безопасност и т.н.;
- използват приложими в практиката и оптимални в икономическо отношение строително-технически решения, които да осигуряват целевата функционалност на строежа след въвеждането му в експлоатация;
- разбираемо, еднозначно и в необходимата детайлност да описват проектираните строително-технически решения, така че да могат да бъдат разбрани и правилно изпълнени по време на строителството и да подлежат на контрол от оторизираните контролни органи.

Могат да бъдат изброени и други критерии като съгласуваност между частите на проекта, надеждност през експлоатационния период и др., но те са следствия от гореизброените общи критерии.

Част „Пожарна безопасност“ в инвестиционния проект не е изключение от общите правила. Тя е интердисциплинарна част, което се обуславя от общите елементи и взаимодействие с почти всички останали части. Характерът на интердисциплинарност внася своите особености, между които са:

- информиране на проектантите по другите части за конкретните противопожарни изисквания в техните области, произхождащи от използваната концепция за пожарна безопасност на строежа;
- общо разработване на споделени детайли, без да се нарушава компетентността на проектантите по отделните части;
- пълна съгласуваност с другите части на проекта.

Не е възможно самостоятелното разработване на пожарозащитните мерки в проекта като самоцел за постигане търсеното ниво на пожарна безопасност. Това се случва съвместно с другите проектанти и се отразява в съответните проектни части.

Тези особености следва да се имат предвид при разработването на част „Пожарна безопасност“. Минималният обхват и съдържание на част „Пожарна безопасност“ в инвестиционния проект са регламентирани в Приложение № 3 към чл. 4, ал. 1 на Наредба № Із-1971 за строително-техническите правила и норми за осигуряване на безопасност при пожар (Наредба № Із-1971) [4]. С последните изменения на наредбата, приложението претърпя значително допълване, като изискваните точки от 30 станаха 49. Разширени бяха описанията за съдържание на точките. Регламентирането е изключително детайлно и едновременно задължава и ограничава проектанта по част „Пожарна безопасност“.

За да бъдат следвани гореописаните принципи за проектиране, като бъдат спазени изискванията на Приложение № 3 на Наредба № Із-1971, следва да се направи анализ на нормативните изисквания и приложимостта им при разработването на част „Пожарна безопасност“.

### 2. Конфликти при прилагането на Приложение № 3 към чл. 4, ал. 1 на Наредба № Із-1971

#### 2.1. Невъзможност за изпълнение

Чл. 4, ал. 1 на Наредба № Із-1971 регламентира:

„Инвестиционният проект на строежа съдържа част Пожарна безопасност с минимален обхват и съдържание съгласно приложение № 3“.

Това, че всички точки от Приложение № 3 на Наредба № Із-1971 трябва да са включени в част „Пожарна безопасност“ се потвърждава от началния текст в приложението:

„Част Пожарна безопасност на инвестиционния проект включва:“

Впоследствие, в последователни точки са изброени елементите за фазите „Идеен“ и „ Технически и работен“ проект.

Невъзможно е прякото прилагане на изискването на чл. 4, ал. 1 на Наредба № Із-1971 и Приложение № 3. Поставянето на част „Пожарна безопасност“ като структурен приоритет над фазите на проектиране прави невъзможно изпълнението всички точки да бъдат включени в частта. Ясно е, че в част „Пожарна безопасност“ следва да се включат само точките, отнасящи се за съответната фаза на проектиране.

По подобен начин стои въпросът с включването на отделни точки в част „Пожарна безопасност“. При някои описания изрично е регламентирано, че могат да не се включват с текста „(когато е приложимо)“. Наличието на този текст на някои места показва, че се изисква абсолютно всички други точки и описания да бъдат включени в част „Пожарна безопасност“. Примери:

- да се включи „огнезащита на стоманени конструктивни елементи – начини на изпълнение на покритията в зависимост от вида на сечението на стоманените конструктивни елементи, …“, въпреки че няма такива;
- да се включат „мерки за пожарна безопасност при проектиране на остъклени площи по цялата височина на фасадите“, въпреки че сградата е с нормални прозорци;
- да се включат „обемно-планировъчни и функционални показатели за вентилационни инсталации за предотвратяване на пожар, вентилационни системи за повишено налягане или подналягане и аварийни вентилационни инсталации – кратност на въздухообмена, начин на задействане, блокировки, …“, въпреки че в сградата липсват производствени технологии или системи за диференцирано налягане;
- много други.

Проектантът по част „Пожарна безопасност“ е задължен нормативно да описва характеристики на строителни елементи и инсталации, които не присъстват в строежа. Това изискване също е невъзможно за изпълнение.

За да бъде изпълнено дословно нормативното изискване, в проекта би трябвало да бъдат вмъкнати всички точки, като в неприложимите точки се добави тест, че в строежа липсват такива елементи.

### 2.2. Разминаване с други нормативни актове

В чл. 139, ал. 5 на Закона за устройство на територията (ЗУТ) [2] е регламентирано, че обхвата и съдържанието на инвестиционните проекти се регламентират от наредба, издадена от министъра на регионалното развитие и благоустройството. Това е Наредба № 4 за обхвата и съдържанието на инвестиционните проекти (Наредба № 4) [3]. В Наредба № 4 са регламентирани обхвата и съдържанието на всички инвестиционни проекти, като за частите „Пожарна безопасност“, „Енергийна ефективност“, „План за безопасност и здраве“ и „План за управление на строителни отпадъци“, Наредба № 4 препраща към специализирани наредби. За част „Пожарна безопасност“ това е Наредба № Із-1971. Това препращане обаче не дава право отделните части на инвестиционния проект да не изпълняват общите изисквания на Наредба № 4. В чл. 18 на Наредба № 4 е регламентирано какво трябва да съдържа всяка част от инвестиционния проект на фаза

„идеен проект“. Аналогично, чл. 21 на същата наредба регламентира съдържанието на частите при проектиране на фаза „технически проект“, а чл. 24 – фаза „работен проект“.

Преглед на тези изисквания и регламентирания обхват в Приложение № 3 на Наредба № Із-1971 показва разминавания както за графичната част (която по Наредба № 4 е водеща – както трябва да бъде), така и за целта на обяснителната записка, изискванията за количествена сметка и други. Основният нормативен конфликт, който възниква е за изчисленията, обосноваващи проектните решения. По наредба № 4 те не са част от обяснителната записка, както регламентира Приложение № 3 на Наредба № Із-1971. Отделени са в самостоятелни документи с изчисления към съответната част. Тези документи не са част от обяснителната записка. С вмъкването на изчисления в обяснителната записка, както е изисквано от Приложение № 3 на Наредба № Із-1971, директно се нарушава чл. 139, ал. 3 от ЗУТ, където е регламентирано, че обяснителната записка се съгласува с подпис от останалите проектанти, а изчисленията не се съгласуват с подпис.

За да бъде избегнато това нарушение на ЗУТ е необходимо всички обосноваващи проектните решения изчисления, за които Приложение № 3 на Наредба № Із-1971 изисква да бъдат в обяснителната записка, да се изведат в един или няколко отделни документи към част „Пожарна безопасност“.

С изискванията на Приложение № 3 от Наредба № Із-1971, когато част „Пожарна безопасност“ е в инвестиционен проект за обществена поръчка, се нарушава чл. 49, ал. 2 от Закона за обществените поръчки (ЗОП) [1]. Чл. 49, ал. 2 на ЗОП регламентира, във връзка с чл. 2, ал. 2 на ЗОП, че техническите спецификации на строителни материали в проекта не могат да съдържат конкретна търговска марка, което би довело до облагодетелстване или елиминиране на някои продукти. Допуска се изключение, обаче следва да се доказва невъзможност за описание по реда на чл. 48, ал. 1 от ЗОП. За изпълнение на точки 3.1.6.1 и 3.1.6.2 от Приложение № 3 на Наредба № Із-1971 (за огнезащита на стоманени и дървени конструктивни елементи и повишаване класа по реакция на огън на дървени строителни елементи) е необходимо задължително да се посочи конкретния огнезащитен състав със специфичните му характеристики, т.е. търговската марка, под която е на пазара.

За да се избегне нарушение на ЗОП, в проекти по обществена поръчка проектантът по част „Пожарна безопасност“ следва да опише само техническите спецификации по реда на чл. 48, ал. 1 от ЗОП. Описанията трябва да са примерни, без марки на огнезащитни състави. Те ще бъдат определени от изпълнителя на строителството след възлагане на поръчката.

В § 1 от ДР на Наредба № 4 е регламентирано, че когато с други нормативни актове се поставят допълнителни изисквания към обхвата и съдържанието на инвестиционните проекти, те се прилагат едновременно с тази наредба. Това показва, че когато има конфликт между изискванията на Наредба № 4 и специализирана наредба, каквато е Наредба № Із-1971, трябва да се изпълняват най-напред изискванията на специализираната наредба (в случая с част „Пожарна безопасност“ това е Наредба № Із-1971), като тези изисквания бъдат допълвани с неконфликтните изисквания от Наредба № 4. Тоест, в част „Пожарна безопасност“ на инвестиционния проект, на фази „технически“ и „работен“ проект задължително трябва да има количествена сметка (чл. 21, ал. 1, т. 4 и чл. 24, ал. 1, т. 4 от Наредба № Із-1971). Количествена сметка трябва да бъде включена на фаза „идеен проект“, когато проектът служи за възлагане на строителство по реда на ЗОП (чл. 18, ал. 5 от Наредба № 4). В този случай, в част „Пожарна безопасност“ трябва да бъде включена също така спецификация на основните, предвидени за влагане строителни продукти (материали, изделия, комплекти и системи) с технически изисквания към тях.

Друга конфликтна точка е нарушаването на компетентността на отделните проектанти. Изисква се например да се описват изчислителни стойности на оразмеряването на инсталацията за пожарогасене, което е в компетентността на проектанта по част „Водоснабдяване и канализация“. Като интердисциплинарна част, в „Пожарна безопасност“ неизменно присъстват елементи от други проектни части. При разработването на проекта, проектантът по част „Пожарна безопасност“ е коректно да описва проектираните елементи в други части на проекта като входни данни за пожарната безопасност. Тези проектни решения от своя страна влизат като изходни данни от част „Пожарна безопасност“ към други проектни части, в които по компетентност проектантите определят конкретните параметри на елементите, така че да съответстват на част „Пожарна безопасност“. Голяма част от тези съгласувания се извършват в процеса на разработване на проекта, а впоследствие проектантът по част ПБ, за да удостовери съответствие с нормативно изискване, отново може да опише крайния резултат от работата на другите проектанти, без да навлиза в процеса на получаване на този резултат.

**2.3. Липса на целесъобразност като проектна документация**

Съгласно изброените във въведението критерии, за да се изпълни целта на проекта, той трябва да бъде изготвен с еднозначни и лесни за възприемане информации. За изпълнение на тази цел, водещи в един проект са чертежите. Обяснителната записка, както показва самият термин, служи за допълнително описание на изобразеното в чертежите,. Целта на записката е да се поясни начертаното, да се отстранят всички възможности за двусмислено възприятие на начертаните елементи, да се добавят описания, които не могат да бъдат нанесени на чертежите поради дължина или сложност, да се обяснят взаимовръзките с другите части на проекта. Допълнителни елементи, които са изисквани по Наредба № 4, обикновено са за пълнота на проекта, включително необходими за удостоверяване на съответствието с материалното право.

Изискването по Приложение № 3 на Наредба № Із-1971 съдържание на част „Пожарна безопасност“ не е насочено към тези цели. При него водеща е обяснителната записка, в която съвсем подробно и конкретно се изброяват изисквания към пожарната безопасност на строежа, които проектантът по част „Пожарна безопасност“ трябва да опише. Чертежите са дадени като добавка към описанията в записката. Изброени са малък брой конкретни елементи, които да се изобразят на чертежите и дори има „формална забрана“ на чертежите да се изобразяват елементи на пожарната безопасност - забележката „Графичните материали за всяка от активните мерки за пожарна безопасност са елемент и се съдържат в отделните части на инвестиционния проект.“ Излиза, че проектантът по част „Пожарна безопасност“ не може да обозначава активните мерки в чертежите. Като примери - в кои помещения е предвидено пожароизвестяване или пожарогасене, параметри на ВСОДТ и т.н. Това са елементи от пожарната безопасност, без чието наличие в чертежите проектът не може да бъде възприет цялостно. Налага се внимателно четене на обяснителната записка и сравняване с чертежите, за да се определи например в кои помещения има пожарогасене. Освен това има активни мерки, които не се съдържат в нито една от другите части на инвестиционния проект. Разположението на пожарогасителите в помещенията се проектира и е налично само в част „Пожарна безопасност“. Поради това следва да се счита, че забележката не е забрана за изобразяване на активни мерки за пожарна безопасност в чертежите (графичната част), а пояснение, че те се съдържат в отделните части на инвестиционния проект и проектантът по част „Пожарна безопасност“ не е длъжен да ги изобразява.

При изготвянето на чертежите, проектантът по част „Пожарна безопасност“ следва да се стреми да нанесе всички възможни за изобразяване мерки за пожарна безопасност, без да се ограничава в минималното описание на „графична част“ по Приложение № 3 на Наредба № Із-1971. По този начин се получава най-пълно и конкретно възприемане на информацията, необходима както за контрол, така и за изпълнение на проектираните мерки за пожарна безопасност. Чертежите трябва да съответстват на изискванията на чл. 18, ал. 1, т. 1 от Наредба № 4 за идеен проект, на чл. 21, ал. 1, т.1 от същата наредба за технически проект или на чл. 24, ал. 1, т. 1 от наредбата за работен проект.

При цялата конкретика на съдържанието в Приложение № 3 от Наредба № Із-1971 прави впечатление отсъствието на точки, без които част „Пожарна безопасност“ не може да изпълни предназначението си. В „технически“ и „работен“ проект липсва отделна точка за мерките за безопасна евакуация. Изискване за описания на мерките за евакуация е налично в общата точка „Проектни обемно-планировъчни и функционални показатели на строежа“, която е съвсем в началото на съдържанието и се предполага, че трябва да опише самия строеж. В същата точка са поставени още множество описания на елементи от пожарната безопасност. По този начин важен елемент от пожарната безопасност, какъвто е проектирането на безопасна евакуация, остава само маркиран в записката.

Изработването на обяснителна записка, дословно следваща поредността на точките в Приложение № 3 е напълно нецелесъобразно. При следване поредността на описанията излиза, че най-напред трябва да се опише разделянето на производствени и складови помещения, а после да се определи техния клас на функционална пожарна опасност и категория на пожарна опасност. Нормативният анализ показва, че не се изисква обяснителната записка да следва структурата в Приложение № 3. Текстът на чл. 4, ал. 1 на Наредба № Із-1971 гласи: „Инвестиционният проект на строежа съдържа част Пожарна безопасност с минимален обхват и съдържание съгласно приложение № 3“. Тоест, няма изискване за буквално следване структурата на Приложение № 3. Изискването е обяснителната записка да включва всички елементи на приложението, като структурата трябва да следва логиката на разработване на проект част „Пожарна безопасност“ и да се описват мерките в необходимата последователност. По този начин се вижда причинно-следствената връзка в приетите мерки: като се започне от описание на входните данни (предмета на проекта), мине се през определяне клас на функционална пожарна опасност и категория по пожарна опасност, първично зависещи от предназначението на помещенията и т.н.

### 2.4. Необходимост от допълване на обяснителната записка с други точки

При изготвяне на структурата на обяснителната записка следва да се има предвид, че някои „пасивни мерки за пожарна безопасност“ се прилагат само при наличие и конкретно състояние на дадена „активна мярка за пожарна безопасност“. Пример: не е възможно да бъде описана спецификацията на продуктите за огнезащита на въздуховоди на ВСОДТ (пасивна мярка), преди да е описана самата ВСОДТ, помещения през които преминава и т.н. По същия начин стои въпросът със спецификации на строителни продукти, използвани за пожарна защита на други активни мерки за пожарна безопасност. Това показва, че спецификациите на строителни продукти за огнезащита и „повишаване“ класа по реакция на огън следва да се съдържат в отделна точка, след описанията както на пасивните, така и на активните мерки за пожарна безопасност. При това изчисленията на характеристиките трябва да бъдат в отделен документ към част „Пожарна безопасност“ на инвестиционния проект.

По подобен начин стои въпросът с описанието на пожарната опасност на отоплителни и вентилационни инсталации, които по Приложение № 3 се намират в точката „пасивни мерки за пожарна безопасност“. Няма как в „пасивни мерки“ да бъдат

описани тези инсталации, включително действието на пожарните клапи, системите за изключване и т.н. Тези описания следва да се изведат в отделни точки, които правят описанията по материален принцип – комбинираните проектни решения за пожарообезопасяване на тези инсталации чрез пасивни и активни мерки за пожарна безопасност.

В частите на инвестиционния проект би следвало да бъде включвана точка за материално-правните основания. Одобреният инвестиционен проект, заедно с всичките си части е технически документ, който поражда определени права и задължения. Въз основа на него се издава разрешение за строеж, а строителят е длъжен да изпълни точно проектните решения.

За да стане официален технически документ, инвестиционният проект трябва да бъде одобрен от компетентен орган. При представянето пред съответния орган за одобрение, проектът трябва да бъде подписан и подпечатан от проектантите, с което те удостоверяват, че тяхната разработка съответства на приложимите нормативни изисквания. Подписът и печатът обаче не са достатъчни за удостоверяване на това съответствие – в проектът трябва да бъде изброено точно кои нормативни изисквания са използвани. По този начин материално-правните последици, които проектът носи със себе си, се обвързват с материално-правните основания, които ги предизвикват.

В Наредба № 4 само за част „Архитектура“ се изисква да се посочи основанието, въз основа на което се разработва проекта, като това е договор или задание за проектиране. При проект на голям или комплексен обекти (при посочване в заданието или договора за проектиране, такива основания се изисква да се приложат в общата обяснителна записка. Липсва изискване да се посочват нормативните актове, въз основа на които е разработен проекта или негова част, както и материалните нормативни актове и стандарти, които регламентират техническите решения в частите на проекта.

Това е разбираемо, тъй като Наредба № 4 е насочена към пълнота и конкретност на техническите описания в проекта и не третира правни процедури и съответствието на проекта с материалното право. За да стане обаче проектът официален технически документ е необходимо проектантът по отделната част (или сумарно за проекта) да посочи писмено материално-правните основания, въз основа на които взетите от него технически решения пораждат права и задължения при изпълнението на строежа.

## 3. Предложение за структура и съдържание на проект част „Пожарна безопасност“

### 3.1. Описание на предложението

На база направения анализ, в изследването е направено предложение какво трябва да съдържа проект част „Пожарна безопасност“, така че да бъде максимално съобразен с целите на проектирането, при съществуващите нормативни изисквания.

При изготвянето на проект част „Пожарна безопасност“ по предложената структура е целесъобразно да не се използват тези точки, които не се отнасят за съответния строеж и не се изискват от Приложение № 3 на Наредба № Із-1971.

Спорно е доколко е нормативно допустимо отпадането на точки, които не се отнасят за строежа, но са включени в „минималния обхват“ по Приложение № 3 на Наредба № Із-1971. С отчитане на този неизяснен в изследването въпрос, в точката за материално-правни основания може да се добави текст: „Проектът е с минимален обхват и съдържание в съответствие с Приложение № 3, като не са включени точките, отнасящи се за други фази на проектирането или се отнасят за несъществуващи в строежа елементи“. При изключване на тези паразитни точки, работата на контролните органи се улеснява и проектът става конкретен и разбираем за строителя. При изключване на тази

възможност като нормативно недопустима, в несъотносимите към строежа точки следва да се попълни текст „Не се отнася за строежа / предмета на проекта“ или друг подобен.

Също в точката материално-правни основания е необходимо да се запише, че някои от точките в Приложение № 3 са разработени като подточки или отделни точки в проекта, без да се спазва невъзможната за изпълнение номерация в приложението.

При изготвянето на структурата е спазен принципът на последователност при разработването на проекта. Първо се разработват точките, от чийто резултат зависи разработването на следващите точки. Така например противопожарното структуриране на сградата, с определяне брандмауери, пожарни сектори, площ и т.н. е поставено пред огнеустойчивостта на сградата, която зависи от това структуриране.

Структурата на обяснителната записка е за фази „технически“ или „работен“ проект (еднакво третирани от Приложение № 3 на Наредба № Із-1971), като за фаза "идеен проект“ следва да се оставят само точките, съдържащи се в точка 1 от Приложение № 3.

В предложението са направени пояснителни текстове при някои точки за евентуалното им съдържание и други. Целесъобразно е изброените в поясненията елементи да бъдат структурирани като отделни подточки към съответната точка.

**3.2. Структура на проект част „Пожарна безопасност“**

ЗАГЛАВНА СТРАНИЦА С ЛИСТ ЗА СЪГЛАСУВАНЕ (заедно или поотделно)
СВИДЕТЕЛСТВО ЗА ПРОЕКТАНТСКА ПРАВОСПОСОБНОСТ
УДОСТОВЕРЕНИЕ ЗА ПРОФЕСИОНАЛНА ОТГОВОРНОСТ
СЪДЪРЖАНИЕ
ОБЯСНИТЕЛНА ЗАПИСКА

I. Материално-правни основания за проектиране
II. Обемно-планировъчни и функционални показатели на строежа
1. Ситуиране
2. Сграда/и
2.1. Конструктивни особености на сградата/сградите
2.2. Разпределение по етажите
2.3. Обемно-планировъчни параметри
III. Производствени технологии
1. Описание.
2. Горимост и експлозивност на технологичните процеси.
3. Категория по пожарна опасност на производствени и складови помещения и външни технологични съоръжения
VI. Пасивни мерки за пожарна безопасност
1. Клас на функционална пожарна опасност (и категория по пожарна опасност, ако липсва т. III) на помещенията и външните съоръжения
2. Противопожарно структуриране на сградата
2.1. Брандмауери
2.2. Пожарни сектори

Критерии за отделяне; конструкция на преградите на пожарните сектори; отвори във вътрешните прегради между пожарните сектори; огнеустойчиви елементи по фасадите и покривите между пожарните сектори; клас по реакция на огън на огнезащитните фасади и фасадните огнезащитни елементи; площ на пожарните сектори; клас по функционална пожарна опасност и категория по пожарна опасност на пожарните сектори за определяне огнеустойчивостта на сградата.

2.3. Пожарозащитни стени
2.4. Други видове огнеустойчиви прегради

3. Огнеустойчивост и клас по реакция на огън на конструкция и строителни елементи

3.1. Огнеустойчивост на сградата и конструкциите

Нормативна степен на огнеустойчивост на сградата; нормативна огнеустойчивост на строителните конструкции и елементи; фактическа огнеустойчивост на конструктивните елементи; клас по реакция на огън на конструктивните елементи; фактическа степен на огнеустойчивост на сградата.

3.2. Огнеустойчивост на инсталационни, асансьорни шахти и стълбищни клетки

3.3. Клас по реакция на огън на вътрешните покрития

3.4. Фасади и покриви

Клас по реакция на огън и защитни ивици по фасадите; огнеустойчиви елементи за предотвратяване разпространението на горенето между етажите; остъклени площи по цялата височина на сградите; вентилируеми фасади; клас по реакция на огън на покривите; защитни ивици по покривите.

3.5. Стълби за пожарогасителни и аварийно-спасителни дейности

4. Прилежаща територия

4.1. Разстояния до съседни обекти

Разстояния до съседни сгради и съоръжения; разстояния до инженерни проводи.

4.2. Пътища за противопожарни цели

5. Осигурени условия за успешна евакуация

5.1. Нормативна населеност на помещенията

5.2. Разделяне на сградата на защитени/ безопасни зони

5.3. Евакуационни изходи

(брой и размери на евакуационните изходи от помещенията; брой и размери на крайните евакуационни изходи; врати на евакуационни изходи; знаци за евакуационни изходи)

5.4. Пътища за евакуация в сградата

Защитени евакуационни пътища; дължини на евакуационните пътища в помещенията; евакуация през съседни помещения; препятствия по пътищата за евакуация; знаци по евакуационните пътища.

5.5. Време за евакуация

Нормативно време за евакуация, получено чрез изчисления фактическото време за евакуация (изчисленията са в отделен документ).

V. Активни мерки за пожарна безопасност

1. Пожарогасителни инсталации
2. Пожароизвестителни инсталации
3. Оповестителни инсталации
4. Аварийно работно, евакуационно осветление и светещи знаци
5. Контрол на достъпа на евакуационни изходи
6. Димо- и топлоотвеждащи инсталации

Топлинно натоварване на помещенията; изпълнение на критериите за наличие на ВСОДТ; вид на ВСОДТ; разделяне на помещения на димни участъци; параметри на ВСОДТ; устройство на ВСОДТ.

7. Вентилационни системи за създаване на диференцирано налягане
8. Аварийни вентилационни инсталации
9. Вентилационни инсталации за предотвратяване на пожар
10. Водоснабдяване за пожарогасене

10.1. Външно противопожарно водоснабдяване

10.2. Вътрешно противопожарно водоснабдяване

11. Уреди и съоръжения за първоначално пожарогасене

VI. Пожарна безопасност на инсталации и уредби

1. Електрически инсталации и съоръжения

Категории на ел. потребители; групи на помещенията по отношение електрическите инсталации и степен на защита; изпълнение на електрическите инсталации и съоръжения в сградата; електрически разпределителни табла; разполагане на ел. кабели и комутационни апарати върху строителни продукти с клас по реакция на огън по-нисък от A2; системи за групово изключване на ел. захранването.

2. Отоплителни, вентилационни и климатични съоръжения

2.1. Отоплителни и климатични съоръжения

Вид и устройство на отоплителните и климатични инсталации; устройство и огнеустойчивост на комини.

2.2. Вентилация

Вид на вентилационните инсталации; вентилационни камери; въздуховоди; клас по реакция на огън на въздуховодите и топлоизолацията; пожарни клапи; устройство и огнеустойчивост на аспирационни вентилационни инсталации за готварски печки.

VII. Проектна огнеустойчивост и клас по реакция на огън на огнезащитаваните строителни, конструктивни елементи и оборудване

Спецификации на строителните продукти за защита на стоманени елементи; на елементи от дърво; на съоръжения, инсталации и оборудване.

VII. Принципна схема на активните мерки за пожарна безопасност

ГРАФИЧНА ЧАСТ (чертежи)

ИЗЧИСЛЕНИЯ НА ОТДЕЛНИ ЕЛЕМЕНТИ

КОЛИЧЕСТВЕНА СМЕТКА

**Изводи**

При разработването на част „Пожарна безопасност“ по Приложение № 3 на Наредба № Із-1971 са налични множество конфликти както с други нормативни, актове, така и невъзможни за изпълнение изисквания или разминаване с целесъобазността.

Приложение № 3 не изисква определена структура на проект част „Пожарна безопасност“. Част „Пожарна безопасност“ в инвестиционния проект следва да бъде структурирана по такъв начин, че да се избягват в максимална степен заложените в Приложение № 3 на Наредба № Із-1971 конфликти.

Предложена е структура на част „Пожарна безопасност“ в инвестиционния проект, чрез която се избягват голяма част от конфликтите.

При изследването остава неизяснен въпросът за нормативната допустимост някои точки от Приложение № 3 на Наредба № Із-1971 да липсват в обяснителната записка.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Закон за обществените поръчки. Обн. ДВ, бр. 13 от 16.02.2016 г., изм. ДВ, бр. 61 от 29.07.2025 г.

[2] Закон за устройство на територията. Обн. ДВ бр.1/2.01.2001г., изм. ДВ. бр. 47 от 10.06.2025 г.

[3] Наредба № 4 за обхвата и съдържанието на инвестиционните проекти. Обн., ДВ, бр. 51 от 5.06.2001 г., изм. ДВ, бр. 44 от 2.06.2017 г.

[4] Наредба № Із-1971 за строително- технически правила и норми за осигуряване на безопасност при пожар. Обн. ДВ бр. 96 от 04.12.2009 г., доп. ДВ, бр. 46 от 06.06.2025 г.

# УЯЗВИМОСТ НА СТАЦИОНАРНИТЕ БАЗОВИ ПРИЕМО-ПРЕДАВАТЕЛНИ СТАНЦИИ ПРИ ГОРСКИ ПОЖАРИ: АНАЛИЗ НА РИСКА И ПРЕВАНТИВНИ МЕРКИ.

**Иво Кожухаров**[1]

*Варненски свободен университет "Черноризец Храбър"*

# VULNERABILITY OF STATIONARY BASE TRANSCEIVER STATIONS IN WILDFIRES: RISK ANALYSIS AND PREVENTIVE MEASURES

**Ivo Kozhuharov**[1]

*Varna Free University "Chernorizets Hrabar"*

***Abstract**: Stationary base transceiver stations represent a fundamental element of mobile communication infrastructure and play a key role in ensuring continuous connectivity both in everyday life and during disasters. The placement of a significant part of these facilities in remote, hard-to-access, or densely forested areas makes them particularly vulnerable in the event of wildfires. The present study aims to analyze the main mechanisms through which fire and its accompanying factors – high temperature, smoke, soot, and blocked access – can lead to damage or failure of stationary base transceiver stations.*

***Key words**: base transceiver station, wildfires, critical infrastructure, mobile communication network, fire vulnerability, risk assessment, preventive measures*

## 1. Въведение

Настоящият доклад анализира риска за стационарните базови станции при горски пожари, базирайки се на реални наблюдения от над 10 обекта на различни оператори в различни региони на България. Докладът разглежда състоянието на растителността около станциите, кабелните трасета, достъпа, електрическите табла и оборудване, както и нивото на поддръжка. На тази основа се оценява как горският пожар би повлиял върху функционирането на съоръженията чрез топлина, дим, сажди, механични и електрически повреди, затруднен достъп и други. Накрая се предлагат превантивни мерки за намаляване на риска като поддържане на защитни зони без растителност, повишаване устойчивостта на инсталациите към огън, осигуряване на достъп и резервно захранване.

[1] Ivo Kozhuharov, студент, Архитектурен факултет, Катедра „Строителство на сгради и съоръжения“, к.к. „Чайка“, район Приморски, гр. Варна 9007, к.к. "Чайка", ул. "Янко Славчев" 84, ivaka2481bg@gmail.com.
Ivo Kozhuharov, student, Faculty of Architecture, Department of Construction of Buildings and Facilities, Yanko Slavchev 84, Chayka Resort, Varna, Bulgaria, 9007, ivaka2481bg@gmail.com.

Докладът не посочва конкретни оператори, всички изводи са основани на реални наблюдения и действащата нормативна уредба в областта на пожарната безопасност.

## 2. Анализ на риска за базовите станции в контекста на горски пожар

Рискът от поражения върху базовите станции при горски пожари зависи от множество фактори. В рамките на настоящия доклад се разглеждат основните уязвимости, установени при посещения на над 10 реални обекта. Анализът е структуриран по ключови аспекти: околна растителност, кабели и захранване, достъпност, състояние на оборудването и ниво на поддръжка. Всеки от тези елементи може да допринесе за повишаване на пожарната опасност или за по-тежки последствия при възникването на пожар.

### 2.1. Околна растителност

Един от най-критичните рискови фактори е наличието на горими растителни материали като суха трева, храсти, паднали листа и дървета в непосредствена близост до базовата станция. При посещенията бяха констатирани значителни разлики между обектите. Някои станции са разположени на добре поддържани терени с почистена растителност, докато други са заобиколени от гъста и суха растителност, включително в населени места. Подобна среда функционира като гориво и при възникване на горски пожар огънят лесно може да се прехвърли към оградата и оборудването. Официалните изисквания за пожарна безопасност при експлоатация на обектите задължават свободните дворни площи да се поддържат почистени от горими отпадъци и суха растителност. Това означава, че операторите следва редовно да премахват тревите, храстите и натрупаните листа около станцията, като по този начин се формира зона без горими материали. В някои нормативни документи се посочват минимални отстояния от горски масиви, например 20 m от широколистна и 50 m от иглолистна гора за определени обекти, което подчертава значението на буферната зона между съоръжението и околната растителност. Наблюденията разкриват и случаи, при които клони на дървета опират непосредствено в оградата или оборудването на станцията, например млади дървета, израснали до електрическите табла. Това представлява сериозна предпоставка за директно запалване на съоръжението при пожар. В обектите с недостатъчна поддръжка наличието на суха трева и храсти може да улесни разпространението на огъня до самото съоръжение. Пламъците на приближаващ горски пожар обхващат тревната растителност и храстите около станцията, като генерират интензивна топлина в непосредствена близост до оборудването. Дори при липса на пряк контакт с пламъците, гъстата растителност може да поддържа тлеене в непосредствена близост до съоръжението, което увеличава локалната температура и създава риск за повърхностни кабели, елементи от оградата и външно разположено оборудване. При обектите, където беше установено подобно обрастване, липсваше ясно оформена зона без горими материали. Добре поддържаните станции, макар и по-рядко срещани, разполагат с почистен терен. Тревната покривка е редовно окосена или заменена с чакъл, а храстите и дърветата са премахнати на достатъчно разстояние от оградата. Тези примери показват ефективността на една елементарна, но високоефективна превантивна мярка: системното разчистване значително намалява вероятността пламъците да достигнат до критичното оборудване.

**2.2. Кабелни трасета и захранващи линии**

Кабелните трасета, включително захранващите линии и антенните фидери, представляват уязвим елемент по отношение на пожарния риск. Всички базови станции използват надземно полагане на коаксиални и захранващи кабели, монтирани по металните конструкции на мачтите или по фасадата на обслужващите контейнери. Тези кабели са постоянно изложени на въздействието на околната среда и при горски пожар са подложени на високи температури и директно обгаряне. Повреждането на изолацията може да доведе до къси съединения и отпадане на захранването или до прекъсване на връзката между антените и оборудването. Допълнителен риск представлява натрупването на суха растителност около кабелните скара и входовете в сградите или контейнерите. При възникване на пожар тези материали могат да се възпламенят и да ускорят термичното въздействие върху кабелите. Особено уязвими са местата на преминаване през метални или пластмасови тръби, където високата температура може да стопи изолацията и да създаде предпоставки за електрическа повреда. Наред със самите комуникационни кабели, особено внимание следва да се обърне на разпределителните електрически табла и захранващите инсталации на обекта. В повечето случаи тези елементи са разположени в основата на кулата или в обслужващ контейнер/шкаф, като при редица обекти се наблюдава липса на допълнителна термозащита. При възникване на горски пожар директният контакт с пламъци или продължителното нагряване може да доведе до късо съединение и пълно изключване на станцията. В ситуации, при които липсва възможност за дистанционно изключване, таблата остават под напрежение по време на пожара, което създава риск от сериозни електрически аварии. Потенциалните последици включват стопяване на изолация, оголване на проводници и възникване на искрови дъги, които не само поддържат горенето, но и представляват непосредствена опасност за аварийно-спасителните екипи.

**2.3. Достъп до обекта и пътища за аварийни екипи**

Достъпността на базовата станция, както за аварийно-спасителни екипи, така и за техническа поддръжка, е от съществено значение при кризисни ситуации като горски пожар. Често тези съоръжения са разположени на труднодостъпни терени – хълмове, планински райони или дълбоко в горски масиви, до които водят тесни и неукрепени пътища. При нормални условия това не затруднява регулярната поддръжка, но в условията на пожар ситуацията се усложнява значително. Пламъците могат да обхванат и пътя към обекта, като съборят дървета и стълбове и по този начин го направят непроходим. Гъстият дим допълнително възпрепятства придвижването и ориентацията на екипите. В случай че пожарникарите не успеят да достигнат своевременно до съоръжението, за да го защитят чрез изграждане на противопожарна линия или охлаждане на конструкцията, вероятността за неговото пълно унищожаване нараства. Освен това, ако достъпът остане блокиран и след отминаване на пожара, екипите на оператора няма да могат да извършат възстановителни дейности или да осигурят резервно захранване чрез генератор, което води до продължителни прекъсвания на комуникационните услуги. Нормативните актове поставят особен акцент върху осигуряването на свободен достъп за пожарни автомобили до обектите. Съгласно Наредба № 8121з-647 пътищата за противопожарни цели трябва да се поддържат в състояние, което гарантира безпрепятствено преминаване на пожарната техника до обекта. Това включва достатъчна широчина на пътя, наличие на площадки за маневриране с минимални размери 12 х 12 метра при задънени участъци, както и поддържане на настилки, позволяващи движение на тежка техника в непосредствена близост до съоръжението. При част от посетените станции бе установено, че макар първоначално да е изграден път, впоследствие той е бил обрасъл с растителност или

ерозирал до степен, която затруднява проходимостта дори на високопроходими автомобили. Следва също да се отбележи, че някои базови станции разполагат с резервни генератори, обикновено дизелови, разположени в оградената зона или в непосредствена близост. Ако пътят е непроходим, доставката на гориво до тези генератори става невъзможна. В такъв случай, дори станцията да оцелее първоначално чрез работа на батерии, в рамките на 6–8 часа те се изтощават и без зареждане генераторът не може да поддържа функционирането. Наличието на добре поддържан път до съоръжението е следователно ключова превантивна мярка, която позволява своевременна реакция на аварийно-спасителните екипи, евакуация на персонала, доставка на материали за противопожарна защита и осъществяване на ремонтни дейности след преминаване на пожара.

**2.4. Електрически табла и оборудване на станцията**

Оборудването на една базова станция включва антенно-фидерна система (антени, фидери, комбайнери), радиотехнически модули (предавателни и приемни устройства, обикновено разположени в шкаф или контейнер), захранващи системи (трансформатор или токоизправител, батерии за резервно захранване), както и спомагателна инфраструктура като климатизация, системи за мониторинг и сигурност. В условия на пожар всички тези компоненти могат да бъдат засегнати пряко или косвено, като особено уязвими остават външно разположените елементи: разпределителни електрически табла, открити шкафове и антени. Друг съществен проблем са димът и саждите, генерирани при горски пожар. Димът съдържа фини въглеродни частици (сажди), които при отлагане върху повърхности могат да формират токопроводими пътища и да създадат условия за къси съединения. Освен това в дима се съдържат органични съединения и киселинни остатъци, които ускоряват корозионните процеси. Това е особено критично за съединители, клеми и други контактни повърхности, където натрупването на сажди и химически агресивни вещества с времето води до влошаване на надеждността на апаратурата. В случай че базовата станция разполага със система за климатизация или вентилация, съществува вероятност тя да всмуква дим и сажди в оборудването. Тъй като телекомуникационните шкафове рядко са снабдени със специализирани противопожарни филтри, дори при липса на пряк контакт с пламъци проникването на дим може да компрометира надеждността на апаратурата и да я направи неизползваема.

Някои по-нови базови станции, съгласно нормативните изисквания, са оборудвани с пожароизвестителни системи в обслужващите помещения или шкафове. Те обикновено използват датчици за дим или температура, които позволяват ранно засичане на пожар и подаване на сигнал към операторите. При всички посетени обекти бе установено наличие на пожароизвестителни системи, което показва, че този елемент от защитата е стандартна практика в телекомуникационната инфраструктура. Ефективността на тези системи обаче зависи от възможността за реакция. При мащабен горски пожар, когато достъпът до обекта е блокиран, алармата единствено потвърждава настъпващата повреда. Независимо от това, пожароизвестителните системи имат значение като част от превантивните мерки, тъй като ранното известяване може да позволи своевременно изключване на оборудването и ограничаване на рисковете за мрежата и обслужващия персонал.

**2.5 Ниво на поддръжка и състояние на защитните зони**

Поддръжката на базовата станция, включително зоната около нея, необходима за нормална експлоатация и достъп, е фактор, който обединява и влияе върху всички горепосочени аспекти. Реалните наблюдения разкриват значителни различия в нивото на поддръжка между отделните обекти. При някои станции се забелязва регулярна грижа:

теренът е почистен и оградата е в добро състояние, като по този начин се спазват нормативните изисквания за техническа експлоатация. Те предвиждат съоръженията да се поддържат в състоянието, в което са въведени в експлоатация, в съответствие с правилата за пожарна безопасност. В други случаи обаче се срещат силно занемарени станции с висока растителност около оградата и липса на видими мерки за противопожарна защита. Подобни недостатъци не са просто естетически проблем, а съществено увеличават пожарната опасност и риска за непрекъснатото функциониране на комуникационната мрежа. Липсата на косене и почистване води до натрупване на суха трева и листна маса, които представляват леснозапалим материал. Неподдържаните зони около станцията позволяват на храсти и дървета да се разраснат и в някои случаи да навлязат във вътрешността на оградата, като дори опират в оборудването, както се наблюдава при част от посетените обекти. Подобни условия нарушават не само правилата за пожарна безопасност, но и изискванията за електробезопасност и осигуряване на достъп за обслужване. Добрата практика изисква около всяка базова станция да бъде оформена обезопасена зона с минимална широчина от около 5 метра, свободна от висока растителност, която изпълнява функция на противопожарен пояс. В рамките на тази зона може да се положи чакъл или друг негорим материал, който ограничава израстването на плевели и действа като бариера срещу пълзящ огън. В международната практика някои оператори използват и огнеустойчиви химически препарати за третиране на растителността около съоръженията или прилагат специални тревни видове, устойчиви на изсъхване и горене. В българските условия по-реалистично и икономически обосновано решение е ежегодното почистване и поддържане на зоната преди началото на летния сезон, което се подкрепя и от нормативните изисквания за недопускане на суха растителност в свободните дворни площи.

### 3. Влияние на горски пожар върху функционирането на базова станция

Горският пожар може да повлияе върху базовата станция по няколко основни начина: чрез висока температура, чрез дим и сажди, както и чрез физическо увреждане на отделни компоненти. Освен това въздействието му се проявява косвено чрез затруднения в достъпа и прекъсвания на електрозахранването. В следващите точки тези аспекти се разглеждат последователно, за да се оцени цялостният им ефект върху функционирането на съоръжението.

**Топлинно въздействие**. Горският пожар повишава рязко околната температура. Оборудването на базовата станция е проектирано да работи в определени температурни граници, но при пожар тези стойности се надвишават многократно. Металните елементи като мачти, стълбове и контейнери абсорбират топлината от пожара и поради високата си топлопроводимост я разпределят по цялата конструкция. Това води до повишаване на температурата на свързани елементи и може да предизвика деформации или загуба на механична устойчивост. Това създава риск от промяна в ориентацията на антените, прекъсване на кабели или отслабване на механичната устойчивост. При продължително въздействие на високи температури конструкцията на кулата може да бъде сериозно компрометирана. Високата температура засяга и пластмасовите и композитни компоненти. Корпусите на антените, изолацията на кабели, елементи от климатични системи и уплътнения на шкафове могат да се повредят или разтопят, което води до открити електрически връзки и компрометирана защита от атмосферни влияния. Това повишава вероятността от последващи откази и намалява надеждността на оборудването дори след отминаване на пожара. Топлината също така засяга системите за резервно електрозахранване. Батериите са чувствителни към повишени температури, като

прегряването може да доведе до изтичане на електролит, отделяне на газове или в редки случаи до вътрешни повреди, които създават риск от локални пожари.

**Дим и сажди.** При горски пожар димът достига до базовата станция още преди пламъците. Той е плътен и съдържа фини частици (сажди), органични съединения и водни пари, които могат да проникнат във вентилационните отвори и климатичните системи. Попадането им в оборудването води до отлагане върху платки, конектори и други чувствителни елементи. Това създава условия за токопроводими пътища, къси съединения и ускорена корозия на металните повърхности. Саждите също имат механично въздействие. Те замърсяват охладителните ребра и филтрите, намалявайки ефективността на охлаждането, а абразивните частици ускоряват износването на вентилатори и подвижни елементи. Ако след пожар не се извърши щателно почистване и профилактика, надеждността на базовата станция остава компрометирана, дори тя да е оцеляла физически.

Обобщено, въздействието на горски пожар върху функционирането на базова станция може да бъде изключително сериозно. В по-леки случаи станцията прекъсва работата си временно поради отпадане на връзки или захранване и се възстановява след подновяване на електроподаването и извършване на оглед. При по-тежки ситуации оборудването се повреждa от висока температура и натрупване на сажди, което налага ремонт или подмяна и води до продължителни прекъсвания на услугата в засегнатия район. В най-тежкия сценарий, когато пожарът унищожи напълно съоръжението и металната конструкция загуби носимоспособност, възстановяването изисква изграждане на нова станция, което може да отнеме седмици. Поради това е от критично значение да се прилагат превантивни мерки, които да намалят вероятността от засягане на обекта от пожар или, в случай че това се случи, да ограничат щетите до минимално възможното ниво.

### 4. Превантивни мерки за защита на базови станции от горски пожари

Предотвратяването и минимизирането на щетите от горски пожар върху телекомуникационна инфраструктура е многопластова задача. Включва както инженерно-технически мерки на ниво проектиране и изграждане, така и организационни и оперативни мерки на ниво поддръжка и реакция. По-долу са представени основните превантивни мерки, формулирани въз основа на наблюденията и съобразени с действащата нормативна уредба.

**Поддържане на защитни ивици и отстраняване на растителност.** Това е една от най-ефективните превантивни мерки. Около всяка базова станция следва да бъде обособена зона, свободна от горима растителност. Препоръчително е в радиус от поне 5–10 метра от оградата да няма високи треви, храсти или ниски клони на дървета. Съгласно Наредба № 8121з-647 дворните площи на обекта задължително се поддържат почистени от суха растителност, като тази практика е целесъобразно да обхване и непосредствения прилежащ външен терен. На практика това означава регулярно косене, особено преди началото на пожароопасния летен сезон, както и премахване на сухите листа през есента. Допълнителна добра практика е настилане на вътрешния терен с чакъл или трошен камък, което затруднява израстването на плевели и едновременно служи като негорим слой с противопожарна функция.

**Осигуряване на достъп и възможност за пожарогасене.** Операторите следва да работят съвместно с местните власти и горските стопанства, за да гарантират, че пътищата към базовите станции са проходими през цялата година. Това включва редовно

почистване на трасетата от паднали дървета и клони, поддържане на настилката чрез допълване на чакъл и изравняване, както и осигуряване на минимална широчина от 3,5 метра, която позволява преминаване на противопожарна техника, съгласно нормативните изисквания. При проектиране на нови обекти в труднодостъпни райони е препоръчително да се предвиди уширение или площадка с размери 12 х 12 метра в близост до съоръжението, което да осигурява възможност за маневриране и обръщане на пожарни автомобили. Подобни мерки значително подобряват възможността за навременна намеса при пожар и ограничаване на щетите.

**Организация и планове за реагиране.** Съществена превантивна мярка е наличието на ясно разработен план за действие при горски пожар, застрашаващ обекта. Операторите следва да определят отговорни лица, които да следят пожароопасната обстановка чрез връзка с горските служби и чрез използване на системи за ранно предупреждение. При повишен риск или при пожар в близост до обекта е възможно да се предприемат превантивни действия като частично изключване на оборудването, изпращане на екип за наблюдение (при условие, че това е безопасно) или уведомяване на местната пожарна служба за наличието на важна инфраструктура. Допълнителна мярка е осигуряването на основни средства за първоначално пожарогасене и защитно оборудване за екипите, посещаващи обекта. Целта не е техническият персонал да изпълнява функциите на пожарникари, а при безопасни условия да може да реагира на малки възникнали огнища и да предотврати разпространението им към съоръжението.

**Координация с местните власти.** Базовата станция, като част от критичната инфраструктура, следва да се разглежда като приоритетен обект за защита. Операторите е препоръчително да установят постоянен контакт с местните пожарни служби и горските стопанства, предоставяйки им информация за местоположението на съоръженията, наличните рискови фактори (батерии, резервоари с гориво) и оптималните маршрути за достъп. Такава предварителна координация позволява на органите на ПБЗН да насочат усилията си по-ефективно при възникване на пожар, когато ресурсите за реакция са ограничени. В определени случаи е целесъобразно да се сключат споразумения с горските стопанства, чрез които защитата на клетъчните станции да бъде включена в противопожарните планове, да се изграждат малки просеки около обектите или те да се инспектират редовно през пожароопасния сезон. Взаимодействието между мобилните оператори и държавните институции е ключов фактор за намаляване на риска и осигуряване на надеждната работа на телекомуникационната инфраструктура.

Всяка от тези мерки сама по себе си намалява определен аспект от риска. Истинската устойчивост на една базова станция срещу горски пожар обаче идва от комбинацията от всички тях.

**Изводи**

Настоящият доклад подчертава необходимостта от превантивни мерки при защитата на стационарни базови станции от горски пожари. Част от най-ефективните мерки не изискват високотехнологични решения, а се свеждат до системна поддръжка и стриктно спазване на установените правила. Почистването на сухата растителност около обектите, поддържането на пътищата проходими и прилагането на нормативните изисквания са задължения, които имат пряко значение за пожарната безопасност. Базовите станции са уязвими, но защитими при горски пожари. Чрез комбинация от устойчиви конструкции и противопожарни системи, навременна поддръжка и

мониторинг на риска, както и координация между операторите и институциите, рискът от сериозни щети може да бъде значително намален. В контекста на зачестяващи екстремни климатични явления, инвестицията в превенция е стратегически оправдана, тъй като гарантира непрекъснатост на комуникациите в условия на бедствия и кризи.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Наредба № Із-1971 от 29.10.2009 г. – Наредба за строително-технически правила и норми за осигуряване на безопасност при пожар (обн. ДВ бр.96/2009 г., изм. и доп.).
[2] Наредба № 8121з-647 от 01.10.2014 г. – Наредба за правилата и нормите за пожарна безопасност при експлоатация на обектите (обн. ДВ бр.89/2014 г., посл. изм. ДВ бр.43/27.05.2025 г.).
[3] Наредба № 21 от 11.05.2007 г. – Наредба за правилата за изграждане на мобилни далекосъобщителни мрежи и съоръжения към тях (обн. ДВ бр.41/2007 г.).
[4] Наредба № 8121з-882 от 25.11.2014 г. – Наредба за реда и условията за осъществяване на държавен противопожарен контрол (обн. ДВ бр.98/2014 г.).

# ВЪЗМОЖНОСТИ ЗА ОПТИМИЗАЦИЯ НА МАТРИЧНИТЕ ИЗЧИСЛЕНИЯ В CALCPAD ЗА 64-БИТОВА МНОГОЯДРЕНА ПРОЦЕСОРНА АРХИТЕКТУРА

**Неделчо Ганчовски**[1]

*Проектсофт ЕООД*

# OPPORTUNITIES FOR OPTIMIZATION OF MATRIX CALCULATIONS IN CALCPAD FOR 64-BIT MULTI-CORE PROCESSOR ARCHITECTURE

**Nedelcho Ganchovski**[1]

*Proektsoft EOOD*

***Abstract***: *This publication explores the opportunities for improving the performance of matrix calculations in the field of structural mechanics in Calcpad. The goal is to allow for finite element analysis of structures with hundreds of thousands or even millions of DOFs in a short time. The effects of vectorization of operations using SIMD processor instructions, parallelization among cores, optimization of cache usage, application of special structured storage and efficient computational algorithms are studied. A comparison is made between selected direct and iterative methods for solution of linear equations and guidelines for their application are outlined. The computational procedures required for this purpose are implemented in the C# programming language.*

***Keywords***: *Template, formats, instructions, Times New Roman, 12 pt, Italic, Justified*

## 1. Въведение

Calcpad [1] е безплатна математическа платформа с отворен код, специално разработена за инженерни изчисления. Тя поддържа пресмятания с мерни единици, присвоени на числени стойности, променливи и функции. Във версия 7.0 бяха добавени вектори и матрици с възможност за отделни мерни единици за всеки елемент, подобно на Mathcad. След редица тестове обаче беше установено, че първоначалната реализация има сравнително ниска производителност на изчисленията, което позволява решаването единствено на малки матрици с до няколко десетки хиляди реда/стълба.

Въпреки че скоростта на пресмятане беше съпоставима с Mathcad, тя се оказа доста по-ниска от тази на Matlab, Octave или NumPy. Тези системи не поддържат мерни единици, но пък позволяват решаването на големи матрични задачи за относително кратко време. Това поставя въпроса: можем ли да запазим удобствата на мерните единици и едновременно с това да постигнем висока производителност, ако не

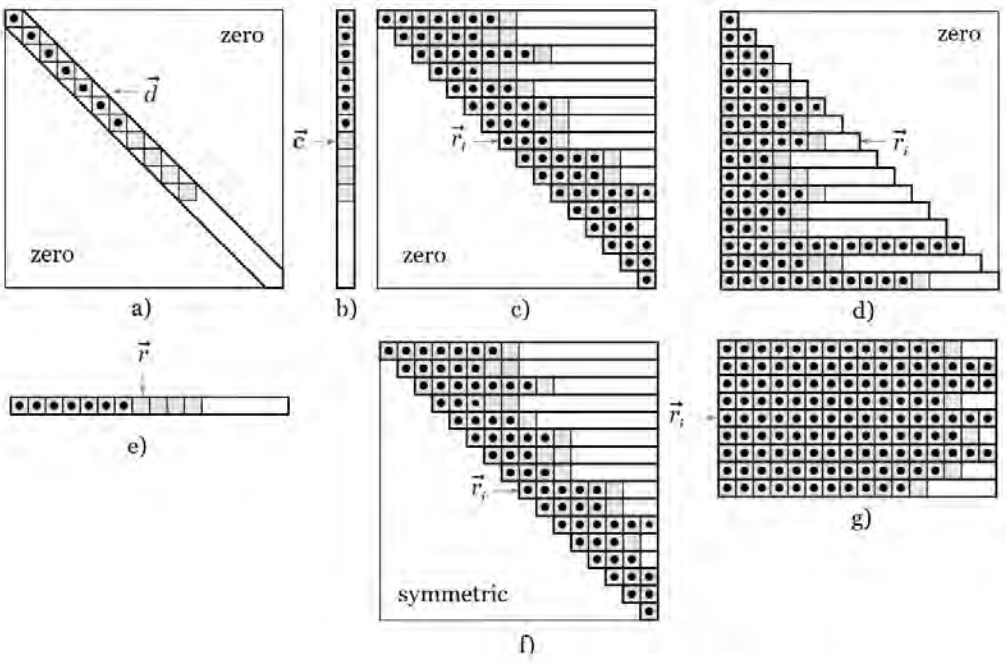
[1] инж. Неделчо Ганчовски, Проектсофт ЕООД, гр. София, proektsoft.bg@gmail.com
MSc Struct Eng. Nedelcho Ganchovski, Proektsoft EOOD, Sofia

аналогична, то поне близка до посочените по-горе програми. В настоящата публикация са разгледани различни възможности за оптимизация, чието прилагане, заедно или поотделно, би могло да доведе до съществено ускоряване на изчисленията.

**2. Структура на данните**

Докато Mathcad предлага само пълна правоъгълна матрица, в инженерната практика често се използват специални видове матрици: диагонална, долна/горна триъгълна, симетрична и матрица-стълб/ред. Внедряването на отделни класове за различните видове матрици би позволило икономия на памет и ускоряване на изчисленията, чрез пренебрегването на елементите извън структурата на съответния тип. В допълнение, тези матрици обикновено са частично запълнени, което дава възможност за допълнителна оптимизация, ако не се обработват елементите извън запълнената област.

Това може да се реализира като всяка матрица се представи като масив от вектори с динамична дължина, както е показано на фиг. 1. Чрез предефинирането на оператора за индексиране и полиморфизъм, достъпът до елементите на всеки тип матрица може да се извършва по идентичен начин както за пълна правоъгълна матрица.




**Фигура 1**. Структура на отделните типове матрици и оператори за индексиране:

a) диагонална матрица - $M[i, j] = d[i]$ ако $i = j$ и 0 ако $i \neq j$;
b) матрица-стълб - $M[i, j] = c[i]$ ако $j = 1$, иначе – грешка;
c) горна триъгълна матрица - $M[i, j] = r_i[j - i + 1]$ ако $j \geq i$, иначе – 0;
d) долна триъгълна матрица - $M[i, j] = r_i[j]$ ако $j \leq i$, иначе – 0;
e) матрица-ред - $M[i, j] = r[j]$ ако $i = 1$, иначе – грешка;
f) симетрична матрица - $M[i, j] = r_i[j - i + 1]$ ако $i \geq j$, иначе $= r_j[i - j + 1]$;
g) правоъгълна матрица - $M[i, j] = r_i[j]$;

Прилагането на подобни структури за компактно съхранение в много случаи може да се окаже по-ефективно спрямо използването на правоъгълни или симетрични разредени (sparse) матрици. Последните изискват и по един допълнителен целочислен масив за индексите на редовете и колоните на ненулевите елементи, което при недостатъчно разредени матрици води до известен преразход на памет.

При повечето числени методи като МКЕ съответната разредена матрица може лесно да бъде приведена до компактна лентова или профилна чрез подходящо преномериране на възлите. Ако представим мрежата от възли и елементи като неориентиран граф, то матрицата на коравина ще има подредбата на матрица на съседство на графа, но с блочна структура. Поради това, преномерирането на възлите от модела ще доведе до преподреждане на редовете и стълбовете в матрицата на коравина. Най-ефективно е преномерирането да се извърши с използването на оптимизационен алгоритъм, базиран на теорията на графите като Cuthill-Mckee (CM, RCM) [2], Gibbs-Poole-Stockmeyer (GPS) [3] или Collins [4].

Наличието на отделни мерни единици за всеки елемент на матрицата също води до значителен преразход на памет и време. Въпреки че представлява удобство за потребителя, това често не е необходимо или може да се избегне по някакъв начин. С оглед на това е предвидена и допълнителна "hp" версия за всеки от изброените по-горе типове матрици. Тя има аналогична структура, но мерните единици вече са общи за цялата матрица. Това позволява елементите да се съхраняват в масив от тип "double" вместо масив от "struct {double, Unit}" и предоставя възможност за редица оптимизации, които ще разгледаме по-долу.

### 3. Паралелизация на изчисленията при многоядрени процесори

Повечето съвременни 64-битови процесори имат по няколко (4, 8, 16 или повече) физически ядра. Самото им наличие обаче не увеличава автоматично бързодействието на софтуера. Необходимо е да се използват и съответни паралелни алгоритми с подходяща софтуерна реализация. Някои алгоритми, като матричното умножение се поддават лесно на паралелизация, други по-трудно, а при трети това е или невъзможно, или не води до реални подобрения. Паралелизацията е свързана и с известен брой допълнителни операции, необходими за разделяне на данните и обединяване на резултатите. По тази причина е целесъобразно тя да се прилага при по-големи количества данни. О оглед на горното, паралелизация на изчисленията в Caclpad ще бъде извършена по векторите-редове/стълбове на матрици с размери > 200x200.

### 4. Векторизация чрез използване на SIMD процесорни инструкции

Съвременните 64-битови процесори притежават 256 или 512-битови регистри и набор от инструкции (AVX2, AVX512 и др.) за едновременна обработка на 4 или 8 числа тип float64 (double) на един такт [5]. Така, ако трябва да съберем два вектора $\vec{a} + \vec{b}$, вместо елемент по елемент, може да го направим на групи от по 4 или 8 елемента едновременно. Теоретично това ще отнеме от 4 до 8 пъти по-малко време. Това обаче е приложимо само за елементарни операции върху прости типове данни (int, long, single, double и пр.). Това прави метода приложим само за "hp" матрици. С оглед на тяхната структура е най-удачно векторизацията да се приложи поотделно за всеки вектор-ред/стълб и едновременно с това, няколко реда/стълба да се обработват паралелно, разпределяйки натоварването между няколко ядра, както е показано на фиг. 2.




**Фигура 2**. Обща схема на матрично изчисление в Calcpad

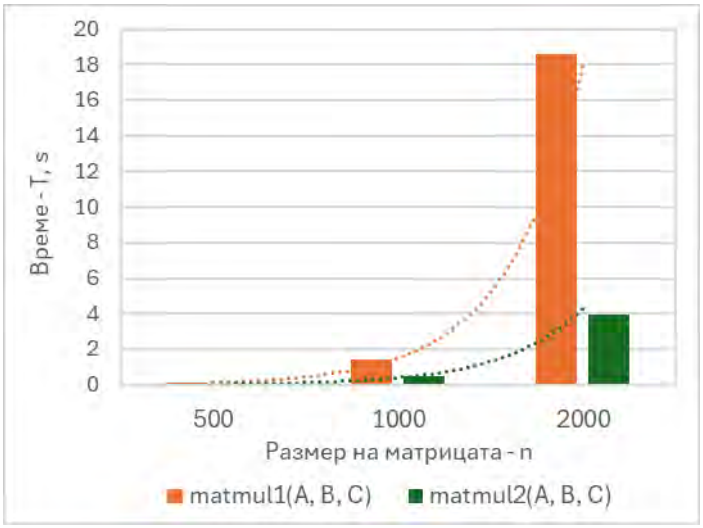
**5. Оптимално използване на кеш паметта**

Достъпът до RAM паметта за четене и запис на данни е многократно по-бавен от скоростта на самия изчислителен процесор. Поради това, процесорите разполагат с вътрешна (кеш) памет която е значително по-бърза от RAM. Тя се използва за буферирането на често използвани данни и инструкции за по-бърз достъп. Когато данните са разположени последователно в паметта (масив) и върху тях е извършва една и съща операция, процесорът може да буферира цял блок от паметта наведнъж в кеша, което е доста ефективно. Това може да се съобрази предварително при съставянето и програмната реализация на изчислителните алгоритми и те да бъдат оптимизирани така, че да позволяват ефективното използване на кеш паметта. Като пример, може да сравним следните два алгоритъма за матрично умножение, реализирани на програмния език C:

**Таблица 1**. Процедури за умножение на матрици

| Опростен алгоритъм с три вложени цикъла | С подобрена локалност на кеш паметта |
|---|---|
| void matmul1(double **A, double **B,<br>double **C, int n) {<br>  for (int i = 0; i < n; i++)<br>  for (int j = 0; j < n; j++){<br>  C[i][j] = 0.0;<br>  for (int k = 0; k < n; k++)<br>  C[i][j] += A[i][k] * B[k][j];<br>  }<br>} | void matmul2(double **A, double **B,<br>double **C, int n) {<br>  for (int i = 0; i < n; i++){<br>  for (int j = 0; j < n; j++) C[i][j] = 0.0;<br>  for (int k = 0; k < n; k++){<br>  double A_ik = A[i][k];<br>  for (int j = 0; j < n; j++)<br>  C[i][j] += A_ik * B[k][j];<br>  }<br>  }<br>} |

Резултатите от изпълнението на двете процедури за матрици с размери 500, 1000 и 2000 са дадени на фиг. 3 по-долу. За матрица с размер 2000x2000 опростеният алгоритъм отнема 18.6 s. Може обаче да подобрим ефективността на алгоритъма почти 5x пъти, само като разменим местата на вътрешните цикли по *j* и *k*. Поради подобрената локалност на кеш паметта необходимото време намалява до 3.95 s. При първия алгоритъм матрицата B се обхожда по колони. Тъй като данните са организирани по редове, това пречи на процесора да кешира ефективно стойностите на матрицата. При втория алгоритъм, обхождането става по редове и позволява едновременното кеширане на цели блокове от паметта.




**Фигура 3**. Необходимо време за умножение на матрици

| Размер на матрицата | 500 | 1000 | 2000 |
|---|---|---|---|
| matmul1(A, B, C) | 0.132 s | 1.411 s | 18.56 s |
| matmul2(A, B, C) | 0.034 s | 0.467 s | 3.952 s |

**6. Прилагане на ефективни изчислителни алгоритми**

Използването на ефективни алгоритми е основен фактор за осигуряване на бързодействието на всеки софтуер. За оценка на ефективността на алгоритмите се използва т.н. асимптотична сложност $\Theta(f(n))$. Тя дава представа за порядъка на нарастване на броя операции $f(n)$, в зависимост от размерността на входните данни $n$. Например, ако решим да изчисляваме детерминанта на матрица с адюнгирани количества, необходимият брой операции ще бъде от порядъка на $n!$. Тоест, алгоритъмът е с асимптотична сложност $\Theta(n!)$. Ако матрицата е с размери 100x100, а мощността на един съвременен процесор е от порядъка на няколко GFLOPS, то необходимото време за изчисление ще бъде приблизително $T = 100!/(10^9 \text{FLOPS} \cdot 31536000 \text{s/y}) \approx 2.96 \times 10^{141}$ години (За сравнение, възрастта на Вселената е „само“ $1.38 \times 10^{10}$ години)

Вместо това, можем да използваме следните свойства на детерминантата:

1. $|L| \cdot |U| = |L \cdot U|$ и

2. Ако U е триъгълна матрица, то $|U| = \prod_{i=1}^{n} U_{ii}$

Това означава, че ако предварително разложим матрицата $A$ на две триъгълни матрици $A = L \cdot U$, (LU декомпозиция) и подберем стойностите по главния диагонал на $L$ така, че да бъдат равни на единица, можем да определим детерминантата чрез произведението на елементите по главния диагонал на $U$. LU декомпозицията има асимптотична сложност $\Theta(n^3)$, а необходимият брой операции е $2/3n^3 + n$. При това, времето за определяне на детерминантата ще бъде само $T = (2/3 \cdot 100^3 + 100)/(10^9 \text{FLOPS}) = 0.00067 \text{ s} = 0.67 \text{ms}$. Изводът е, че най-важното е да изберем подходящ и ефективен алгоритъм за решението на дадена задача. След това може да го оптимизираме допълнително, като усилията трябва да са насочени преди всичко към най-често използваните функции. В строителното проектиране, това са решаването на системи линейни уравнения и собствени числа и вектори.

**7. Директни и итерационни методи за решаване на линейни системи**

Методите за решаване на системи линейни уравнения най-общо се разделят на два вида – директни и итерационни. Директните методи намират „точно“ решение на системата за краен брой стъпки, но изискват повече време и памет. Като пример може да

се посочи първоначално заложената в Calcpad декомпозиция на Cholesky [6] за симетрични, положително определени матрици. Директните методи обаче са приложими за сравнително малки за системи с до няколко десетки хиляди уравнения. След това времето за решение става прекалено дълго. Асимптотичната сложност на алгоритъма на Cholesky е $\Theta(1/3n^3)$ за пълна матрица и $\Theta(nb^2)$ за лентова матрица с ширина на ивицата $b$. При $n$ = 10 000 и $b = 0.05n$ = 500, необходимото време се получава от порядъка на T = $10\ 000 \cdot 500^2/(10^9 \text{FLOPS})$ = 2.5 s , а при $n$ = 100 000, и $b$ = 5000, T = 2500 s или приблизително 42 min. При $n$ = 1 000 000 времето нараства до 29 дни, което е неоправдано дълго.

За повечето задачи от строителната механика обаче не са необходими резултати с машинна точност (около $10^{-16}$). Относителна грешка от порядъка на 0.1% често е напълно приемлива. При това положение, вместо директен, може да използваме итерационен метод за изчисление. При итерационните методи започваме от дадено начално предположение, след което се приближаваме постепенно към търсеното решение до достигане на необходимата точност.

Ако матрицата е симетрична и положителна определена, най-подходящ е методът на спрегнатия градиент (CG) [7]. Той се базира на подпространства на Крилов като минимизира квадратичната форма $f(x)=1/2 \cdot x^T Ax - b^T x$. За лентова матрица неговата асимптотична сложност е $\Theta\left(m\sqrt{\kappa}\right)$, където κ е числото на обусловеност на матрицата, а $m = nb$ е броят на елементите в ивицата. Ако вземем в предвид оценката на сходимостта, дадена в [8], то необходимия брой операции е $\frac{1}{2} nb\sqrt{\kappa} \ln\frac{2}{\varepsilon}$, където ε е търсената точност. При добре обусловени матрици κ е малко число и методът е бързо-сходящ. За подобряване на сходимостта, може да се използва преобуславяне (PCG метод). Ако приемем, че κ = 100 и $\varepsilon = 10^{-4}$ то очакваното време за решение на матрица с размер n = 100 000 се получава T = $1/2 \cdot 100\ 000 \cdot 5000 \cdot 10 \cdot 9.9/(10^9 \text{FLOPS})$ = 24.8 s, което е напълно приемливо. За матрица с размер n = 1 000 000 времето нараства до около 40 min. Тук проблем по-скоро става размерът на необходимата RAM памет за съхранение на матрицата, който е от порядъка на 400GB. Ако запазим обаче ширината на лентата да бъде $b$ = 5000, времето намалява до 4 min. Това е достатъчно за да позволи програмирането на средно-големи задачи по МКЕ на Calcpad.

**8. Собствени стойности и вектори на матрици**

Тук отново методите се разделят на директни и итерационни. Като директен метод в Calcpad е вграден симетричният QL алгоритъм с неявно отместване, даден в [9]. Това е осъвременен и подобрен вариант на оригиналния QR алгоритъм [10], [11] предложен от Джон Франсис през 1961 г. Първоначално матрицата се привежда в горна форма на Hessenberg (тридиагонална за симетрични матрици) чрез отражения на Householder [12]. След това QL алгоритъмът се прилага върху така получената тридиагонална матрица. Тъй като всяка QL итерация разрушава тридиагоналната форма, тя се възстановява след това чрез ротации на Givens [6][9]. За повишаване на точността на решението и ускоряване на сходимостта, се използва неявно отместване на собствените стойности. Асимптотичната сложност на редукцията на Householder е $\Theta(n^3)$ или точно $4n^3/3$ операции, а на QL итерацията върху тридиагонална матрица – само $\Theta(n)$. За лентова матрица сложността става $\Theta(n \cdot b^2)$, а броят операции $4/3n \cdot b^2$. При $n$ = 10 000, и $b = 0.05n$ = 500, необходимото време е от порядъка на T = $4/3 \cdot 10\ 000 \cdot 500^2 /(10^9 \text{FLOPS})$ = 3.33 s. При $n$ = 100 000, времето нараства до 3333 s или около 56 min.

Симетричният QL алгоритъм винаги намира всички собствени стойности и вектори на матрицата с точност от порядъка на машинната. За задачи от динамика и устойчивост на строителните конструкции обикновено са ни необходими само първите няколко

стойности и то с доста по-ниска точност. Тук по-ефективни се оказват отново итерационните методи, особено при големи матрици.

За симетрични матрици най-подходящ е методът на Lanczos [13]. Той изгражда подпространство на Крилов, в което приближава собствените стойности и вектори на матрицата. При това генерира ортонормална база така, че матрицата, проектирана върху това подпространство, да има тридиагонална форма. Асимптотичната сложност на алгоритъма е $\Theta(mk)$, където $k$ е броят итерации, а $m = nb$ е броят на елементите в ивицата. Когато прилагаме пълна реортогонализация, както е в нашия случай, сложността става $\Theta(mk + nk^2)$. Стойността на k се избира така, че размерността на подпространството на Крилов да бъде няколко пъти по-голяма от броя на търсените собствени стойности. В Calcpad се използва препоръката $k = 4n_{\text{eig}} + 100$. При това, необходимото време за намирането на първите 100 собствени числа на матрица с $n = 10\,000$, $b = 0.05n = 500$ и $k = 4 \cdot 100 + 100 = 500$, е от порядъка на $T = (10\,000 \cdot 500 \cdot 500 + 10\,000 \cdot 500^2)/(10^9 \text{FLOPS}) = 5$ s. При n = 100 000 времето става 275 s, което е около 50 пъти по-бързо от симетричния QL алгоритъм с неявно отместване. Ако се приложат обаче проверките за сходимост съгласно теорията на Kaniel-Paige [14][15], времето може да се редуцира до няколко пъти при добре обусловени матрици.

Всички дадени по-горе оценки на времената са приблизителни и не отчитат скрити константи в сложността на алгоритмите, както и специфичните способности на конкретния хардуер, които могат да варират значително.

### 9. Числени експерименти.

След реализацията на описаните по-горе изчислителни методи и алгоритми, бяха проведени редица числени експерименти за измерване на тяхната реална ефективност. За целта е използван лаптоп HP Spectre x360 Convertible с 4-ядрен процесор Intel Core i7-1065G7@1.30GHz и 16GB RAM. Резултатите за различните видове операции са представени по-долу в табличен вид.

#### 9.1. Аритметични операции

**Таблица 2**. Събиране на матрици

| Тип матрица | Вид решение | Изчисл. време T, s за матрица с размер | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | $n = 1000$ | $n = 5000$ | $n = 10\,000$ | $n = 50\,000$ |
| правоъгълна | последователно | 0.0119 s | 0.291 s | 1.67 s | *** |
| | паралелно | 0.0082 s | 0.186 s | 0.990 s | *** |
| правоъгълна hp | последователно | 0.00166 s | 0.0264 s | 0.103 s | 115.29 s |
| | паралелно с векторизация | 0.00106 s | 0.0139 s | 0.0585 s | 67.83 |
| симетрична | паралелно | 0.00447 s | 0.0916 s | 0.430 s | *** |
| симетрична hp | паралелно с векторизация | 0.00084 s | 0.00861 s | 0.0291 s | 33.67 s |
| правоъгълна | с PTC Mathcad Prime 10 | 0.033 s | 0.0960 s | 0.320 s | *** |
| правоъгълна | с Python 3.13 и NumPy | 0.00178 s | 0.0445 s | 0.186 s | 73.19 s |

*** - *грешка от недостиг на памет.*

**Таблица 3**. Умножение на матрици

| Тип матрица | Вид решение | Изчислително време T, s за матрица с размер | | |
|---|---|---|---|---|
| | | $n = 500$ | $n = 1000$ | $n = 2000$ |
| правоъгълна | последователно | 1.62 s | 26.21 s | 245 s |
| | паралелно | 0.376 s | 5.51 s | 62.92 s |
| правоъгълна hp | последователно | 0.0364 s | 0.444 s | 4.30 s |
| | паралелно с векторизация | 0.00704 s | 0.0757 s | 0.681 s |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| правоъгълна | последов. програма на C * | 0.0340 s | 0.467 s | 3.952 s |
| правоъгълна | PTC Mathcad Prime 10 | 0.0360 s | 0.121 s | 0.792 s |
| правоъгълна | Python 3.13 и NumPy | 0.00230 s | 0.0136 s | 0.0854 s |

** Приложен е matmul2 алгоритъма на C с разменени вътрешни цикли по k и j за оптимизиран достъп до кеша. Кодът е компилиран с GNU GCC MinGW64 с включена пълна оптимизация.*

### 9.2. Инженерни анализи

**Таблица 4**. Системи линейни уравнения

| Тип матрица | Вид решение | Изчислително време T, s за матрица с размер | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | $n = 1000$ | $n = 10\,000$ | $n = 100\,000$ | $n = 1\,000\,000$ |
| правоъгълна | LU декомпозиция | 0.543 s | 610 s | - | - |
| правоъгълна hp | LU декомпозиция | 0.311 s | 382 s | - | - |
| симетрична | $LDL^T$ декомпозиция | 0.387 s | 613 s | - | - |
| симетрична | Cholesky | 0.257 s | 287 s | - | - |
| симетрична hp | $LDL^T$ декомпозиция | 0.00225 s | 1.48 s | - | - |
| симетрична hp | Cholesky | 0.00152 s | 0.599 s | 886 s | - |
| симетрична hp | PCG | 0.00048 s | 0.0149 s | 1.29 s | 182.6 s |
| правоъгълна | PTC Mathcad 10 | 0.0830 s | 34.53 s | - | - |
| sparse | NumPy Direct - LU | 0.00624 s | 2.372 s | - | - |
| sparse | NumPy Iterative - CG | 0.00053 s | 0.00638 s | 0.585 s | 128.16 s |

**Таблица 5**. Собствени форми и вектори

| Тип матрица | Вид решение | Изчислително време T, s за матрица с размер | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | $n = 1000$ | $n = 5000$ | $n = 10\,000$ | $n = 100\,000$ |
| симетрична hp | ImplicitQL | 2.04 s | - | - | - |
| симетрична hp | Lanczos (100 соб. ст.) | 0.0203 s | 0.241 s | 0.831 s | 76.76 s |
| пълна | PTC Mathcad10 | 0.174 s | 14.4 s | 140 s | - |
| sparse | Python 3.13 и NumPy | 0.0552 s | 0.458 s | 1.585 s | 120.7 s |

*Заб: Матриците са ивични с полуширина $w = 0.05 \cdot n$. Ако за „Вид решение“ не е посочен друг софтуер, това означава, че е извършено с Calcpad и съответния метод.*

**Изводи**

Въз основа на теоретичните предвиждания и проведените числени експерименти могат да се направят следните изводи:

1. При елементарните аритметични операции като събиране на матрици, сумарния ефект от прилагането на hp структури от данни, паралелизация и векторизация на алгоритъма води до значително подобряване на производителността от порядъка на 20 пъти. Ефектът от отчитането на специфичната структура на матрицата е пропорционален на редуцирането на броя на обработваните елементи. Достигнатата производителност на изчисленията превишава тази на библиотеката NumPy, поради което по-нататъшно оптимизиране не е необходимо.

2. Напълно очаквано, производителността на матричното умножение на hp матрици с последователно изпълнение и без векторизация съответства на аналогичната реализация на програмния език C. Бързодействието при варианта с паралелно изпълнение и векторизация е близко и дори превишава това на Mathcad, но все още е няколко пъти по-ниско от NumPy. Има възможност и необходимост от допълнителна оптимизация.

3. Скоростта на изчисляване за системи линейни уравнения и собствени стойности/вектори на матрици с итерационни алгоритми върху подпространства на Крилов (PCG и Lanczos) е близка и дори надвишава тази на NumPy. Тя позволява пресмятания с матрици с размери от стотици хиляди до милиони редове/стълбове за практически приемливо време. Това е достатъчно за повечето задачи от проектирането на строителни конструкции, които биха могли да бъдат програмирани на Calcpad.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Ganchovski N.J., Calcpad VM Version 7.3 Readme. Proektsoft EOOD, Sofia, 2025. https://calcpad.eu/download/calcpad-readme.pdf
[2] Cuthill E. and McKee J., Reducing the bandwidth of sparse symmetric matrices. In Proceedings of the 1969 24th national conference (ACM '69). Association for Computing Machinery, New York, NY, USA, 1969, 157–172. https://doi.org/10.1145/800195.805928
[3] Gibbs N.E., Poole W.G. and Stockmeyer P.K., An Algorithm for Reducing the Bandwidth and Profile of a Sparse Matrix. SIAM Journal on Numerical Analysis, 1976, 13, 236-250. https://doi.org/10.1137/0713023
[4] Collins R.J., Bandwidth reduction by automatic renumbering. Int. J. Numer. Meth. Engng., 1973, 6: 345-356. https://doi.org/10.1002/nme.1620060306
[5] Intel® Intrinsics Guide. Version 3.6.9. Updated 07/12/2024. https://www.intel.com/content/www/us/en/docs/intrinsics-guide/index.html
[6] Golub G.H. and Van Loan C.F., Matrix Computations. 4th Edition, Johns Hopkins University Press, Baltimore, 2013. https://math.ecnu.edu.cn/~jypan/Teaching/books/2013%20Matrix%20Computations%204th.pdf
[7] Hestenes M.R., Stiefel E., Methods of conjugate gradients for solving linear systems. Journal of research of the National Bureau of Standards, 1952, 49, 409-435. https://nvlpubs.nist.gov/nistpubs/jres/049/jresv49n6p409_A1b.pdf
[8] Shewchuk J.R., An Introduction to the Conjugate Gradient Method Without the Agonizing Pain. Technical Report. Carnegie Mellon University, USA, 1994. https://www.cs.cmu.edu/~quake-papers/painless-conjugate-gradient.pdf
[9] Press W. H., Teukolsky S. A., Vetterling W. T., Flannery B. P., Numerical Recipes 3rd Edition: The Art of Scientific Computing. Cambridge University Press, USA, 2007. http://numerical.recipes
[10] Francis, J.G.F., The QR Transformation A Unitary Analogue to the LR Transformation–Part 1, The Computer Journal, Volume 4, Issue 3, 1961, Pages 265–271 https://doi.org/10.1093/comjnl/4.3.265
[11] Francis, J.G.F., The QR Transformation–Part 2, The Computer Journal, Volume 4, Issue 4, 1962, Pages 332–345
[12] Householder, A. S., Unitary Triangularization of a Nonsymmetric Matrix. J. ACM, 1958. 5, 339-342. https://hal.science/hal-01316095/file/p339householderb.pdf
[13] Lanczos, C., An iteration method for the solution of the eigenvalue problem of linear differential and integral operators (PDF). Journal of Research of the National Bureau of Standards, 1950. 45 (4): 255–282. https://doi.org/10.6028/jres.045.026.
[14] Kaniel S., Estimates for some computational techniques in linear algebra, Math. Comp., 1966, pp. 369–378. 1, 5.1. https://www.ams.org/journals/mcom/1966-20-095/S0025-5718-1966-0234618-4/S0025-5718-1966-0234618-4.pdf
[15] Paige C.C., The computation of eigenvalues and eigenvectors of very large sparse matrices, PhD thesis, University of London, 1971. 1, 5.1. https://www.cs.mcgill.ca/~chris/pubClassic/PaigeThesis.pdf

# КАСКАДЕН ЕФЕКТ И ДОМИНО ЕФЕКТ ПРИ БЕДСТВИЯ И КРИЗИ

**Стефан Първанов**[1]

*Академия на МВР*

# CASCADING EFFECT AND DOMINO EFFECT IN DISASTERS AND CRISES

**Stefan Parvanov**[1]

*Academy of MOI*

***Abstract**: Two key negative mechanisms of development and consequences during disasters and crises – the cascading effect and the domino effect – are examined and compared. The definitions, characteristics, and typical manifestations of both phenomena are analyzed within the context of natural and man-made crisis events. Special attention is given to intersystem dependencies and the ability of an initially localized event to escalate into a large-scale crisis through nonlinear interactions. A comparative analysis of the two effects is presented, along with real-world examples, including industrial accidents, disruptions of critical infrastructure, and the impact of natural disasters on vulnerable social systems. The importance of a systemic approach to risk management is emphasized, as well as the need for integrated strategies for prevention, response, and recovery.*

***Key words**: cascading effect, domino effect, disasters, crises, risk, resilience, consequences*

## 1. Въведение

Съвременните рискове, породени от природни бедствия, техногенни аварии и хибридни кризи, все по-често се проявяват чрез сложни, взаимосвързани процеси, които водят до ескалация на щетите и затрудняват управлението на извънредни ситуации. В този контекст два ключови феномена придобиват особено значение – каскадният ефект и домино ефектът. Те описват механизмите, чрез които едно първично събитие може да предизвика верига от вторични и третични последствия, обхващащи множество сектори, инфраструктури и социални системи.

Според Alexander и Pescaroli (2015), каскадният ефект включва нелинейно разгръщане на събитията през взаимозависими системи, при което възникват т.нар.

[1] Стефан Първанов, доцент доктор, катедра „Управление на безопасността и превенция“ факултет “Пожарна безопасност и защита на населението“, Академия на МВР, гр. София, ул. „Пиротска“ № 171, sip_81@abv.bg; Stefan Purvanov, Associate Professor, PhD, Department of Safety Management and Prevention, Faculty of Fire Safety and Civil Protection, Academy of the Ministry of Interior, 171 Pirotska Street, Sofia, Bulgaria, sip_81@abv.bg

ескалационни точки, влошаващи състоянието на засегнатите структури [1]. Домино ефектът, от друга страна, обикновено се свързва с линейна последователност от събития, характерна за индустриални аварии, при които едно събитие физически предизвиква друго [2].

Целта на настоящото изследване е да анализира и сравни природата, проявленията и последствията от каскадния и домино ефекта в контекста на съвременните кризи. Ще бъдат представени теоретични рамки, реални примери, методи за идентификация и оценка на риска, както и подходи за ограничаване на въздействията. Внимание се отделя на критичната инфраструктура, взаимозависимостта между системите и нуждата от интегриран подход в управлението при бедствия.

## 2. Теоретична рамка и дефиниции

Разбирането на природата и механизма на каскадния и домино ефекта изисква прецизно дефиниране и разграничаване на двата термина в контекста на управлението на риска, бедствията и критичната инфраструктура. Макар често използвани взаимозаменяемо в популярната и дори в част от академичната литература, те описват различни сценарии на разгръщане на кризисни събития.

### 2.1. Домино ефект

Домино ефектът представлява верига от взаимосвързани инциденти, при която едно първично събитие – като експлозия или пожар, води до физическо или термично въздействие върху съседна инсталация, катализирайки последващи аварии. Този феномен е особено характерен за промишлената безопасност и химическата индустрия, където натрупването на опасни материали и близостта между инсталациите повишават риска от каскадни сривове в рамките на една площадка или индустриален клъстер (Kadri et al., 2012) [3].

Преглед на исторически данни показва, че зоните за съхранение (storage areas) и съоръжения за преработка са най-често началната причина при домино инциденти — около 35% и 28% от случаите съответно, като най-честите последователности на инциденти са експлозия–пожар (27.6%), пожар–експлозия (27.5%) и пожар–пожар (17.8%) (Yinting Chen et al., 2012) [4].

В европейски контекст директивата Seveso-II налага даването на оценка на потенциалните домино ефекти като част от процедурите за безопасност, особено когато предприятия се намират в непосредствена близост едно до друго — където инцидент в едно място може да засегне съседни обекти (Publications Office of the EU, 2013).

Според Европейската агенция по химическа безопасност, домино ефектът е причина за над 25% от тежките аварии в индустрията с опасни вещества, като ефектите често надвишават по мащаб първоначалното събитие [5].

### 2.2. Каскаден ефект

Каскадният ефект представлява нелинейни процеси, при които едно събитие или срив в една система води до нарушения в други взаимозависими системи — често без пряка географска или физическа близост между тях. Alexander и Pescaroli (2019) описват каскадните бедствия като феномени, при които първичното въздействие предизвиква серия от вторични реакции чрез *взаимосвързани уязвимости* и *т.нар. ескалационни точки*, които обострят последиците (Alexander & Pescaroli, 2019). Това налага нуждата от прилагане на системен подход и сценарийно моделиране за идентифициране на критични зависимости и разработване на мерки, повишаващи устойчивостта (Alexander & Pescaroli, 2019).

За разлика от линейните последователности, представени чрез домино ефекта, каскадните ефекти се разпространяват чрез сложни системни зависимости. Пример за това е ситуация, при която отказ в електроснабдяването предизвиква прекъсване на

водоснабдяване, комуникации, здравни услуги и транспорт — създавайки широк спектър от социални и технологични вътрешни сътресения (Pescaroli & Alexander, 2019) [6].

**2.3. Сравнение и взаимодействие между двата ефекта**

Каскадният ефект може да включва елементи, характерни за домино ефекта, но не се изчерпва с тях. Докато домино ефектът обикновено е резултат от физическо предаване на въздействие между съседни съоръжения и често подлежи на управление чрез инженерни бариери, противопожарни разстояния и зони за сигурност (Chen et al., 2012) [4], каскадният ефект протича чрез сложни, често нелинейни зависимости между различни критични инфраструктури и социални системи (Pescaroli & Alexander, 2019) [6]. Последният изисква прилагане на усъвършенствани аналитични методи – включително сценарийно моделиране, картографиране на взаимозависимости, системна симулация и интердисциплинарна координация на институциите (Hosseini et al., 2016) [7].

**Таблица 1**. Допустими нива на вибрации

| **Критерий** | **Домино ефект** | **Каскаден ефект** |
|---|---|---|
| Механизъм | Линеен, директен | Нелинеен, системен |
| Тип взаимодействие | Физическо, пространствено | Функционално, мрежово |
| Честа проява | Промишлени инциденти | Инфраструктурни и обществени кризи |
| Обхват | Локален | Регионален или глобален |
| Аналитичен подход | Причинно-следствен модел | Сложна системна динамика |

**3. Механизми на възникване и развитие на каскадни и домино ефекти**

Механизмите, чрез които се развиват каскадни и домино ефекти, са от ключово значение за разкриване на системната уязвимост и разработването на ефективни стратегически подходи в управлението на риска. Те се основават на два взаимосвързани типа фактори.

Структурни фактори, които създават условия на зависимост и крехкост между подсистеми. Това включва взаимосвързани инфраструктурни мрежи, липса на резерви и централни възлови точки, които при отказ причиняват лавинообразно разпространение на ефекта (Havlin et al., 2010; Schäfer et al., 2017) [8, 9].

Функционални фактори, които допринасят за разпространението на инцидента през динамични връзки, включително натоварвания, логистични прекъсвания и социално-институционална реактивност (Pescaroli et al., 2018; Alcántara-Ayala, 2025) [10, 11].

Като цяло, каскадният ефект се развива, когато структурните слабости и функционалните зависимости позволят начално събитие да се разпростре извън първоначалната локация и да предизвика многонишкова криза (Valdez et al., 2020) [12].

**3.1. Начални условия и уязвимости**

В основата на каскадния ефект стои първично събитие — природно (напр. земетресение, наводнение, буря) или техногенно (експлозия, инфраструктурен срив), което нарушава нормалната функционалност на една или повече системи. Уязвимостта на тези системи често се дължи на няколко основни фактора:

– структурни слабости, като остарели съоръжения или липса на редундантна архитектура;

– липса на резервен капацитет за критични операции;

– висока степен на зависимост от други подсистеми или инфраструктурни мрежи;

– неадекватна поддръжка, планиране или техническа готовност.

Както посочват Alexander и Pescaroli (2019), каскадните бедствия се развиват именно когато vulnerabilties overlap and interact — т.е. когато уязвимостите се припокриват и взаимодействат, формирайки *ескалационни точки*, които водят до вторични събития с по-голям мащаб от първичното [6].

Климатичните анализи и моделите на сложни мрежи потвърждават, че системите с висок степен на взаимозависимост и структурна сложност — като електроснабдяване, транспорт, здравни служби — са особено податливи на cascade failures, когато възникне първичен отказ [12].

**3.2. Етапи в развитието на каскаден ефект**

Каскадният ефект обикновено се развива в няколко последователни фази:

- инициращо събитие – основното бедствие или инцидент.
- първична повреда – директно въздействие върху система или инфраструктура.
- пропагиране чрез зависимости – нарушаване на свързани системи (напр. срив в енергоснабдяването води до срив в ИТ системите, здравеопазването и транспорта).
- ескалация – натрупване на последствия и задълбочаване на кризата.
- системна криза – обхващане на обществени функции, загуба на контрол, необходимост от междуинституционална намеса.

Според Thomas (2020), тези фази могат да се разглеждат чрез модела CHASMS – Cascading Hazards to disAsters that are Socially constructed and eMbeded in Systems – който поставя акцент върху социално вградената уязвимост и структурните неравенства [13].

**3.3. Типови сценарии на домино ефект**

Домино ефектът се развива предимно в индустриална или инфраструктурна среда, като има ясно разграничими фази:

- първоначално въздействие (експлозия, пожар, изтичане);
- пренос на енергия/вреден фактор към съседна инсталация;
- вторично събитие – задействано чрез механичен, термичен или химичен трансфер;
- веригово разпространение – мултиинцидент с нарастваща сложност.

В литературата се използват анализи като Event Tree Analysis (ETA), Bow-Tie методологията, и Quantitative Risk Assessment (QRA) за моделиране на такива процеси (Kadri et al., 2014) [2].

**3.4. Взаимодействие между ефектите**

В практиката не съществува ясно разграничение между каскадни и домино ефекти – те често се проявяват съпътстващо. Например, земетресение може да предизвика срутване на резервоар с химикали (домино ефект), което от своя страна води до замърсяване на водоизточници, масова евакуация и обществена паника (каскаден ефект). В този смисъл, комплексността на взаимодействията налага използване на мрежови модели, системна динамика и сценарийно планиране в управлението при бедствия.

**4. Примери от практиката**

За да се илюстрира реалното въздействие на каскадния и домино ефекта при бедствия и кризи, в този раздел се представят подбрани казуси от международната практика, които демонстрират сложността на взаимодействията между системи и необходимостта от интегрирано управление на риска.

**4.1. Земетресението в Япония през 2011 г. и аварията във Фукушима**

Земетресението с магнитуд 9.0, което удари Япония на 11 март 2011 г., предизвика мощно цунами и отключи една от най-сериозните каскадни кризи в съвременната история. Първичното природно бедствие нанесе щети върху множество инфраструктури – електроснабдяване, транспорт, комуникации – и доведе до тежка ядрена авария в АЕЦ „Фукушима Даичи“.

Според Pescaroli, G., & Alexander, D. E. (2016), именно взаимозависимостта на инфраструктурните системи, заедно с липсата на достатъчно резервни механизми за охлаждане на реакторите, довежда до каскаден провал, включващ:

- спиране на електроснабдяването,
- повреда в охладителните системи,
- изтичане на радиоактивен материал,
- масова евакуация и дългосрочни екологични и социални последици [14].

**4.2. Блек-аутът в Италия, 2003 г.**

През септември 2003 г. електропреносната система на Италия претърпява масов срив, започнал от повреда в Швейцария. Невъзможността за компенсиране на загубата на мощност води до каскаден срив, който оставя 55 милиона души без електричество за повече от 12 часа.

Съгласно анализа на Pescaroli, G., & Alexander, D. E. (2016), това събитие представлява класически каскаден сценарий, при който:

- локален технически проблем в една държава (Швейцария),
- води до срив в национална електрическа система (Италия),
- което от своя страна блокира метрото, болниците, телекомуникациите, дори доставки на вода [14].

**4.3. Промишлен инцидент в Бунсефийлд, Великобритания (2005 г.)**

Инцидентът в Бунсефийлд (октомври–декември 2005 г.) представлява един от най-мащабните примери за домино ефект в индустриална среда. Причината е превишено ниво на пълнене на резервоар, което довежда до изтичане на бензин, формиране на опасен горивен облак и дълга верига от експлозии и пожари (Major Incident Investigation Board, 2008) [15].

Съседни резервоари се възпламеняват под въздействие на първичната експлозия, а пожарът обхваща двадесет големи горивни резервоара, с директно въздействие върху приоритетно разположени строителни и промишлени обекти в района.

Инцидентът в Бунсефийлд показва как единична авария може да ескалира в цялостна верига от последващи аварии, значително надхвърляйки мащаба на първичния сблъсък – терминът *knock-on accidents* (верижни инциденти) е приложим тук.

Икономическите загуби от катастрофата са оценени на над един милиард лири, включително компенсации, щети за авиационния сектор, средства за реакция и разследвания [15].

**4.4. Наводненията в Германия и Централна Европа (2021 г.)**

През юли 2021 г. хроничен сценарий на интензивни дъждове доведе до рекордни наводнения в Германия и съседни страни, причинявайки над 180 жертви и мащабни разрушения в инфраструктурата, транспорта, водоснабдяването и телекомуникациите (Fekete & Sandholz, 2021; Lehmkuhl et al., 2022) [16, 17].

Наводненията илюстрираха смесен ефект, включващ както домино реакции — срутване на диги, мостове и други съоръжения, така и каскадни последствия върху критичното обществено функциониране и логистичните мрежи, които се провалят вследствие на прекъснатите услуги.

Според оценъчния доклад на Организацията на ООН за Международен диалог по климатичната устойчивост, липсата на координация между системите за ранно предупреждение, местната власт и населението сериозно допринесе за усложняването на кризата — особено там, където предупрежденията не са достигнали част от хората или не са били разбрани навреме [18, 19].

**5. Влияние върху критичната инфраструктура и обществени функции**

Каскадните и домино ефектите оказват директно и индиректно въздействие върху критичната инфраструктура (КИ), водещо до частични или пълни прекъсвания на жизненоважни обществени функции – електроснабдяване, здравеопазване, транспорт, телекомуникации, водоснабдяване, управление на отпадъци и др. Взаимосвързаността между системите поражда рискови зависимости, които могат да се опишат чрез структурни и функционални мрежи, податливи на срив при нарушаване на ключови възли.

**5.1. Мрежов подход към системната уязвимост**

В съвременната научна литература (Havlin et al., 2010; Schäfer et al., 2017) се използват теория на мрежите и динамични модели, за да се опише разпространението на въздействията в комплексни инфраструктурни системи [20, 21]. В този контекст, КИ може да се представи като насочен граф $G = (V, E)$, където:

$V$ е множеството от възли (елементи на инфраструктурата),

$E$ е множеството от ребра (връзки/зависимости между елементите).

Уязвимостта на мрежата може да се дефинира чрез функция:

(1) $$V(G) = \frac{V'}{V}$$

където:

$V' \subseteq V$ е множеството от възли, които престават да функционират след начално събитие,

$V$ е цялото множество от възли в системата.

Когато една система $Si$ зависи от друга система $Sj$, тази зависимост може да се опише чрез функция на зависимост:

(2) $$Dij(t) = f\big(Rj(t), Ai(t)\big)$$

където:

$Rj(t)$ е ресурсът, доставян от система $Sj$ в момент $t$,

$Ai(t)$ е активността на система $Si$, зависеща от този ресурс,

$Dij(t)$ определя степента на функционална зависимост между системите.

**5.2. Разпространение на срив чрез каскадни зависимости**

Механизмът на каскадното разпространение може да се опише чрез итеративен процес, в който се наблюдава срив в няколко времеви стъпки:

(3) $$Fi(t+1) = Fi(t).\ \prod_{j=1}^{n}\left(1 - \alpha_{ji}.\delta_j(t)\right)$$

където:

$Fi(t)$ е функционалността на възел $i$ в момент $t$,

$\alpha ji$ е коефициент на зависимост на възел $i$ от възел $j$,

$\delta j(t) \in \{0,1\}$ е индикатор дали възел $j$ е отказал в момент $t$,

$n$ е броят на зависимостите към възел $i$.

Моделът показва, че дори единичен срив с висока степен на свързаност $(\alpha ji \rightarrow 1)$ може да доведе до лавинообразна загуба на функционалност в мрежата.

**5.3. Обобщение: критичност и системна стабилност**

Степента на критичност на даден компонент може да бъде оценена чрез централност на възела (node centrality):

(4) $$C_{(v)} = \frac{\sum_{s \neq v \neq t} \sigma_{st}(v)}{\sigma_{st}}$$

където:

$\sigma_{st}$ е броят на най-кратките пътища между възли *s* и *t*,

$\sigma_{st}(v)$ е броят на тези пътища, които минават през възел *v*.

Компоненти с висока стойност на *C(v)* са „възлови точки", чийто срив би предизвикал мащабно разпространение на последици.

Въз основа на горните модели и реалните примери, се потвърждава, че за поддържане на устойчивостта и функционирането на КИ е необходимо:

- непрекъснат мониторинг на зависимости;
- анализ на критични възли и слаби връзки;
- наличие на резервни сценарии и капацитети;
- прилагане на количествени методи за оценка на риска и симулации.

**5.4. Количествен пример: каскадно разпространение на срив в електроснабдяването**

Да разгледаме опростена мрежа от четири взаимозависими системи:

- S1: Електроснабдяване
- S2: Водоснабдяване
- S3: Болнична мрежа
- S4: Телекомуникации

Възприемаме следните **коефициенти на зависимост** *($\alpha_{ji}$):*

**Таблица 1**. Допустими нива на вибрации

| **Зависима система Si** | **Зависимост от $S_1$** | **Зависимост от S2** | **Зависимост от $S_3$** |
|---|---|---|---|
| $S_2$ (Водоснабдяване) | 0,9 | - | - |
| $S_3$ (Болници) | 0,8 | 0,5 | - |
| $S_4$ (Телекомуникации) | 0,7 | - | 0,4 |

Предпоставяме, че в начален момент *t=0*, настъпва пълен срив на електроснабдяването:

- *$\delta 1(0)=1$* (електроснабдяването отказва)
- всички останали системи функционират нормално: *$\delta 2(0)=\delta 3(0)=\delta 4(0)=0$*

Сега изчисляваме функционалността на всяка система в t=1t = 1t=1, използвайки формулата:

$$Fi(t+1) = Fi(t).\ \prod_{j=1}^{n}\left(1 - \alpha_{ji}.\delta_j(t)\right)$$

Първоначално *Fi(0)=1* (всички работят на 100%).

Стъпка 1: Водоснабдяване *($S_2$)*

- зависимост: *90%* от електроснабдяване;
- функционалност на *S2 = 1 – (0,9 × 1) = 0,1* или *10%.*

Стъпка 2: Болници *($S_3$)*

- зависимост: *80%* от *$S_1$* (електро): *$F_1 = 0$*; *50%* от *$S_2$* (вода): *$F_2 = 0,1$;*
- намаление от електро: *0,8 × 1 = 0,8*; намаление от вода: *0,5 × (1 – 0,1) = 0,45;*
- общо намаление = *0,8 + 0,45 = 1,25* → над *100%;*
- функционалност на *$S_3 = 1 – min(1,0; 1,25) = 0$* – пълен отказ.

Стъпка 3: Телекомуникации *($S_4$)*

- зависимост: *70%* от *$S_1$* (електро): *$F_1 = 0$; 40%* от *$S_3$* (болници): *$F_3 = 0$;*

- намаление от $S_1$: $0,7 \times 1 = 0,7$;
- намаление от $S_3$: $0,4 \times 1 = 0,4$;
- общо намаление: $1,1$ – функционалност = $1 - min(1,0; 1,1) = 0$.

**Таблица 2**. Допустими нива на вибрации

| Система | Начално състояние | След срив на $S_1$ | Процентна функционалност |
|---|---|---|---|
| $S_1$ – Електроснабдяване | 1,0 | 0,0 | 0% |
| $S_2$ – Водоснабдяване | 1,0 | 0,1 | 10% |
| $S_3$ – Болници | 1,0 | 0,0 | 0% |
| $S_4$ – Телекомуникации | 1,0 | 0,0 | 0% |

Примерът показва, че срив само в една система (електрическата мрежа) може да предизвика пълна неработоспособност на цели критични функции – особено когато липсват независими резерви или устойчивост на взаимозависимостите.

Високата степен на функционална зависимост, дори при ограничен брой системи, води до бързо ескалираща криза. В реална ситуация подобен срив би изисквал активиране на резервни захранвания, мобилни комуникационни мрежи и евакуационни действия за уязвими групи.

**6. Управление на риска и стратегии за ограничаване на ефектите**

Ефективното управление на риска от каскадни и домино ефекти при бедствия и кризи изисква интегриран, системен и многослоен подход, основан на превенция, ранно предупреждение, устойчивост и възстановяване. Предизвикателството се състои не само в справянето със самото първично събитие, но и в ограничаването на разпространението на вторичните и третичните последствия през мрежите на критичната инфраструктура и обществото [22].

**6.1. Сценарийно моделиране и анализ на взаимозависимости**

Ключов инструмент в управлението на каскадни и домино ефекти е сценарийното моделиране, което позволява идентифициране на:

- възможни начални събития (trigger points),
- потенциални верижни реакции (cascading paths),
- уязвими звена и възли (critical nodes),
- ефекти върху обществени функции и безопасността на населението.

Сценарийните подходи се комбинират със симулационни методи (напр. agent-based modeling, network simulations) и квантитативни оценки на риска, позволяващи оценка на вероятността и въздействието от сложни взаимодействия [23, 24, 25].

**6.2. Интегрирано планиране и институционална координация**

Управлението на системни кризи предполага съвместна работа на множество институции – държавни органи, общински власти, оператори на критична инфраструктура, неправителствени организации и научни структури. Ефективната междуинституционална координация включва:

- съвместни тренировъчни сценарии;
- оперативни планове с ясно дефинирани отговорности;
- споделени комуникационни и информационни системи;
- възможности за взаимна подкрепа и споделено използване на ресурси.

Този подход следва принципите на „multi-hazard, multi-sectoral, multi-level“ управление на риска (UNDRR, 2019) [26, 27].

**6.3. Подходи за намаляване на уязвимостта и повишаване на устойчивостта**

Устойчивостта на обществени системи и инфраструктура зависи от тяхната способност да абсорбират сътресения, да се адаптират към променящи се условия и да възстановят функциите си след срив. Стратегиите за устойчивост включват:

- усилване на критичните възли в системата (redundancy, diversity, robustness) [28, 29];
- дизайн за отказоустойчивост (fail-safe / fail-soft systems);
- подобрено управление на резервите и автономните ресурси;
- обучение на населението и повишаване на информираността за поведение при кризи;
- внедряване на цифрови двойници (digital twins) за симулация на възможни ефекти при кризи [30, 31].

Както показва примерът с Япония (2011), недостатъчната интеграция между технологична устойчивост и институционална готовност може да доведе до катастрофални каскадни последствия, въпреки високото технологично ниво на държавата.

**6.4. Математически зависимости в управлението на риска от каскадни ефекти**

Оценката и управлението на риска в условия на каскадни и домино ефекти може да се представи количествено чрез разширени модели за мултифакторен риск, при които се отчита възможността от разпространение на ефектите през взаимозависими системи [9, 20].

**Очаквана стойност на комбиниран риск:**

(5) $R = \sum_{i=1}^{n} P_j . I_j + \sum_{j=1}^{m} (P_j^* . I_j^* . D_j)$

където:

$P_j$: вероятност от първично събитие $i$,

$I_i$: : очаквано въздействие от събитието $i$,

$P_j^*$: условна вероятност за вторично събитие $j$, възникващо вследствие на $i$,

$I_j^*$: неговото въздействие,

$D_j$: коефициент на разпространение (dependency multiplier) – отчита взаимозависимостта между системите.

**Функция за ефективност на стратегия за реакция:**

(6) $E_s = \frac{R_0 - R_s}{R_0}$

където:

$R_0$: начален (неконтролиран) риск,

$R_s$: остатъчен риск след прилагане на стратегията sss,

$E_s \in [0,1]$: ефективност на стратегията (1 = пълна ефективност).

**6.5. Количествен пример: избор на стратегия за ограничаване на каскаден риск**

Да предположим следния сценарий:

- вероятност от първично събитие (напр. земетресение): $P_1$=0,02;
- възможна щета от него: $I_1$=100 млн. лв.;
- условна вероятност за срив в електроснабдяването: $P_2^*$=0,5;
- щета от срива: $I_2^*$=50 млн. лв.;
- коефициент на зависимост: $D_2$=1,4

**Без прилагане на стратегия:**

$R_0$=0,02·100+0,5·50·1,4=2+35=37 млн. лв.

**При стратегия със степен на редуциране на вторичния риск с 60%:**

$R_s$=0,02·100+0,5·(1−0.6)·50·1,4=2+14=16 млн. лв

**Ефективност:**

(7) $E_s = \frac{37-16}{37} = 0{,}577$ или 57%

Простата стратегия за редуциране на вторичния ефект (напр. чрез резервно електрозахранване или разделяне на зависимости) намалява общия очакван риск с 57%. Това показва, че дори непълни или локализирани интервенции могат да окажат значим ефект върху общата устойчивост на системата.

**Изводи**

Анализът на каскадния и домино ефекта при бедствия и кризи разкрива съществената роля на взаимозависимостите между инфраструктурни, технологични и социални системи. Макар двата феномена да се различават по механизъм – линейна последователност при домино ефекта и нелинейна ескалация при каскадния – те често се проявяват съвместно, усложнявайки управлението на риска и реакцията при извънредни ситуации.

Извършеното изследване потвърждава следните основни изводи:

Взаимозависимостите между системите повишават уязвимостта – особено в контекста на глобализацията, урбанизацията и дигитализацията. Дори локално събитие може да доведе до мащабна криза чрез функционални и времеви прехвърляния.

Домино ефектът е предвидим в строго индустриален контекст и подлежи на инженерно управление, докато каскадният ефект изисква системен, междусекторен и сценариен подход.

Математическите модели и симулациите са полезен инструмент за оценка на риска, особено при необходимост от анализ на комплексни мрежи и критични възли. Представеният пример показва как чрез количествена оценка могат да се планират ефективни стратегии.

Междуинституционалната координация, наличието на резервни капацитети и инвестициите в устойчивост са ключови елементи за ограничаване на ефектите от системни кризи.

Необходим е интегриран подход, който обединява инженерни, организационни и социални решения. Стратегиите трябва да включват както структурни мерки, така и мерки за повишаване на готовността на населението.

В условията на нарастващи рискове, включително климатични, техногенни и хибридни заплахи, разбирането и управляването на каскадните и домино ефекти следва да бъде приоритет в политиките за защита на критичната инфраструктура и обществената сигурност.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Pescaroli, G., & Alexander, D. (2015). A definition of cascading disasters and cascading effects: going beyond the “toppling dominos” metaphor. *Planet@Risk, 3*(1), 58–67.

[2] Kadri, F., Birregah, B., Châtelet, E. (2014). *Modeling the domino effect of fires in chemical plants*. Safety Science, 68, 138–146.

[3] Kadri, F., Chatelet, E., & Fortin, C. (2012). *Method for quantitative assessment the domino effect in industrial sites*. Journal of Loss Prevention in the Process Industries, 25(2), 227–236.
[4] Chen, Y., Reniers, G., & Cozzani, V. (2012). *Investigation and statistical analysis of historical domino accidents in the chemical process industry*. Journal of Hazardous Materials, 209–210, 77–94.
[5] European Commission. (2013). *Technical guidance for assessing the safety of installations affected by domino effects* (Seveso-II Directive). Luxembourg: Publications Office of the European Union.
[6] Alexander, D., & Pescaroli, G. (2019). *What are cascading disasters?* UCL Open Environment, 1.
[7] Hosseini, S., Barker, K., & Ramirez-Marquez, J.E. (2016). *A review of definitions and measures of system resilience*. Reliability Engineering & System Safety, 145, 47–61.
[8] Havlin, S., Kenett, D. Y., Ben-Jacob, E., Bunde, A., Hermann, H., Kurths, J., ... & Cohen, R. (2010). *Challenges in network science: Applications to infrastructures, climate, social systems and economics*. The European Physical Journal Special Topics, 214(1), 273–293.
[9] Schäfer, M., Legrand, A., & Gurtner, J.-L. (2017). *Modeling the vulnerability of interdependent critical infrastructures*. Reliability Engineering & System Safety, 165, 78–94.
[10] Pescaroli, G., & Alexander, D. (2018). *Understanding compound, interconnected, interacting, and cascading risks: A holistic framework*. Risk Analysis, 38(5), 1153–1167.
[11] Alcántara-Ayala, I. (2025). *Towards an integrative framework for cascading disasters: Linking hazards, vulnerabilities, and critical systems*. International Journal of Disaster Risk Reduction, 95, 104876.
[12] Valdez, L. D., Macri, P. A., & Braunstein, L. A. (2020). *Interdependent networks: Structure, cascading failures, and recovery strategies*. Chaos, Solitons & Fractals, 140, 110210.
[13] Thomas, D. S. K., Jang, S., & Scandlyn, J. (2020). *The CHASMS conceptual model of cascading disasters and social vulnerability: The COVID-19 case example*. *International Journal of Disaster Risk Reduction, 51*, Article 101828.
[14] Pescaroli, G., & Alexander, D. E. (2016). *Critical infrastructure, panarchies and the vulnerability paths of cascading disasters*. Natural Hazards, 82(1), 175–192.
[15] Major Incident Investigation Board. (2008). *The Buncefield Incident – Final Report*. Volume 1 & 2. HSE Books.
[16] Fekete, A., & Sandholz, S. (2021). *Here Comes the Flood, but Not Failure? Lessons to Learn after the Heavy Rain and Pluvial Floods in Germany 2021*. Water, 13(21), 3016.
[17] Lehmkuhl, F., Schulte, L., Schüttrumpf, H., et al. (2022). *The 2021 Central European flood event: A review of causes, impacts, and scientific gaps*. Environmental Sciences Europe, 34(1), Article 79.
[18] Thieken, A. H., Kreibich, H., Pisi, S., Schröter, K., & Seifert, I. (2023). *Lessons learned from the July 2021 floods in Germany: preparedness, warning and emergency response from residents' perspectives*. Natural Hazards and Earth System Sciences, 23, 973–989.
[19] PreventionWeb / UNDRR (2021). *Here comes the flood, but not failure: Lessons learned after the heavy rain and pluvial floods in Germany 2021*. Geneva: United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNDRR).
[20] Buldyrev, S. V., Parshani, R., Paul, G., Stanley, H. E., & Havlin, S. (2010). *Catastrophic cascade of failures in interdependent networks*. *Nature*, 464(7291), 1025–1028.
[21] Ouyang, M. (2014). *Review on modeling and simulation of interdependent critical infrastructure systems*. *Reliability Engineering & System Safety*, 121, 43–60.

[22] Sandoval, V. et al. (2023). Integrated Disaster Risk Management: Elements to Advance Its Study and Assessment. *International Journal of Disaster Risk Science*.

[23] Qie, Z., & Rong, L. (2022). A scenario modelling method for regional cascading disaster risk to support emergency decision making. *International Journal of Disaster Risk Reduction, 77*, 103102.

[24] Naqvi, A. et al. (2021). Assessing the cascading impacts of natural disasters in a spatially-explicit agent-based multi-layer network model. *Scientific Reports*.

[25] Ramírez de la Huerga, M., Bañuls, V. A., & Turoff, M. (2015). A scenario based approach for analyzing complex cascading effects in operational risk management. Proceedings of the ISCRAM Conference.

[26] United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNDRR). (2020). *Annual Report 2019*. Geneva: UNDRR.

[27] United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNDRR). (2022). *Global Platform for Disaster Risk Reduction 2022 – Session: Breaking the Silos – Towards multi-hazard, multi-sectoral approaches to managing risks*.

[28] Balakrishnan, S., & Cassottana, B. (2022). InfraRisk: An open-source simulation platform for asset-level resilience analysis in interconnected infrastructure networks.

[29] Argyroudis, S. A., Lei, Y., Wang, Z., Zhang, N., & others. (2022). Digital technologies can enhance climate resilience of infrastructure. *Energy Reports.*

[30] Losier, L. M. (2019). *The Importance of Digital Twins for Resilient Infrastructure*.

[31] Agapaki, E. (2022). Airport Digital Twins for Resilient Disaster Management Response.

# УСТОЙЧИВОСТ И УЯЗВИМОСТ НА ЖИЗНЕНОВАЖНИ ОБЩЕСТВЕНИ ФУНКЦИИ

**Стефан Първанов**[1]

*Академия на МВР*

# RESILIENCE AND VULNERABILITY OF ESSENTIAL SOCIETAL FUNCTIONS

**Stefan Parvanov**[1]

*Academy of MOI*

***Abstract****: The interrelationship between resilience and vulnerability of essential societal functions is examined in the context of contemporary risks, disasters, and crises. The analysis focuses on the core components of resilience – adaptive capacity, shock absorption, and rapid recovery – as well as the key factors contributing to vulnerability, including structural weaknesses, interdependencies among systems, and the lack of reserve capacity. The study emphasizes the importance of inter-institutional coordination, continuity of operations, and the critical role of information, healthcare, energy, and transportation systems. Models for assessing resilience are presented, along with recommendations for reducing vulnerability through strategic planning and scenario-based modeling. The findings underscore the need for an integrated approach that combines engineering, organizational, and social solutions to safeguard the public interest and ensure the security of the population.*

***Key words****: resilience, vulnerability, essential societal functions, critical infrastructure, system security, adaptability, scenario-based planning, risk assessment, crisis management*

## 1. Въведение

В съвременния свят, белязан от бързи технологични и климатични промени, жизненоважните обществени функции (например здравеопазване, енергетика, транспорт и комуникации) са изложени на разнообразни рискове – от природни бедствия до хибридни инциденти с техногенни и антропогенни аспекти. Устойчивостта на тези функции – т.е. способността им да адаптират, абсорбират и бързо да се възстановяват

[1] Стефан Първанов, доцент доктор, катедра „Управление на безопасността и превенция“ факултет “Пожарна безопасност и защита на населението“, Академия на МВР, гр. София, ул. „Пиротска“ № 171, sip_81@abv.bg; Stefan Purvanov, Associate Professor, PhD, Department of Safety Management and Prevention, Faculty of Fire Safety and Civil Protection, Academy of the Ministry of Interior, 171 Pirotska Street, Sofia, Bulgaria, sip_81@abv.bg

след нарушаване, е предпоставка за минимизиране на социалните последици и запазване на обществената сигурност (Bergstrand, 2014) [1]. Обратно, уязвимостта се подхранва от структурни слабости (недостатъци), липса на резервен капацитет и сложни взаимозависимости между системи. Национални стратегии като националният план на Швеция за защита на обществените функции и критичната инфраструктура акцентират върху системния и интегриран подход – от локално до национално ниво, като основа за изграждане на устойчивост (MSB, 2014) [2]. Глобалният дискурс, развит през рамката на Sendai, допълнително залага концепцията за *whole-of-society* подход и продукта на междуинституционалната координация и устойчивото управление на риска (UNDRR, 2015) [3]. Освен това, систематичен анализ на понятието устойчивост на критичната инфраструктура показва, че въпреки разрастването на концептуалното разбиране, липсва консенсус по отношение на неговото измерване и прилагане (Mottahedi, 2021; Pursiainen, 2018) [4], [5]. Изложеното отваря път към необходимостта от задълбочено изследване, което ще разгледа същността на устойчивостта и уязвимостта на жизненоважните обществени функции и ще предложи интегрирани стратегии за тяхната защита.

## 2. Теоретична рамка и дефиниции

### 2.1. Дефиниции на устойчивост (*resilience*)

Устойчивостта се дефинира като способността на дадена система – било то физическа, социална или институционална – да издържи, абсорбира, адаптира се към и да се възстанови след външни сътресения, като природни бедствия, техногенни аварии или социални кризи. Според Southwick et al. (2014) [6], понятието „resilience“ представлява динамичен процес на адаптация в лицето на сериозни заплахи, травматични събития или хронични стресови фактори. Авторите подчертават, че устойчивостта не е вродена характеристика, а резултат от взаимодействието между индивидуални и структурни фактори, включително държавни институции, социален капитал и достъп до ресурси.

В контекста на критичната инфраструктура, устойчивостта включва три основни компонента: способност за абсорбиране на сътресенията (buffering capacity), адаптивност към променящите се условия (adaptive capacity) и възстановяване след прекъсване (restorative capacity) (Mentges et al., 2023) [7]. Този трикомпонентен модел се прилага както към технически системи (енергийни мрежи, водоснабдяване), така и към обществени функции (здравеопазване, социална защита), като позволява оценка и сравнение на различни нива на устойчивост.

Американското дружество на строителните инженери (ASCE, 2018) [8] допълва дефиницията с понятието „трансформационна устойчивост“ (transformational resilience), която предполага не просто възстановяване на функциите до предишното състояние, а способност за адаптация към нови реалности, включително дългосрочни промени в околната среда, социалната структура или технологичните зависимости. Според ASCE, това изисква системно мислене, инвестиции в превенция и стратегическо планиране, особено в секторите на критичната инфраструктура.

Така разгледана, устойчивостта не е просто резултат, а процес – интердисциплинарен и многостепенен, в който участват технологии, институции и общности, работещи в синхрон за постигане на функционална непрекъсваемост и защита на обществения интерес.

### 2.2. Дефиниции на уязвимост (*vulnerability*)

Уязвимостта представлява степента, до която една система, инфраструктура или социална група е изложена на риск и е неспособна да се справи с последиците от вредно събитие. Тя не се определя само от наличието на заплаха, а преди всичко от вътрешни характеристики на системата – включително структурни, институционални, социални и

икономически фактори, които възпрепятстват адекватната реакция и възстановяване [9, 10].

Според Cutter et al. (2003), социалната уязвимост е „характеристика на групи в обществото, които притежават ограничени възможности да се подготвят, реагират или възстановят от бедствия". Те развиват т.нар. SoVI модел (Social Vulnerability Index), който отчита фактори като възраст, доход, образование, здраве и етническа принадлежност при оценка на риска на местно ниво [11].

Fekete (2019) подчертава, че уязвимостта трябва да се разглежда като динамична и контекстуално зависима величина, която варира в зависимост от капацитета на обществото, институционалната готовност и наличието на критични ресурси. В допълнение към физическите характеристики на инфраструктурата, той въвежда и понятието „институционална уязвимост", свързана с недостиг на координация, капацитет и прозрачност в управлението на риска [12].

Друг ключов принос идва от Schmid & Raju (2022), които изследват връзката между социалната уязвимост и устойчивостта в условията на асиметрични и каскадни бедствия и подчертават значението на рисковото възприятие, социалния капитал и достъпа до услуги като ключови индикатори на уязвимостта. Те застъпват идеята, че ефективната редукция на уязвимостта не може да се постигне само чрез технически мерки, а изисква ангажиране на местните общности и институции [13].

Уязвимостта често е невидима до момента на настъпване на криза, но именно тя определя мащаба на последиците и капацитета за възстановяване. Поради това анализът на уязвимостта е основен елемент при оценката на риска и изграждането на устойчиви обществени системи.

**2.3. Взаимовръзка между устойчивост и уязвимост**

Устойчивостта (*resilience*) и уязвимостта (*vulnerability*) често се представят като два противоположни полюса в спектъра на способността за справяне с бедствия и кризи. Въпреки това, съвременната научна литература подчертава, че между тях съществува взаимозависимост, която е по-сложна от просто бинарно противопоставяне. Тяхното съчетано разглеждане позволява по-пълно разбиране на риска и адекватно стратегическо планиране [10].

Според Weichselgartner и Kelman (2015), устойчивостта и уязвимостта са неразривно свързани, като двете понятия споделят обща рамка – капацитета на системата да реагира и да се възстановява. Те предлагат да се разглеждат като взаимодействащи и съвместно определящи риска, а не като независими индикатори. Това означава, че повишаването на устойчивостта автоматично не води до намаляване на уязвимостта, особено ако мерките не обхващат социалните и институционални измерения [14].

Manyena (2006) подчертава, че устойчивостта не може да бъде разбрана извън контекста на уязвимостта – системи с висока степен на уязвимост (например слаба инфраструктура или социално неравенство) изискват по-целенасочени и дългосрочни усилия за повишаване на устойчивостта. Така, устойчивостта се оформя не само от способността да се устои на шок, но и от възможността за трансформация на системата чрез преодоляване на нейните вътрешни слабости [15].

Schmid и Raju (2022) предлагат интегрирана теоретична рамка, в която уязвимостта и устойчивостта се третират като функции на адаптивност, социален капитал, достъп до ресурси и институционална ефективност. В този модел, социалната уязвимост е предпоставка за крехка устойчивост, докато изграждането на устойчивост е резултат от систематично намаляване на уязвимостта чрез стратегически интервенции [13].

Общата тенденция в литературата показва, че устойчивостта трябва да бъде изграждана върху анализа на уязвимостта, а не независимо от него. Затова съвременните подходи в управлението на риска комбинират и двете понятия в рамките на единен

аналитичен модел, основан на сценарии, системна диагностика и междуинституционално сътрудничество.

## 3. Основни компоненти на устойчивостта на жизненоважни обществени функции

Устойчивостта на жизненоважни обществени функции – като здравеопазване, електроснабдяване, водоснабдяване, транспорт, комуникации и обществен ред – се основава на способността на тези системи да продължат да функционират при условия на шок, стрес или прекъсване. Различни научни подходи разглеждат устойчивостта чрез структуриране на нейните ключови компоненти, които определят капацитета за реагиране, адаптиране и възстановяване в контекста на кризи.

### 3.1. Способност за абсорбиране на сътресения (absorptive capacity)

Абсорбиращата способност се отнася до капацитета на системата да устои на външни въздействия, без да загуби своята критична функционалност. Тя включва наличието на защитни бариери, смекчаващи мерки, буфери, физическа защита, резервни мощности и автоматизирани системи за реакция, които осигуряват диверсификационна надеждност. Според Mentges et al. (2023), тази способност е от съществено значение за инфраструктури от първостепенно значение, тъй като именно тя предотвратява непосредствения срив (колапс) [7].

В контекста на енергетиката например, резервни трансформатори, автоматични прекъсвачи и аварийно електрозахранване служат като буфери за поддържане на непрекъснатостта на услугата в случай на срив.

### 3.2. Адаптивност (adaptive capacity)

Адаптивността е свързана със способността на системата да променя структурата или поведението си, за да се приспособи към нови условия. Това включва организационна гъвкавост, наличието на обучен персонал, използване на технологии и динамично планиране. Както отбелязват Linkov & Trump (2019), високата адаптивност позволява на системата да не само да се запази, но и да се подобри след криза чрез иновации, учене от опита и реформиране на слаби места [16].

Пример за адаптивност е въвеждането на дистанционни здравеопазване и образование (телемедицина и учене с отдалечен достъп) по време на пандемията от COVID-19, което представлява трансформация на услугата в отговор на ограничени ресурси, повишен риск и извънредно търсене.

### 3.3. Възстановителна способност (restorative capacity)

Възстановителната способност се отнася до времето и ефективността, с които системата може да се върне към нормално функциониране след прекъсване. Това включва техническо възстановяване, институционално координиране и социална мобилизация. Според UNDRR (2019), времето за възстановяване е критичен индикатор за устойчивост – колкото по-кратко е то, толкова по-устойчива е системата [17].

Добрите практики в тази посока включват предварително разписани възстановителни протоколи, наличието на запаси и мобилни екипи, както и информационна система за реакция.

## 4. Фактори, водещи до уязвимост на жизненоважни обществени функции

Уязвимостта на жизненоважните обществени функции се определя от степента, в която те могат да бъдат засегнати от външни заплахи и неспособността им да реагират адекватно. Тя е функция на множество взаимосвързани фактори, включително физически, технически, институционални и социални характеристики на системата. Разбирането на тези фактори е от съществено значение за ефективното намаляване на риска и изграждането на устойчивост.

**4.1. Структурни слабости**

Структурната уязвимост се отнася до физическите и инженерни недостатъци на системите – например остаряла или недостатъчно адекватна на потребностите инфраструктура, липса на сеизмична защита или недостатъчна защита от наводнения. Както посочва Alexander (2013), несъответствието между планираните технически параметри и реалните условия на експлоатация често води до слаби места, които се проявяват именно в условията на бедствия [18].

Според анализа на UNDP (2025), голяма част от жизненоважните системи в развиващите се страни работят с намалена устойчивост поради дефицит на инвестиции в поддръжка и модернизация [19].

**4.2. Взаимозависимости между системи**

Модерните инфраструктури са високо взаимосвързани – например енергийната система захранва водоснабдяването, комуникациите и здравеопазването. Нарушение в една система често води до срив в други, чрез т.нар. „ефект на домино“. Buldyrev et al. (2010) подчертават, че тези взаимозависимости увеличават експоненциално риска от системен колапс при мащабни бедствия, особено когато няма предвидени буфери или алтернативни канали за действие [20].

**4.3. Липса на резервен капацитет**

Липсата на резервни ресурси – технически, човешки или логистични – означава, че дори минимално сътресение може да доведе до сериозен срив в предоставянето на обществени услуги. Както отбелязва Mansson (2017), кризисните ситуации често изпреварват предварително планираните ресурси, което води до напрежение в капацитета на службите и институциите и неспособност за активен подход в действията [21].

Отсъствието на допълнителни мощности (redundancy), като например резервни болнични легла, алтернативни маршрути или резервни електрозахранвания, е сред основните причини за ескалация на щетите по време на извънредни ситуации.

**5. Институционални и функционални зависимости**

Един от най-важните, но често подценявани аспекти на уязвимостта е свързан с институционалните и функционалните зависимости между ключовите отговорни органи и системи. Те играят критична роля за поддържане на жизненоважните обществени функции, особено при условия на криза. Липсата на координация, неясното разпределение на отговорности и дефицитът на споделени информационни системи могат да доведат до значително забавяне на реакцията и ескалиране на последствията.

**5.1. Роля на институциите**

Институциите от различни нива – наднационално, национално, регионално и местно – имат различни компетенции и ресурси, но често действат изолирано. Както подчертава Swedish Civil Contingencies Agency (MSB, 2014), координацията между институциите трябва да се основава на общи сценарии, съвместно планиране и оперативна съвместимост на системите. Наличието на ясни командни структури и мандати е от ключово значение за ефективното функциониране на обществото по време на бедствия [2].

**5.2. Функционална взаимозависимост**

Функционалната взаимозависимост означава, че една система не може да изпълнява своята функция без поддръжката на друга. Например, болниците зависят от електричеството, водоснабдяването и информационните технологии, а транспортните услуги – от комуникационни системи и източниците на гориво. Тези зависимости увеличават сложността на управлението на риска и изискват мултисекторен анализ.

Както посочва Bergstrand et al. (2015), липсата на системен подход към тези функционални взаимовръзки може да доведе до „ефект на системна изненада“, при който събития с ниска вероятност, но високо въздействие, парализират множество услуги едновременно [1]. Изложения ефект се разглежда и от други автори с наименованието „Черен лебед“.

**5.3. Проблеми с непрекъсваемостта на дейността**

Непрекъсваемостта на дейността (business continuity) често не е осигурена за ключови функции извън икономическите сектори – например в образованието, социалните услуги и местното самоуправление. Според анализа на UNDRR (2019), организациите трябва да разработват адаптивни планове, които включват както сценарийно моделиране, така и реални възможности за мобилизация на ресурси и персонал при криза [17].

**6. Методи за оценка на устойчивостта**

Оценката на устойчивостта на жизненоважни обществени функции изисква количествен и качествен анализ на способността на системите да абсорбират, реагират и възстановяват се от разрушителни въздействия. Съществуват множество методи, вариращи от индикаторни системи до симулационни модели и мрежови анализи.

**6.1. Индикаторен подход**

Индикаторните системи са сред най-често използваните методи за оценка на устойчивостта и уязвимостта. Те включват избор на параметри, като степен на взаимозависимост между критични системи, наличен резервен капацитет, адаптивност на институциите и социален капитал.

Скалата на устойчивостта R може да бъде оценена като претеглена сума от ключови индикатори:

(1) $$R = \sum_{i-1}^{n} \omega_i . I_i$$

където:

– $I_i$ е стойността на индикатор $i$,

– $\omega_i$ е теглото на индикатора $i$, съобразено с неговата значимост,

– $n$ е броят на избраните индикатори.

Този подход е използван например в UNDRR (2019) и Mansour et al. (2024), където е приложен върху здравни, енергийни и комуникационни системи [17], [22].

**6.2. Мрежов анализ и взаимозависимости**

Устойчивостта може да се разглежда и чрез теория на мрежите, според която възлите представляват критични системи (напр. болници, електроенергийни съоръжения и др.), а връзките – зависимости (напр. електроснабдяване, комуникации и др.). При срив на възел с висока значимост, цялата система може да колабира.

Buldyrev et al. (2010) предлагат следната зависимост за степента на срив при взаимозависими мрежи:

(2) $$P_\infty(q) = 1 - \frac{1}{q}$$

където:

– $P\infty$ е оцелялата част от системата след срив,

– $q$ е плътността на взаимозависимостите между мрежите.

Тази корелация демонстрира, че при висока степен на зависимост (високо $q$), дори малко нарушение може да доведе до мащабен колапс.

**6.3. Симулационни и сценарийни модели**

Агент-базираното моделиране (agent-based modeling) и симулационните платформи се използват за моделиране на поведението на системите при различни сценарии на бедствия. Оценяват се скоростта на разпространение на въздействието, реакцията на институциите и капацитетът за възстановяване.

Според UNDP (2025) и Ostadtaghizadeh et al. (2023), тези модели позволяват количествено сравнение между алтернативни стратегии за намаляване на уязвимостта [19], [23].

**Количествен пример 1:** Оценка на устойчивостта на здравна система в условия на криза

Нека обект на примера да бъде малък регионален здравен сектор, в който трябва да се оцени устойчивостта R спрямо пет основни индикатора, всеки със собствено тегло:

**Таблица 1**. Индикатори на устойчивост и тяхната тежест

| № | Индикатор *Ii* | Оценка (от 0 до 1) | Тегло $\omega_i$ |
|---|---|---|---|
| 1 | Наличие на резервни електрозахранващи системи | 0,9 | 0,25 |
| 2 | Капацитет на болничните легла и персонал | 0,7 | 0,20 |
| 3 | Информационна свързаност с други институции | 0,6 | 0,15 |
| 4 | Обучение и капацитет на екипите за спешни случаи | 0,8 | 0,20 |
| 5 | Запаси от медикаменти и ресурси | 0,5 | 0,20 |

По формула (1) се получава следният резултат:

(3) $R = (0,25 \cdot 0,9) + (0,20 \cdot 0,7) + (0,15 \cdot 0,6) + (0,20 \cdot 0,8) + (0,20 \cdot 0,5) = 0,715$

Оценената устойчивост R = 0,715 (от възможни 1), следователно е добра, но не максимална устойчивост.

Уязвимостта се проявява основно в липсата на медикаменти (0,5) и ограничена информационна свързаност (0,6).

На база резултата може да се предложат конкретни инвестиции в логистика и информационни системи, за да се повиши устойчивостта над 0,8.

**Количествен пример 2:** Мрежов анализ на устойчивостта на критична инфраструктура

Нека сценарият разглежда градска система с четири взаимозависими функции:

– енергоснабдяване (E);
– водоснабдяване (W);
– здравни услуги (H);
– комуникации (C);

Системите са взаимосвързани и формират мрежа, в която:

– E поддържа W, H и C;
– C поддържа H;
– H е краен потребител.

**Оценка чрез индекс на уязвимост и устойчивост**

Чрез подхода от Buldyrev et al. (2010), може да се приеме, че всяка връзка представлява една единица зависимост [20].

**Първичен срив на E (енергия):**

– Всички свързани системи спират да функционират – W, H и C отпадат.
– C вече не поддържа H – H отказва напълно.

**Изчисление на процента сринати възли P:**

(4) $P_{fail} = \frac{\text{брой отказали възли}}{\text{общ брой възли}} = \frac{4}{4} = 1{,}0 - \text{пълен колапс на системата}$

**Ако се приложи мярка – добавяне на резервен източник за H (автономен генератор на електрическа енергия):**

- E спира, но H продължава да функционира независимо.
- W и C все още отпадат.

(5) $$P_{fail} = \frac{\text{брой отказали възли}}{\text{общ брой възли}} = \frac{2}{4} = 0{,}5$$

Системата има **по-висока устойчивост** благодарение на локална автономия (redundancy).

**Извод:**

– централните възли (E) с висока свързаност са критични за устойчивостта;

– въвеждането на резервни ресурси (redundancy) значително понижава уязвимостта;

– мрежовият подход е ефективен за симулация на системни сривове и за планиране на устойчиви архитектури.

**7. Стратегии за повишаване на устойчивостта и намаляване на уязвимостта**

Развитието на ефективни стратегии за устойчивост е ключово за ограничаване на щетите от бедствия и кризи и за опазване на жизненоважните обществени функции. Тези стратегии следва да съчетават инженерни, организационни, социални и дигитални подходи, като същевременно се основават на принципите на интегрирано и мултисекторно управление на риска.

**7.1. Инфраструктурна устойчивост**

Инженерната устойчивост включва проектиране и изграждане на критична инфраструктура с повишена устойчивост на външни въздействия. Това означава:

– прилагане на стандарти за устойчивост към земетресения, наводнения, екстремни температури и др.;

– използване на redundancy и diversity при проектиране на мрежи (напр. алтернативни маршрути и енергийни източници);

– изграждане на автономни подсистеми за енергия, вода и комуникации.

UNDRR (2019) подчертава, че превантивното инженерно планиране води до значително намаляване на загубите и до повишена устойчивост на цели територии [17].

**7.2. Институционално укрепване**

Организационната устойчивост зависи от капацитета на институциите да реагират, адаптират и управляват ресурсите си при извънредни ситуации. Необходими са:

– ясни командни структури и предварително дефинирани отговорности;

– непрекъсваемост на дейността (business continuity planning);

– съвместни тренировки между институции и с участието на населението.

Както посочва MSB (2014), симулационните учения и междуинституционалното сътрудничество са решаващи за справяне с комплексни кризисни сценарии [2].

**7.3. Социален капитал и ангажираност**

Наличието на силни общности с висока социална свързаност повишава устойчивостта. Aldrich & Meyer (2015) показват, че социалният капитал често е по-силен

предиктор за възстановяване след бедствие от икономическото богатство [24]. Това включва:

– информираност и готовност на населението;
– доброволни формирования и мрежи за взаимопомощ;
– достъп до информация в реално време и цифрова свързаност.

**7.4. Дигитална трансформация**

Внедряването на цифрови двойници (digital twins) и интелигентни системи за мониторинг и симулация позволява:

– прогнозиране на уязвимости;
– реално време наблюдение на системи;
– оптимизация на реакциите при криза.

UNDP (2025) подчертава, че инвестициите в цифрова устойчивост значително повишават адаптивността на обществата [19].

**8. Добри практики и препоръки**

Устойчивостта на жизненоважни обществени функции в контекста на нарастващи рискове и несигурност изисква реализация на доказани практики, базирани на емпирични данни, междусекторно сътрудничество и международен обмен на опит. Тук се представят добри практики и препоръки, идентифицирани в рамките на последните изследвания и международни политики.

**8.1. Национални стратегии за устойчивост**

Швеция, Норвегия и Нидерландия прилагат интегрирани стратегии за защита на жизненоважните функции чрез подходи, включващи:

– анализ на уязвимостта на функции, а не само на обекти;
– междуведомствени платформи за координация;
– непрекъсваемост на управление при кризи чрез резервни системи и децентрализация.

Пример: MSB (Швеция) поддържа план за защита на жизненоважни функции, основан на системен анализ на взаимозависимости и сценарийно моделиране [2].

**8.2. Обществена устойчивост и участие на общностите**

Опитът от Югоизточна Азия и Южна Америка показва, че устойчивостта се повишава значително чрез:

– локални доброволчески формирования;
– мрежи за ранно предупреждение, поддържани от общностите [26];
– развитие на социален капитал и доверие между граждани и институции [19], [24].

**8.3. Оценка на риска с цифрови инструменти**

В много европейски държави се внедряват цифрови двойници на инфраструктурата за:

– симулация на сценарии (физически, социални, икономически);
– оптимизация на ресурси при кризи;
– мониторинг на критични системи в реално време [17], [25].

**8.4. Препоръки за България и региона**

На основа на анализа, се препоръчват следните мерки за подобряване на устойчивостта и намаляване на уязвимостта:

– разработване на национална методология за оценка на жизненоважните обществени функции, базирана на взаимозависимости;
– прилагане на междуинституционални учения и съвместни сценарийни симулации;
– дигитализация на процесите по ранно предупреждение и реакция;

– повишаване на обществения капацитет чрез образование, доброволчество и устойчиво планиране на градската среда;

– законодателно дефиниране на минимални стандарти за устойчивост в стратегически сектори (здравеопазване, енергетика, комуникации).

**Изводи**

В изследването беше разгледана взаимовръзката между устойчивостта и уязвимостта на жизненоважни обществени функции, като ключови понятия в управлението на риска и кризисните ситуации. Акцентът бе поставен върху способността на системите да абсорбират сътресения, да се адаптират и възстановяват в условия на многокомпонентни заплахи – от природни бедствия до техногенни и хибридни кризи.

Беше подчертано, че устойчивостта не е просто възстановяване на предишното състояние, а включва трансформация и изграждане на по-гъвкави и интелигентни системи. Уязвимостта, от своя страна, често произтича от структурни слабости, междусистемни зависимости, липса на резервен капацитет и несъгласуваност между институции.

Бяха представени математически модели и количествени примери, базирани на мрежов анализ, интердисциплинарни сценарии и индикатори за устойчивост, които доказват възможността за обективна оценка и симулация на уязвимостта.

От анализа се извеждат следните основни препоръки:

– прилагане на интегрирани стратегии, комбиниращи технически, организационни и социални решения;

– развитие на цифрови платформи и сценарийно моделиране за симулиране на кризисни сценарии;

– акцент върху междуинституционална координация и участието на общностите;

– въвеждане на национални индикатори за устойчивост и регулаторни механизми за поддържане на жизненоважни функции в условия на криза.

Изследването подчертава необходимостта от парадигмен преход – от реактивно управление на кризи към превантивна, системна и адаптивна устойчивост, базирана на научно обосновани методи и междуотраслово сътрудничество.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Bergstrand, K., Mayer, B., Brumback, B., & Zhang, Y. (2015). *Assessing the relationship between social vulnerability and community resilience to hazards*. International Journal of Disaster Risk Reduction, 13, 10–17.

[2] Swedish Civil Contingencies Agency (MSB). (2014). *Action Plan for the Protection of Vital Societal Functions and Critical Infrastructure*. Stockholm, Sweden.

[3] United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNDRR). (2015). *Sendai Framework for Disaster Risk Reduction 2015–2030*.

[4] Mottahedi, A., Khalilzadeh, M., Ramezani, M., & Asadzadeh, A. (2021). *A systematic review of resilience in critical infrastructures*. Energies, 14(6), 1571.

[5] Pursiainen, C. (2018). *Critical infrastructure resilience: A Nordic model in the making?* International Journal of Disaster Risk Reduction, 27, 632–641.

[6] Southwick, S. M., et al. (2014). *Resilience definitions, theory, and challenges*. American Psychological Association.

[7] Mentges, A., Halekotte, L., Schneider, M., Demmer, T., & Lichte, D. (2023). *A resilience glossary shaped by context: Reviewing resilience-related terms for critical infrastructures*.

[8] ASCE (2018). *Unified definitions for critical infrastructure resilience.*
[9] Vulnerability - English Definition and Meaning. *Lexico Dictionaries - English*. Archived from the original on January 18, 2021. Retrieved 2022-03-07.
[10] Van der Leeuw, S. (2025). *Resilience and vulnerability: complementary or conflicting concepts?*
[11] Cutter, S. L., Boruff, B. J., & Shirley, W. L. (2003). *Social vulnerability to environmental hazards*. Social Science Quarterly, 84(2), 242–261.
[12] Fekete, A. (2019). *Social vulnerability and resilience: Measurement and evidence*. International Journal of Disaster Risk Science, 10(2), 220–233.
[13] Schmid, B. & Raju, E. (2022). *Social vulnerability and community resilience: a new theoretical framework for disaster studies*. Sustainable Cities and Society, 82, 103886.
[14] Weichselgartner, J., & Kelman, I. (2015). *Geographies of resilience: Challenges and opportunities of a descriptive concept*. Progress in Human Geography, 39(3), 249–267.
[15] Manyena, S. B. (2006). *The concept of resilience revisited*. Disasters, 30(4), 433–450.
[16] Linkov, I., & Trump, B. D. (2019). *The science and practice of resilience*.
[17] UNDRR (United Nations Office for Disaster Risk Reduction). (2019). *Words into Action: Developing National Disaster Risk Reduction Strategies*.
[18] Alexander, D. (2013). *Resilience and disaster risk reduction: An etymological journey*. Natural Hazards and Earth System Sciences, 13(11), 2707–2716.
[19] Buldyrev, S. V., Parshani, R., Paul, G., Stanley, H. E., & Havlin, S. (2010). *Catastrophic cascade of failures in interdependent networks*. Nature, 464(7291), 1025–1028.
[20] UNDP. (2025). *Community-Based Resilience Building: Guidance Note.*
[21] Mansson, P. (2017). *Kritisk infrastruktur och samhällets sårbarhet*. Lund University Publications.
[22] Mansour, S., et al. (2024). *Quantitative assessment of urban resilience indicators*. Science of the Total Environment, 917, 168725.
[23] Ostadtaghizadeh, A., et al. (2023). *Resilience-based modeling for disaster preparedness*. Environmental Research, 216, 114321.
[24] Aldrich, D. P., & Meyer, M. A. (2015). *Social Capital and Community Resilience*. American Behavioral Scientist, 59(2), 254–269.
[25] Ouyang, M. (2014). *Review on modeling and simulation of interdependent critical infrastructure systems*. Reliability Engineering & System Safety, 121, 43–60.
[26] Schäfer, M., et al. (2017). *Resilience in multi-layer infrastructure systems: The role of network interdependence*. International Journal of Critical Infrastructure Protection, 16, 17–25.

# МАСОВА ЕВАКУАЦИЯ НА НАСЕЛЕНИЕТО ПРИ БЕДСТВИЯ

**Стефан Първанов**[1]

*Академия на МВР*

# MASS EVACUATION OF THE POPULATION DURING DISASTERS

**Stefan Parvanov**[1]

*Academy of MOI*

***Abstract**: The publication examines the key aspects of mass population evacuation during disasters, with a focus on the planning, organization, and management of the process under crisis conditions. The critical stages of evacuation are analyzed – including preparedness, alerting, transportation, sheltering, and recovery – as well as the role of institutions, communication channels, and resource allocation. The legal framework and best practices from both national and international experience are reviewed, with particular emphasis on coordination among government authorities, local administrations, and volunteer organizations. The study also addresses the challenges associated with evacuating vulnerable groups, logistical constraints, and public behavioral responses. Based on the analysis, the paper offers recommendations for improving early warning systems, public training, and integrated evacuation planning within the broader context of disaster management.*

***Key words**: mass evacuation, disasters, civil protection, crisis management, early warning systems, logistics, vulnerable groups, inter-institutional coordination*

## 1. Въведение

Масовата евакуация на населението представлява една от най-комплексните и критични операции в управлението на бедствия. Тя изисква висока степен на многокритериално планиране, междусекторна координация и адаптивност на институциите, за да се гарантира безопасността на хората, особено на уязвимите групи. В съвременния контекст на увеличаващи се природни бедствия, техногенни аварии и хибридни кризи, евакуацията надхвърля стандартните логистични предизвикателства и се превръща в системен проблем, изискващ интегрирани решения [1, 2].

[1] Стефан Първанов, доцент доктор, катедра „Управление на безопасността и превенция“ факултет “Пожарна безопасност и защита на населението“, Академия на МВР, гр. София, ул. „Пиротска“ № 171, sip_81@abv.bg; Stefan Purvanov, Associate Professor, PhD, Department of Safety Management and Prevention, Faculty of Fire Safety and Civil Protection, Academy of the Ministry of Interior, 171 Pirotska Street, Sofia, Bulgaria, sip_81@abv.bg

Ключовите фази в масовата евакуация включват: подготовка, оповестяване, транспортиране, настаняване и възстановяване. Всеки от тези етапи трябва да бъде съгласуван с актуалните условия на бедствието и с капацитета на ангажираните институции. Евакуацията не е само логистична операция – тя е и социален процес, повлиян от поведението на хората, доверието в институциите и наличната информация [3].

## 2. Теоретична рамка и дефиниции

### 2.1. Дефиниция на масова евакуация

Масовата евакуация представлява организирано и целенасочено преместване на значителен брой хора от застрашена или вече засегната от бедствие зона към безопасно място, с цел опазване на живота, здравето и сигурността на населението. Евакуацията може да бъде превантивна (въз основа на ранно предупреждение) или реактивна (в отговор на вече възникнало събитие) и се реализира чрез координирани действия на различни институции и заинтересовани страни [4, 5].

Съгласно дефиницията в ръководството на FEMA (2021) [6], успешната масова евакуация трябва да бъде:

– навременна;
– ефективно комуникирана;
– логистично обезпечена;
– адаптирана към нуждите на уязвими групи;
– интегрирана в по-широката стратегия за управление на бедствията.

### 2.2. Основни принципи на евакуационния процес

Масовата евакуация се базира на следните принципи [3, 7]:

– координация между национални, регионални и местни органи на власт;
– информираност на населението чрез системи за ранно предупреждение;
– логистична ефективност – осигуряване на транспорт, гориво, пропускливост на транспортни артерии и места за временно настаняване;
– достъпност и адаптираност към целеви групи хора с ограничена подвижност и специални нужди;
– институционален капацитет – налични планове, резерви, запаси и обучен персонал.

В теоретичен план, евакуацията може да бъде разглеждана като дискретен логистичен проблем, който включва оптимизация на маршрутите, време на придвижване, капацитет на средствата за транспорт и динамика на поведението на хората [8].

## 3. Етапи на масовата евакуация

Евакуационният процес може да бъде структуриран в няколко основни фази, които следват логиката на управление при бедствия. Тези етапи са взаимосвързани и изискват координирана подготовка, оперативна съвместимост и адаптивност спрямо различни сценарии.

### 3.1. Подготовка

Фазата на подготовка включва разработването на нормативни рамки, евакуационни планове, сценарии и тренировъчни програми. Това включва:

– идентификация на рискови зони и групи;
– дефиниране на безопасни маршрути и убежища;
– създаване на протоколи за взаимодействие между институции.

Според доклада на MSB (2021), добрата подготовка включва редовно актуализиране на плановете, провеждане на обучения за отговорния персонал и населението [9].

**3.2. Оповестяване**

Системите за ранно предупреждение са решаващи за навременна евакуация. Те трябва да бъдат:

– мултиплатформени (SMS, радио, сирени, социални мрежи);

– насочени и адаптирани към конкретни целеви групи;

– лесни за разбиране, дори при високи нива на стрес.

Изследванията на WHO (2017) показват, че навременната и ясна комуникация повишава доверието и сътрудничеството на населението по време на евакуация [5].

**3.3. Транспортиране**

Логистиката на транспортиране е свързана с наличието и капацитета на транспортни средства, достъпността и пропускливостта на маршрутите, управлението на трафика и синхронизацията с други дейности. В някои случаи се използват модели за оптимизация на маршрутите и симулации с agent-based или GIS подходи [10].

В градски условия е ключово да се осигури достъп до обществения транспорт за лица без лични превозни средства. Специално внимание трябва да се обърне на хората с увреждания [3].

**3.4. Настаняване**

Настаняването обхваща осигуряването на временни убежища, храна, медицинска помощ и базови санитарни условия. Добрата организация на центровете за настаняване изисква предварително планиране на капацитети, зониране, персонал и логистика.

Според EvacuAid (2021), симулационните модели позволяват да се предвиди натоварването върху различни локации и да се адаптира стратегията за разпределение на населението [11].

**3.5. Възстановяване**

Фазата на възстановяване често остава недооценена, въпреки че е критична за социалната стабилност. Тя включва реинтеграция на евакуираното население, психологическа подкрепа, компенсиране на щети, анализ на евакуацията и извличане на уроци.

Според Rossi et al. (2016), в края на всеки евакуационен процес трябва да се проведе детайлен анализ и ревизия на плановете, за да се подобри устойчивостта при бъдещи събития [2].

**4. Поведенчески аспекти и уязвими групи**

Успешната масова евакуация зависи не само от институционалната готовност и логистичните механизми, но и от човешкото поведение, възприемането на риска и възможностите на уязвимите групи да реагират адекватно в условия на криза. Поведенческите аспекти често оказват решаващо влияние върху динамиката на евакуацията – както в положителна, така и в отрицателна посока.

**4.1. Поведение на населението**

Изследвания показват, че при бедствия голяма част от хората не следват безусловно препоръките за евакуация. Това може да се дължи на фактори, като подценяване на риска, липса на доверие в институциите, привързаност към имущество, социално влияние и т.нар. „ефект на потвърждение“ [11, 12].

В рамките на експериментални модели на динамика на тълпата се наблюдават явления като паника, застой на потока и самонасочена евакуация, които затрудняват организираното извеждане на хора [13, 14].

**4.2. Уязвими групи**

Идентифицираните най-уязвими в процеса на евакуация са лицата с физически или когнитивни увреждания, възрастните хора, децата без придружители и лицата в социална изолация или без транспорт. Според изследването на DalTRAC (2022), липсата на достъпна информация, подходяща инфраструктура, транспорт и адаптирани убежища значително увеличава риска за тези групи. Проекти като „EvacuAid“ предлагат прогностични модели, които позволяват количествена оценка на критичните точки при евакуацията на специфични категории лица [3].

**4.3. Социална уязвимост**

Концепцията за социална уязвимост включва не само физическото състояние на индивидите, но и нивото на образование, доходи, езикова бариера, правен статус (напр. мигранти без документи), религия и др.

Доклади на UNDP (2025) и CSS-ETH Zurich (2021) подчертават, че устойчивата стратегия за евакуация трябва да интегрира анализ на социалната уязвимост още в етапа на планиране и симулационно моделиране [15, 16].

**5. Добри практики и правна рамка**

**5.1. Национална и международна регламентация**

Масовата евакуация е регламентирана както на национално ниво чрез законодателството за защита при бедствия, така и на международно ниво чрез стратегически механизми, документи и препоръки. Важно значение имат:

– Рамковата програма от Сендай (Sendai Framework for Disaster Risk Reduction 2015–2030) – поставя акцент върху превенцията, ранното предупреждение и готовността за евакуация [17];

– EU Civil Protection Mechanism – улеснява координацията между държавите членки на ЕС и осигурява обмен на добри практики и оперативна помощ;

– Закон за защита при бедствия (България) – определя реда за планиране и провеждане на евакуации, включително роли на органите на изпълнителната власт и задължения на населението [18];

– Наредба за условията и реда за провеждане на евакуация и разсредоточаване – определя условията и реда за провеждане на евакуация на населението и разсредоточаване на имущество [19].

**5.2. Добри европейски и световни практики**

**Нидерландия**

Системата „Traffic Management Concept Evacuation“ съчетава GIS-базирани модели, мобилни приложения и радио комуникация, за да се управлява движението на гражданите в реално време. Резултатите показват, че динамичното управление на трафика повишава ефективността на евакуацията с до 40% [20].

**САЩ**

FEMA и American Red Cross прилагат т.нар. „Whole Community Approach“, при който се включват НПО, местни лидери и уязвими групи в процеса на планиране. При урагана „Катрин“ липсата на интегриран план доведе до хаотична евакуация, докато ураганите от последните години демонстрират значителен напредък в организационната готовност [6, 21].

**Канада**

Проектът DalTRAC анализира използването на автобусен транспорт за масова евакуация, включително за хора с увреждания. Проучванията показват, че при интеграция между обществения транспорт и доброволчески мрежи капацитетът се повишава с 60-70% [22].

**5.3. Участие на доброволци и НПО**

Участието на доброволни формирования и местни общности е съществен елемент от добрите практики при евакуация. Примери от Индонезия, Филипините и Япония показват, че предварително обучени общности реагират по-адекватно и организирано в условия на криза [5, 15].

## 6. Моделиране и симулации на евакуация

### 6.1. Значение на моделирането

Моделирането и симулациите играят съществена роля в предварителната подготовка и оценката на масовата евакуация. Чрез тях се изследват различни сценарии, времеви ограничения, транспортни ресурси, поведенчески реакции и уязвими групи, за да се създадат ефективни планове, да се избегнат „тапи" и „запушвания" на критични възли, паника и загуба на живот [23].

### 6.2. Основни подходи

***Agent-Based Modeling (ABM)***

Представлява симулиране на индивидуални действия на хора (агенти), които вземат решения на база среда, информация и поведение. Подходът е подходящ за градски среди и при многоетапни евакуации.

***Cellular Automata Models (CA)***

Пространството е разделено на клетки, които се променят според прости правила – полезно за моделиране на движения в сгради или тунели.

***Network Flow Models***

Градът се представя като граф от върхове (intersections) и ребра (улици), по които се симулира трафик. Основно се използват за мащабни територии (град, регион).

***Dynamic Traffic Assignment (DTA)***

Симулира движение по реални пътища, отчитайки задръствания, ограничен капацитет и времеви прозорци [20].

### 6.3. Математически модели

***Модел 1: Оптимизация на евакуационно време***

$$(1)\ T_{total} = max_{i \epsilon N}(\frac{Pi}{Ci} + Di)$$

Където:

– $P_i$ – население за евакуация от зона *i*;

– $C_i$ – капацитет на транспорт или изход за зона *i*;

– $D_i$ – време за достигане на крайната точка (безопасна зона);

– $T_{total}$ – най-дълго време за евакуация от всички зони.

Моделът позволява оптимизация чрез намаляване на най-големия компонент на закъснение.

***Модел 2: Прогнозиране на плътност в пътната мрежа***

$$(2)\qquad \rho(x,t) + \frac{\partial q(x,t)}{\partial x} = 0$$

Където:

– $\rho(x,t)$ – гъстота на трафика в точка x и време *t*;

– $q(x,t) = \rho(x,t) \cdot v(x,t)$ – поток на движение;

– $v(x,t)$ – скорост на движение (зависима от плътност).

Това е основа на моделите тип Lighthill–Whitham–Richards (LWR), използвани в DTA симулации [24].

**Количествен пример:** Изчисляване на време за евакуация от квартал с 3000 души
Нека:
– P = 3000;
– C = 500 (хора/час капацитет на автобуси/железопътни състави);
– D = 0,5 ч (време до мястото за временно настаняване).

(3) $T = \frac{P}{C} + D = \frac{3000}{500} + 0{,}5 = 6{,}5$ часа

Ако се увеличи капацитетът на транспорта до 750, се получава следната оптимизация на времето:

(4) $T = \frac{P}{C} + D = \frac{3000}{750} + 0{,}5 = 4{,}5$ часа

Следователно, с 50% повече капацитет времето намалява с **30%**, което показва значимостта на предварителното логистично планиране.

**7. Предизвикателства и уязвими групи**

Масовата евакуация на населението при бедствия изправя институциите пред редица логистични, социални и комуникационни предизвикателства. Сред най-съществените са необходимостта от бърза реакция, навременно оповестяване и осигуряване на безопасен и достъпен транспорт, особено за уязвимите групи от населението.

**7.1. Уязвими групи**

Уязвими се считат лица, които поради физиологични, социални или икономически фактори имат ограничена способност да се евакуират самостоятелно, като възрастни хора, хора с увреждания (физически, сензорни, когнитивни), деца без придружител, болни и пациенти в лечебни заведения, хора без достъп до транспорт, мигранти и лица с езикови бариери.

Според доклада на DalTRAC (2022), лицата с увреждания са изложени на значително по-висок риск по време на евакуация, особено ако липсва адаптирана инфраструктура и обучение [3].

**7.2. Основни предизвикателства**

**Липса на данни за уязвими групи**

Много общини не поддържат актуални регистри на нуждаещите се от специална помощ при евакуация.

**Недостатъчни ресурси**

Ограничен брой специализирани транспортни средства (напр. с платформи за инвалидни колички).

**Комуникационни бариери**

При липса на разбираем език, слухови или когнитивни затруднения, стандартните методи за предупреждение може да се окажат неефективни [2].

**Психологически реакции и поведение**

Паника, отричане на риска или отказ за напускане на дома са чести, особено при самотни възрастни хора [25].

**Несъгласуваност между институциите**

Отчетена е липса на координация между социални служби, здравни заведения и органите по сигурност по време на реални евакуации [24].

**7.3. Подходи за преодоляване**

– създаване на бази данни с доброволно включване на уязвими лица;

– провеждане на евакуационни учения, насочени специално към домове за възрастни и болници;

– обучение на персонал и доброволци в работа с хора със специфични потребности;

– използване на мултимодални комуникации (визуални, гласови, жестови) и мобилни приложения;

– назначаване на отговорници в целевите общности или „помощни доброволци“ в територии с повишен риск.

**Изводи**

Масовата евакуация при бедствия е съществен елемент от управлението на кризи и защита на населението. Тя изисква не само добре разработени оперативни планове, но и дълбоко разбиране за социалната уязвимост, поведението на хората и динамиката на инфраструктурните системи. Успешната евакуация зависи от навременно предупреждение, надеждна логистика, институционална координация и активното участие на местните общности.

Настоящото изследване подчерта необходимостта от системен подход, който включва:

– предвидливо и интегрирано планиране;

– използване на технологии за симулация и анализ на риска;

– защита на уязвими групи;

– адаптиране на добри международни практики към българската среда.

Надеждната евакуационна система е не само логистично предизвикателство, но и въпрос на обществена устойчивост, доверие в институциите и култура на готовност. Затова развитието ѝ следва да бъде приоритет в националната политика за управление на риска от бедствия.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Peeta, S., & Hsu, Y-T. (2009). *Integrating Supply and Demand Aspects of Transportation for Mass Evacuation under Disasters*. Purdue University.

[2] Rossi, T., et al. (2016). *Mass Evacuation Planning and Human Behavior*. Executive Summary.

[3] DalTRAC (2022). *Mass Evacuation of Persons with Disabilities*. Dalhousie University.

[4] UNDRR. (2019). *Words into Action: Evacuation Planning Guide*.

[5] WHO. (2017). *Framework for a Public Health Emergency Operations Centre*.

[6] FEMA. (2021). *Comprehensive Preparedness Guide (CPG) 101*.

[7] European Commission. (2021). *EU Civil Protection Mechanism: Disaster Response and Evacuation.*

[8] Yin, W., Wang, W., & Zhang, J. (2023). *A simulation-based evacuation planning method with behavioral feedback.*

[9] MSB (Swedish Civil Contingencies Agency). (2021). *Action Plan for the Protection of Vital Societal Functions.*

[10] EvacuAid. (2021). *Probabilistic evacuation model.*

[11] Murray-Tuite, P., & Wolshon, B. (2013). *Evacuation transportation modeling: An overview*. Transportation Research Part C.

[12] Kuligowski, E. D. (2008). *Modeling human behavior during building fires*. NIST.

[13] Helbing, D., et al. (2000). *Simulating dynamical features of escape panic*. Nature.

[14] Johansson, A., et al. (2008). *From crowd dynamics to crowd safety: A video-based analysis*. Advances in Complex Systems.

[15] UNDP. (2025). *Community-based resilience guidance.*

[16] CSS–ETH Zurich. (2021). *Factsheet on Social Vulnerability.*

[17] UNDRR. (2015). *Sendai Framework for Disaster Risk Reduction*
[18] Закон за защита при бедствия.
[19] Наредба за условията и реда за провеждане на евакуация и разсредоточаване – определя условията и реда за провеждане на евакуация на населението и разсредоточаване на имущество.
[20] STOWA. (2021). *Evaluation of the National Concept Traffic Management in Evacuation*.
[21] Rossi, P. (2013). *Mass Evacuation Planning: Lessons from Katrina*.
[22] DalTRAC. (2021). *Bus-based Evacuation Analysis in Urban Areas*.
[23] Phuc Xa, T. et al. (2022). *Agent-Based Evacuation Modeling in Urban Districts*.
[24] EvacuAid Project. (2023). *Probabilistic Evacuation Model for Critical Urban Zones*.
[25] Lindell, M. K., Prater, C. S., Perry, R. W. (2007). *Behavioral Response to Disaster Warnings*.

# VI.СТУДЕНТСКА СЕКЦИЯ

# VI.STUDENTS SECTION.

# ВОДНИТЕ КУЛИ И ВОДНАТА КУЛА В ЛОЗЕНЕЦ

**Емил Митев**[1]

*Висше строително училище „Любен Каравелов“ – София*

# THE WATER TOWERS AND THE WATER TOWER IN LOZENEC

**Emil Mitev**[1]

*University of structural engineering and architecture (VSU) "Lyuben Karavelov" – Sofia*

***Abstract*****:** *The report presents a study related to the historical and engineering aspects of a specific type of infrastructure with cultural value. Emphasis is placed on their significance within the context of the urban environment and the opportunities for contemporary interpretation. Various factors are examined, including the architectural dimension, technical execution, and the potential for adaptation to new functions. The aim is to outline a broader perspective on the role of such structures in both the past and the present.*

***Keywords:*** *urban infrastructure, water tower, architectural heritage, engineering structure, adaptive reuse, cultural value, urbanism*

## 1. Въведение

Водните кули са инженерни съоръжения, използвани за съхранение и разпределение на вода чрез гравитационно налягане. Те играят важна роля в градската инфраструктура, осигурявайки постоянен воден поток и стабилно налягане. В България съществуват множество водни кули, като една от най-известните е тази в ж.к Лозенец, София. Построена през 1929 г. , тя е част от усилията за модернизиране на софийската водопроводна система и решаване на проблемите с водоснабдяването в по-високите части на града [1].

## 2. Исторически контекст

Историята на водните кули датира още от древността, когато цивилизациите започват да използват височинни резервоари за съхранение на вода. Още в Древен Рим са изграждани акведукти и резервоари, които позволяват равномерно разпределение на водата в градовете [2].

[1] Емил Митев, студент, Архитектурен факултет,emmomitevv@gmail.com; Emil Mitev, student, Architecture Department, emmomitevv@gmail.com

В средновековна Европа градовете започват да строят по-малки водонапорни кули, които обслужват ограничени общности.

През XIX и XX в. с разрастването на градовете водните кули стават ключова част от инфраструктурата. Те се използват за компенсиране на колебанията в налягането и осигуряване на водоснабдяване при аварийни ситуации [3].

В България водонапорните кули започват да се изграждат в края на XIX в. и началото на XX в. , когато градовете се модернизират. В София до 1926 г. водоснабдяването разчита основно на води от Витоша, но налягането не е достатъчно за високите зони, като ж.к Лозенец. Това налага изграждането на водонапорни кули, включително тази в Лозенец, която започва да функционира през 1929 г. [4].

**3.Архитектура и конструкция на водните кули**

Водните кули по света се изграждат с различни конструктивни решения, но най-често се използват следните материали и форми:

**3.1. Материали**

**3.1.1. Стоманобетон –** осигурява устойчивост и дълготрайност.

**3.1.2. Метални конструкции** – използвани при по-малки и леки водни кули.

**3.1.3. Каменна зидария** – характерна за по-старите кули.

**3.2. Форма**

**3.2.1. Цилиндрична** – най-разпространеният вариант, осигуряващ стабилност и равномерно разпределение на водното налягане.

**3.2.2. Конусовидна** – често срещана при индустриални водонапорни съоръжения.

**3.2.3. Правоъгълна** – по-рядко срещана форма, използвана предимно при по-старите конструкции [5].

**4. Видове водни кули**

Водните кули могат да бъдат класифицирани според тяхната функция и конструкция:

**4.2 . Градски водонапорни кули** – използвани за осигуряване на стабилно водоснабдяване на жилищни и индустриални райони. – каквато е именно Водната Кула в Лозенец.

**4.3 . Железопътни водонапорни кули** – предназначени за осигуряване на вода за парните локомотиви.

**4.4 . Военни водни кули** – използвани във военни бази за осигуряване на водоснабдяване при изолация от основната мрежа и в частност за използването им за стратегическата гледка която се открива от тях.

**4.5 . Селски водонапорни кули** – срещат се в по-малки населени места, където водоснабдителната мрежа не е напълно изградена [6].

## 5. Анализ на пример от България – Водната кула в ж.к Лозенец

### 5.1. Архитектурни и технически характеристики

Водната кула в ж.к Лозенец (фиг. 1) е изградена от стоманобетон и представлява масивна цилиндрична структура с конусовиден покрив. Височината ѝ е приблизително 20 m, което позволява създаването на достатъчно налягане за водоснабдяването на околните райони [7].

Вътрешността на кулата съдържа резервоар с капацитет около 100 $m^3$, който съхранява водата, преди тя да бъде разпределена към потребителите. Водата се изпомпва до резервоара чрез помпена станция и след това се разпределя гравитационно към водопроводната мрежа на ж.к Лозенец [8].


а)


б)

**Фигура 1**. Водната кула в Лозенец:
а) поглед към куполът
б)поглед към главна фасада на кулата

### 5.2 История и конструкция на Водната кула в Лозенец

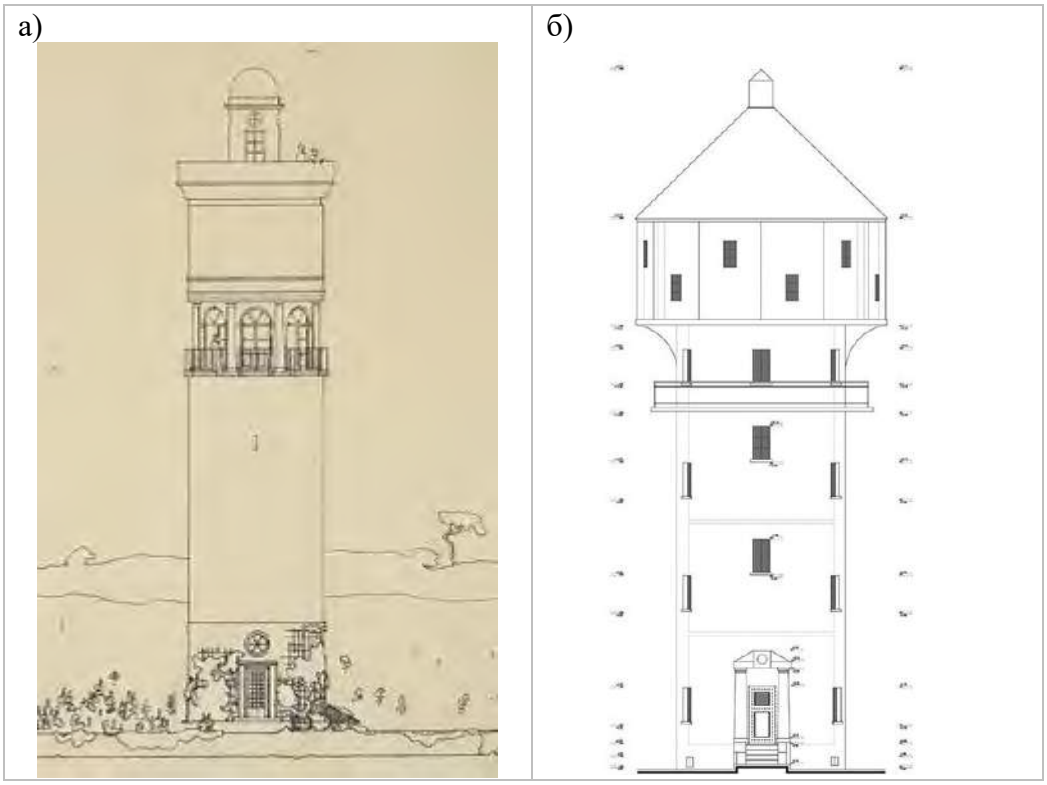
В началото на XX в. , София се сблъсква със сериозни предизвикателства във водоснабдяването, особено в по-високите райони като Лозенец. През 1903 г. , немският инженер *Franz Salbach* е натоварен със задачата да проучи възможностите за подобряване на водоснабдяването на града. Той предлага изграждането на водонапорна кула на най-високата точка в Лозенец, известна като местността Кръста, с надморска височина от около 610m. Поради войните и икономическите трудности, строителството започва едва на 20 септември 1928 г. и завършва на 20 ноември 1929 г. [1], [11]

Кулата е изградена по френска система за строителство на водонапорни кули, комбинирайки армиран бетон и тухлена зидария. Тази техника осигурява здравина и устойчивост на конструкцията. Височината на кулата е 27 m, а резервоарът ѝ има обем от

100 $m^3$. Водният резервоар е позициониран 15 m над най-високата теренна кота от 610,40 m, което позволява ефективно водоснабдяване на околните райони. [1], [11], [12]

Архитектурно, кулата впечатлява със своята цилиндрична форма и конусовиден покрив (фиг. 2). Терасата на върха е оборудвана с метален парапет, предоставяща 360-градусова панорамна гледка към София и Витоша. Вътрешността включва спираловидно метално стълбище, осветено от няколко прозореца с метални рамки, водещо до покрива. Стълбището се поддържа от масивна хексагонална колона, която преминава през цялата кула. [1], [11], [12]

След пускането в експлоатация на Рилския водопровод през 1933г. , водната кула продължава да подпомага водоснабдяването на столицата, създавайки допълнителен воден напор. С развитието на хидротехнологиите, кулата постепенно губи първоначалната си функция и употребата ѝ е преустановена. [11]



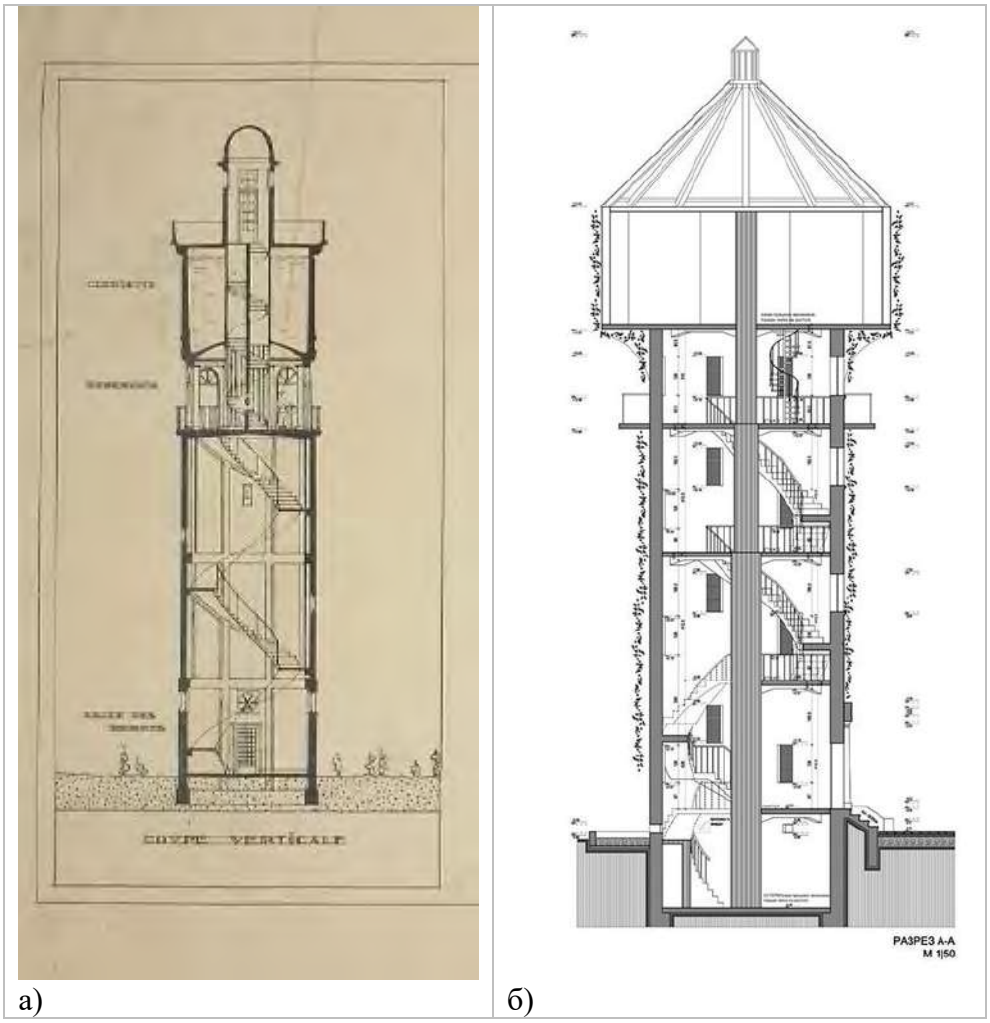

**Фигура 2**. Сравнение на фасадите „юг“
а) Водната кула Поденсак (Льо Корбюзие)
б) Водната кула в Лозенец

### 5.3 Конструкция на купола

Конструктивните особености на купола на водната представляват уникално инженерно решение, което е от съществено значение за стабилността на цялата сграда.

Вътрешната конструкция включва спираловидно метално стълбище, което води до няколко междинни площадки. Централната ос на кулата е масивна хексагонална бетонна колона, която преминава през цялата височина на сградата. а последната площадка има изход към терасата, която е служила за наблюдение към столицата, а над нея започва малка и тясна метална стълба, която извежда на върха – под купол с отвор в средата. Над този

отвор има цилиндрична шапка с прозорчета, която вероятно е служила за вентилация и осветление.




а) б)

**Фигура 3**. Сравнение на разрезите
а)Вертикален разрез на водната кула Поденсак (Льо Корбюзие)
б) Вертикален разрез на водната кула в Лозенец

## 6. Сравнителен анализ на Водна кула в Поденсак (Le Corbusier) и Водна кула в Лозенец

**Таблица 1**. Сравнение на двете водни кули

| Критерий / Признак | Водна кула в Поденсак *(Le Corbusier)* | Водна кула в Лозенец | Разлика (р) / Прилика (п) |
|---|---|---|---|
| **Период на строителство** | 1917–1925 г. (Франция) | Около 1929–1933 г. (София) | п |
| **Конструкция** | Изцяло армиран бетон; модернистична форма, подобна на фар | Живописна комбинация от тухла и армиран бетон; традиционна функционалност | р |
| **Конструктивна система** | Стоманобетонна рамка с централно ядро | Стоманобетонна конструкция с масивна външна обвивка | п |
| **Архитектурни елементи** | Фронтон, колони, изложбени нива, панорамно кубе | Фронтон, колони, изложбени нива, панорамно кубе | п |
| **Форма на резервоара** | Цилиндричен, ясно отделен от тялото | Цилиндричен, интегриран в силуета | п |
| **Покрив** | Полусферичен купол | Висок конусовиден покрив | р |
| **Вътрешно стълбище** | Разположено в централната шахта | Периферно, следва външния контур | р |
| **Междинни нива** | Ограничени, само за обслужване | Множество нива и площадки за поддръжка | р |
| **Архитектурен стил** | Модернизъм, минимализъм | Традиционен/монументален облик | р |
| **Визуален израз** | Леки пропорции, ясно отделен резервоар | Компактна, масивна и симетрична форма | р |
| **Основен акцент** | Естетика на модернизма и експеримент с бетон | Функционалност и внушителен силует | р |

### 6.1. Ключови конструктивни разлики

#### 6.1.1. Материали

Лозенец комбинира традиционна тухла с армиран бетон, докато Поденсак е чист монолитен бетон, с експериментален дух.

#### 6.1.2. Носеща схема

Лозенец работи с ясно изразено централно ядро и периферна зидария; Поденсак е цялостен бетонен цилиндър, където стената е едновременно обвивка и носещ елемент.

#### 6.1.3. Интеграция на функции

Поденсак вгражда жилищно-панорамно пространство (глориета) в конструкцията; Лозенец първоначално е чисто техническа сграда, културната функция е по-късна добавка.

**6.1.4. Вертикална комуникация**.

И двете имат вита стълба, но в Лозенец тя е около вътрешен централен стълб, а в Поденсак - по периферията на стената.

### 6.2. Изводи от сравнението Водна кула Лозенец и Водна кула Поденсак

Водните кули в Лозенец (България) и Поденсак (Франция) са примери за архитектурно съчетание на функционалност и конструктивна логика. Кулата в Лозенец комбинира тухла и армиран бетон, с централно ядро и спираловидно стълбище, като съчетава техническата си функция с културно предназначение. Водната кула в Поденсак, проектирана от *Le Corbusier*, представлява ранна модернистична конструкция от монолитен бетон с цилиндрична носеща стена и интегрирана глориета, демонстрираща експерименталния дух на архитекта.

Сведенията, че водната кула в Лозенец, която е проектирана от немския инженер *Franz Salbach* на база френската система за изграждане на водни кули, като се използва армиран бетон за носещата конструкция и тухлена зидария за допълнителните елементи, се потвърждава със сравнението с водна кула от Франция през същия период.

И двете структури имат ясно изразени етажи и междинни нива, планирани както за водоснабдяване, така и за панорамни и културни функции, като същевременно отразяват естетическите и технически приоритети на своето време.

## 7. Съвременно значение и алтернативни приложения

Днес много от старите водни кули губят първоначалната си функция поради модернизацията на водоснабдителните системи. Съвременната употреба на водонапорни кули е многообразна и иновативна, като те вече не се използват само за съхранение и регулиране на водния запас в градовете. Много от тях преминават през процес на адаптивно преустройство, запазвайки своята историческа стойност, но придобивайки нови функции като описаните по долу:

### 7.1. Жилищни и търговски пространства

Преобразуване в домове и ваканционни жилища: Старите водонапорни кули се превръщат в уникални жилища с панорамни гледки и характерна архитектура. Пример за това е проектът в Хамбург (Германия), където водонапорна кула от 1960-те години е трансформирана в луксозно ваканционно жилище с бруталистичен стил. [23]

### 7.2. Търговски и културни пространства

В някои случаи, водонапорни кули се преустройват в ресторанти, кафенета, галерии и обществени центрове, като например проектът "The Vantage" в Австралия, който включва добавяне на нови жилищни единици и запазване на историческата структура. [24]

Както и Водната кула в Лозенец, която сега се използва за арт галерия, в която редовно се помещават различни по вид за изложби и арт инстлации.

**7.3. Индустриални и технологични приложения**

Един такъв пример е водонапорната кула в Дебрецен, Унгария, която е построена през 1913г. и наскоро е адаптирана за използване на телекомуникационно оборудване, включително антени. [25]

Друг пример е водонапорната кула в Дройтуич, Великобритания. Тя е висока 110 фута (33.528m). Тази кула е собственост на водоснабдителната компания Severn Trent и са монтирани няколко мачти и антени, включително мобилни телефонни мачти за O2, Orange и T-Mobile.[26]

**7.4. Екологични и устойчиви решения - Събиране на атмосферна влага**

Проектът Warka Water е пример за използване на водонапорни структури за събиране на питейна вода от въздуха чрез кондензация, предоставяйки решение за водоснабдяване в райони с ограничен достъп до вода .[27]

Изследвания по тематиката, касаеща проектиране на хидротехнически съоръжения е разглеждана от Цветков (ВСУ), в трудове [28] и [29].

**Изводи**

Изследването на водните кули като инфраструктурни и културни обекти показва тяхната многопластова роля в урбанистичния, архитектурния и инженерния контекст.

Водната кула в Лозенец (България) и водната кула в Поденсак (Франция) демонстрират, че конструктивната и архитектурната логика могат да се комбинират с естетически и културни функции, като същевременно осигуряват необходимата техническа ефективност. Анализът подчертава значението на адаптивното преустройство на водонапорни съоръжения, което позволява съхранение на историческата и архитектурната стойност, като се въвеждат нови функции – жилищни, търговски, културни или технологични. Така се открива потенциал за устойчиво и иновативно използване на старите водни кули в съвременния градски пейзаж, и то без особено голям въглероден отпечатък.

В бъдеще подобни изследвания могат да служат за разработване на насоки за интегриране на историческата инфраструктура в модерните урбанистични стратегии, като се съчетава опазване на културното наследство с технологични и екологични решения.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1]https://bg.wikipedia.org/wiki/%D0%92%D0%BE%D0%B4%D0%BD%D0%B0_%D0%BA%D1%83%D0%BB%D0%B0_(%D0%9B%D0%BE%D0%B7%D0%B5%D0%BD%D0%B5%D1%86)
[2] Water Towers in Ancient Rome
[3] History of Water Towers
[4] БНР
[5] https://www.isofia.bg/
[6] CityBuild.bg
[7] Капитал

[8] БНТ
[9] https://www.visitberlin.de/en/water-tower-kollwitzplatz-wasserturmplatz
[10] Modern Uses of Water Towers
[11]https://www.capital.bg/blogove/crop/2009/10/16/800692_fotoistoriia_vodnata_kula_v_kvartal_lozenec/
[12] https://duma.bg/vodnata-kula-edna-ot-emblemite-na-stara-sofiya-n148384
[13] Допълнителни сведения за конструкцията на сводове и арки (обобщени от инженерни публикации за водонапорни кули).
[14] Традиционни методи за центриране в зидарските конструкции – технически наръчници.
[15] Списания, статии и архиви за декорациите на сградите в София през XXв.
[16]https://place.bg/%D0%B2%D0%BE%D0%B4%D0%BE%D0%BD%D0%B0%D0%BF%D0%BE%D1%80%D0%BD%D0%B0%D1%82%D0%B0-%D0%BA%D1%83%D0%BB%D0%B0-%D0%B4%D0%B8%D0%BC%D0%B8%D1%82%D1%80%D0%BE%D0%B2%D0%B3%D1%80%D0%B0%D0%B4/
[17] https://opoznai.bg/view/vodonapornata-kula-dimitrovgrad
[18] https://www.dimitrovgrad.bg/bg/novini/mladi-arhitekti-prevrashtat-vodnata-kula-v-dimitrovgrad-v-unikalna-atraktsiya
[19] https://www.bta.bg/bg/news/bulgaria/regional-news/413590
[20] https://plus359gallery.com/
[21] https://www.fondationlecorbusier.fr/en/work-architecture/achievements-water-tower-podensac-france-1917/
[22] https://citybuild.bg/news/vodonapornata-kula-v-stolichniya-%E2%80%9Elozenec%E2%80%9C-poluchi-statut-na-edinichna-nedvijima-kulturna-cennost-ot-novoto-vreme-s-kategoriya-%E2%80%9Emestno-znachenie%E2%80%9C
[23] https://www.yankodesign.com/2025/02/07/an-abandoned-water-tower-from-the-1960s-was-converted-into-a-brutalist-luxurious-holiday-home/
[24] https://www.thevantage.au/
[25] https://thespaces.com/10-striking-water-tower-conversions/
[26] https://en.wikipedia.org/wiki/Droitwich_Water_Tower
[27] https://warkawater.org/
[28] Цветков Ст., Неделчев Н., Моделиране и конструиране на стоманобетонна водна кула, Научно списание „Механика, транспорт, комуникации“ (МТС АЈ), статия № 1913, том 18, брой 1, 2020 г. (ISSN 1312-3823 - print; ISSN 2367-6620 - online), гл. ред. П. Колев.
[29] Цветков Ст., Делчева М., Моделиране и конструиране на стоманобетонна водонапорна колона, Научно списание „Механика, транспорт, комуникации“ (МТС АЈ), статия № 1912, том 18, брой 1, 2020 г. (ISSN 1312-3823 - print; ISSN 2367-6620 - online),гл. ред. П. Колев.

Забележка: Източниците № (1; 2; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 13; 14; 15; 16; 17; 18; 19; 20; 21; 22; 23; 24; 25; 26; 27) са отворени последно на: 25.08.2025г.

# РЕКОНСТРУКЦИЯ И УСИЛВАНЕ НА ОБЩЕСТВЕНИ СГРАДИ: АРХИТЕКТУРНИ И КОНСТРУКТИВНИ АСПЕКТИ

**Ивана Филипова**[1]

*Висше строително училище „Любен Каравелов“ - София*

# RECONSTRUCTION AND STRENGTHENING OF PUBLIC BUILDINGS: ARCHITECTURAL AND STRUCTURAL ASPECTS

**Ivana Filipova**

*University of structural engineering and architecture (VSU) "Lyuben Karavelov" – Sofia*

***Abstract**: The reconstruction and strengthening of public buildings represent a complex process that requires the integration of architectural, engineering, and cultural aspects. The report emphasizes the need to preserve the historical and aesthetic value of buildings while ensuring compliance with modern regulatory requirements regarding safety, functionality, and energy efficiency. It examines architectural approaches to interventions in existing built environments, structural solutions for reinforcing outdated constructions, as well as the implementation of modern technologies and materials. The role of multidisciplinary collaboration in the planning and execution of such projects of high public significance is highlighted.*

***Key words**: reconstruction, strengthening of buildings, public buildings, architectural heritage, reinforcement, energy efficiency, architectural solutions, cultural value, adaptation, sustainable design, historical environment, modern technologies, interventions in the built environment, regulatory requirements, multidisciplinary approach, contemporary architecture, integration of old and new*

Историческите сгради носят ключовите технологии и практически стойности в развитието на архитектурното наследство. Изследването на техниките за реставрация на исторически сгради при различни форми на повреди е съществена стъпка в опазването и използването на тези структури. [1] Основната цел на този доклад е да представи процесите на реконструкция и усилване на обществени сгради с фокус върху архитектурните и конструктивни аспекти. Примерите, разгледани в доклада, представят успешното прилагане на съвременни технологии и методи за възстановяване и укрепване на сгради, изисквания за безопасност, функционалност и енергийна ефективност, както и предизвикателствата, свързани с този процес.

[1] Ивана Филипова, студент, Архитектурен факултет, ivana_filipova@abv.bg;
Ivana Filipova, student, Architecture Department, ivana_filipova@abv.bg

## 1. Въведение

При реконструкцията на обществени сгради с историческо значение е важно да се съхранят автентичният облик и архитектурните детайли на сградата. Това включва реставрация на фасади, декоративни елементи и интериорни пространства, които отразяват определен исторически период или стил. За да се онагледят съвременните тенденции и предизвикателства, са представени два примера от българската практика, които показват различни подходи към съхраняването на архитектурното наследство и интегрирането на нови функции в съществуващи сгради, сравнени с един чуждестранен.

### 1.1. Реконструкция на старата сграда на 43-то ОУ „Христо Смирненски, район Илинден, гр. София

#### 1.1.1. История и значимост на сградата

Сградата на бившето военно окръжие не е в списъка на паметниците на културата, но тя е интересна от архитектурна гледна точка и има важна историческа стойност за район „Илинден“, тъй като е построена преди 110 години с дарения от първите преселници на територията на района – македонските българи - бежанци от опожарените територии след Илинденско-Преображенското въстание през 1903 г., чиято цел е била да създадат свое училище. Така са положени основите на днешното 43 - то ОУ „Христо Смирненски”, което някога се е казвало „Трайчо Китанчев“. [2]

Старата сграда на днешното 43-то училище „Христо Смирненски“ е една от най-старите училищни сгради в София. Построена е в началото на XX-ти в. (около 1908-ма г.) като четвъртокласно училище. [3]

Като архитектура сградата е уникална. Фасадите успешно съчетават елементи, присъщи на българската възрожденска архитектура, класически архитектурни детайли и орнаменти, присъщи за модерния по онова време стил Сецесион. Плановото решение е хармонично оразмерено. Като конструкция старата сграда е с носещи тухлени стени, пруски сводове и дървени покривни конструкции, като в цялата стара сграда няма абсолютно никакви стоманобетонни елементи. [3]

#### 1.1.2. Състояние на сградата по време на началото на проекта

При стартирането на проекта сградата е необитаема, изоставена, разграбена, напълно неизползваема и в аварийно състояние (фиг. 1). След години без поддръжка покривите са протекли, дървените конструкции прогнили, дограмите разбити, електрическата и отоплителната инсталации разграбени, сутеренът недостъпен поради изхвърлените в него отпадъци.



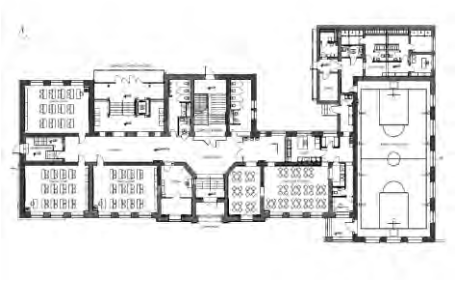
**Фигура 1**. Състояние на сградата преди ремонта [2]

### 1.1.3. Цели и реализации на проекта

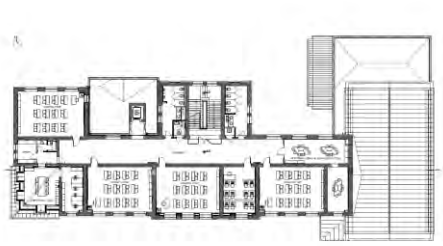
Проектът реализира:

- Цялостно конструктивно укрепване на сградата в съответствие с действащите строителни норми.
- Нова стоманобетонна подова конструкция с цел използването на подпокривното пространство на сградата при пълно запазване на покривните линии и характерните покриви на сградата.
- Нов вход откъм училищния двор, както и нов асансьор с цел осигуряването на достъпна среда.
- Нови покривни конструкции на основната сграда и спомагателните пристройки; запазване, укрепване и експониране на автентичната висяща покривна конструкция на физкултурния салон; нови покривни изолации и покрития.
- Изпълняване на цялостни мерки за енергийна ефективност, като изпълнените изолации надхвърлят минималните изисквания на нормите, но са напълно интегрирани и координирани с богатия детайл на фасадите и покривите на сградата.
- Цялостно възстановяване на всички фасади на сградата, както и на всички характерни фасадни детайли.
- Изграждане на нови съвременни сградни инсталации.

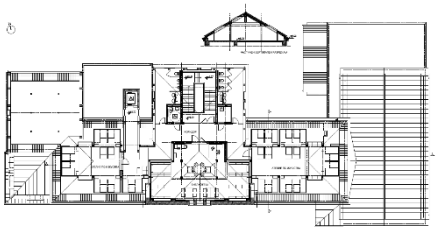
Реконструираната сграда разполага с класни стаи, занимални, компютърен кабинет, игротека, учителска стая с работен офис и хранилище, ученически стол, физкултурен салон, както и необходимите складови и обслужващи помещения (фиг. 2). Подпокривното ниво на сградата съдържа учебен център с библиотека и две ателиета по изкуства. [3]



**а)** Разпределение първи етаж [3]



**б)** Разпределение втори етаж [3]



**в)**Разпределение подпокривно ниво [3]

**Фигура 2. Разпределения**.

### 1.2. Реконструкция и преустройство на съществуваща сграда в "КУЛТУРНО ОБРАЗОВАТЕЛЕН ЦЕНТЪР ЗА СЪВРЕМЕННО ИЗКУСТВО И БИБЛИОТЕКА" гр. Бургас

#### 1.2.1 История

Сградата, реконструирана в културно-образователен център (музей) за съвременно изкуство и библиотека, е построена през 1935 г. Функционирала е като училище, а в края на Втората Световна война е преустроена като болница. След 1989 г. използването ѝ се преустановява. Сградата е изоставена, неподдържана и става обект на посегателства, докато през 2015 г. община Бургас не обявява архитектурен конкурс за Сграда с функция „Културно-образователен център (музей) за съвременно изкуство и библиотека“. Парцелът се намира в зона с публични функции, с висока обществена значимост за гр. Бургас. Разположен е на около 100 м от морето и от центъра на града. Съществуващата сграда е с П-образна форма и е с лице към три улици- „Средна гора”, „Св. Св. Кирил и Методий” и „Оборище”. [4]

Основна цел на проекта е да допринесе за реализацията на интегриран план за градско възстановяване и развитие на гр. Бургас и по-конкретно да подпомогне модернизацията на културната инфраструктура в Община Бургас в подкрепа на развитие на местната общност, основано на знание, творчески иновации и съвместен културен живот. Наред с това приоритетно е подобряване качеството на културната среда като предпоставка за повишаване на привлекателността и засилване на културната идентичност на града. [4]

### 1.2.2 Екстериорно и интериорно обемно-пространствено решение

Центърът за съвременно изкуство и библиотека е проектиран като многофункционален комплекс, който обединява културни, образователни и обществени дейности. (фиг. 3) Основният вход води към просторен атриум с връзки към музей, библиотека, изложбени зали, кафене и магазин, като е предвиден и отделен вход за библиотеката с детски отдел. В двора са разположени сцена и детска площадка. (фиг. 3а)

На втория етаж се помещават основните функции на библиотеката – заемане на книги, административни и обслужващи отдели, зала за конференции и връзка към двуетажната съпътстваща сграда чрез пасарелка. Третият етаж предлага читални за различни науки, музейна зала и тераси за събития на открито. (фиг. 3б)

Подземното ниво включва гараж с 20 паркоместа, книгохранилище с над 600 000 тома, музейни фондове, ателиета и работилници за млади автори. Интериорът е съобразен със съвременните стандарти – модерни материали и мебели, които създават уютни пространства за индивидуална и групова работа. (фиг. 3в) [4]



**а)** Разпределение първи етаж [4]



**б)**. Разпределение втори етаж [4]



**в)**Разпределение трети етаж [4]

**Фигура 3**. Разпределения

### 1.2.3 Материали и конструкция

Използвани са естествени материали и цветови гами, близки до природните. В интериора преобладава дърво. За подови настилки са използвани гранитогресни плочи в светлосив цвят, а софитът е решен от сиви плоскости и надлъжно разположени дървени елементи, като между тях са разположени бели осветителни тела с насочваща светлина. Използвани са светли ненатрапчиви нюанси на сивото, естественият цвят на дървото, а като акценти в контрастни цветове са проектирани кабина за заглушаване на шума за спешни телефонни разговори, кресла и експонати. (фиг. 4)

За да се запази съществуващият сграден фонд на старото здание е запазена и възстановена фасадата към улиците „Св. Св. Кирил и Методий“ и ул. „Оборище“. Укрепена е старата сграда чрез дублираща носеща конструкция. Запазени са съществуващите стълбищни клетки и са изградени нови, за да удовлетворят изискванията за изходи от сградата. Конструкцията на сградата е скелетно-гредова, стоманобетонна с едноотворни и многоотворни рамки. Носещите и преградни зидове са изпълнени с кухи керамични блокове Растерът на съществуващите отвори на прозорци по фасадите е запазен, добавени са нови в същата поредност и размери. За да се раздели функционално и същевременно да се обединят двете съществуващи сгради в имота, П-образната сграда на библиотеката е „облечена“ в HPL панели, а двуетажното здание в стъкло. Този контраст между плът и стъкло, обрисува сградата като изключително атрактивна, провокативна и заинтригуваща. (фиг. 3)[4]

Сградата е оборудвана с модерни системи за отопление и охлаждане чрез VRF агрегати и климатизатори, а вентилацията се осъществява с децентрализирани инсталации с високоефективни рекуператори. Специални общообменни системи поддържат точни температурни и влажностни условия в книгохранилищата и музейното фондохранилище. Соларна инсталация осигурява топла вода за битови нужди, а пожарогасителната система с агент ИНЕРГЕН гарантира безопасност, като потиска горенето и същевременно е безопасна за хора. [4]



**а)** Поглед отгоре **б).** Поглед към фасада

**Фигура 3. Екстериорно решение**



**а)** приемна



**б)** детски кът



**в)** зала



**г)** зала

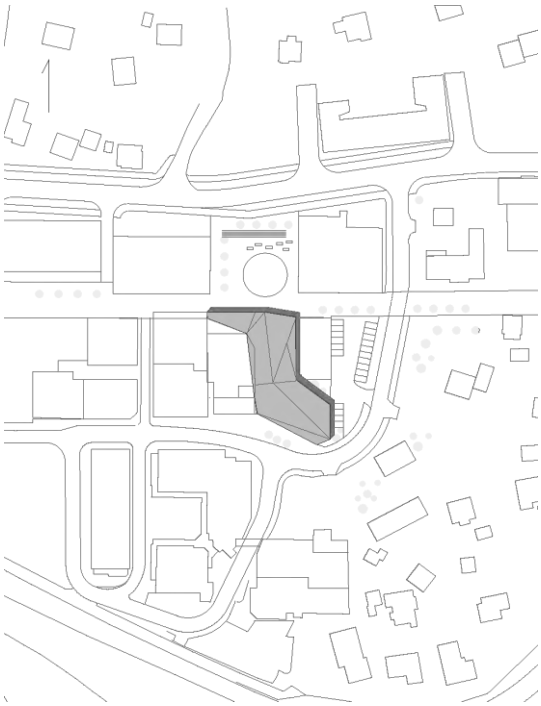
**Фигура 4.** Интериорно решение [5]

**2. Сравнение между чуждестранен и български пример - Vennesla Library and Culture House, Норвегия и Културно образователен център за съвременно изкуство и библиотека" гр. Бургас**

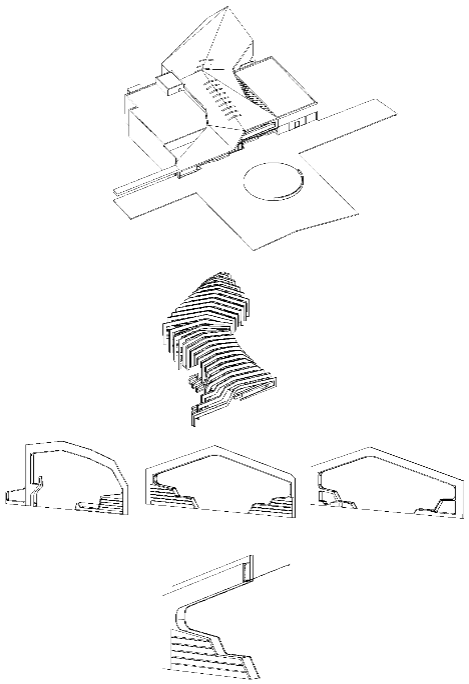
**2.1. Vennesla Library and Culture House, Норвегия**

Сградата се състои от библиотека, кафене, места за срещи и административни помещения, свързвайки съществуващо читалище и учебен център. Цялата библиотека се състои от 27 ребра, изработени от предварително сглобени ламинирани дървени елементи и CNC-изрязани шперплатови плоскости (фиг.6). Тези ребра определят геометрията на покрива, както и вълнообразната ориентация на щедрото отворено пространство, с лични зони за учене, разположени по периметъра.

Наблюдава се стремеж да се намали нуждата от енергия чрез концепцията за запълване и използване на висококачествени енергоспестяващи решения във всички нови части. Библиотеката е „нискоенергийна“ сграда, определена като клас „А“ в норвежката система за дефиниране на потреблението на енергия. Целта е да се увеличи максимално използването на дървесина в сградата. [6]



**Фигура 5.** Ситуационно решение[7]



**Фигура 6.** Схема на ребрата [7]



**Фигура 7.** [7]

### 2.2. Сравнителен анализ

Сравнителният анализ ще бъде представен в таблица за онагледяване на посочения текст. (табл. 1)

**Таблица 1.** Сравнителен анализ

| **Обект** / **Признак** | **Бургас – Културно-образователен център и библиотека** | **Vennesla Library and Culture House, Норвегия** | **Прилика** / **Разлика** |
|---|---|---|---|
| Архитектурен контекст | Реконструкция на съществуваща сграда, нова визия чрез съвременна архитектура | Съвременен скандинавски дизайн; акцент върху дървена конструкция [8] [9] | Прилика |
| Централно пространство | Атриум и отворени общи зони, връзка с околното пространство | Дълъг атриум с отворени пространства и дървени греди, естествена светлина[8] | Прилика |
| Функционална комбинация | Библиотека + музей за съвременно изкуство + изложби + събития | Библиотека + сцена + зали за събития + кафе + обществени зони[9] | Прилика |
| Хоризонтални и вертикални връзки | Подобрена достъпност чрез асансьори и нови маршрути, стоманобетонна конструкция | Дървени мостове и стълбища, визуални връзки между нивата [8] | Разлика |
| Културна роля | Център за съвременно изкуство, място за културни и образователни събития | Център за култура и социални активности; приобщаващ за общността [10] | Прилика |
| Идентичност и изкуство | Съвременно изкуство и временни изложби | Дървената конструкция сама по себе си е художествен акцент; интеграция на визуални и пространствени инсталации [10] | Прилика |
| Устойчивост | Соларни панели, VRF климатизация, рекуперативна вентилация, пожарогасителна система ИНЕРГЕН, | Дървена конструкция, пасивна енергийна ефективност, нискоенергийни решения [8] [9] | Прилика |

Решения на конструкции, базирани на Метода на крайните елементи (за компютърни анализи), са разгледани в трудове на Хандрулева (ВСУ) - [11] и [12].

**Извод:**

Двата обекта имат редица прилики – и двата съчетават библиотека с културни функции, залагат на съвременна архитектура, осигуряват отворени пространства и естествена светлина, и интегрират културни и обществени дейности. Сходни са и по отношение на функционалното комбиниране и устойчивостта – използват модерни енергийно ефективни решения и нови конструктивни подходи.

Основна разлика е в архитектурния контекст и пространствените връзки. В Бургас акцентът е върху многофункционалност и достъпност (музей, зали, маршрути), докато в Норвегия фокусът е върху силната архитектурна идентичност, където самата конструкция е естетически елемент.

**Заключение**

Реконструкцията на обществени сгради следва да се разглежда не само като технически процес, а като културна и социална стратегия, насочена към устойчиво развитие и изграждане на качествена среда за бъдещите поколения. Усилването и реконструирането са ключови за съхраняването на архитектурното наследство и адаптирането му към съвременните функционални и технологични изисквания. Анализираните примери от българската практика демонстрират успешни подходи към възстановяването на изоставени или амортизирани постройки чрез интеграция на нови архитектурни решения, съвременни инсталации и социално значими функции.

Съпоставката с Vennesla Library and Culture House в Норвегия показва, че независимо от различията в контекста, основният акцент остава върху създаването на пространства, които обединяват културна и образователна роля, като едновременно прилагат принципите на устойчивост и социална ангажираност.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] https://www.nature.com/articles/
[2] https://citybuild.bg/news/remontyt-starata-sgrada-sofiia
[3] https://oldsite.buildingoftheyear.bg/bg/buildings/view/1145/Preustroistvo-i-rekonstruktziya-na-dvuetazhna-obshtinska-sgrada-s-tavanski-pomeshteniya-i-pristroika-na-asansaor-za-uchilishten-korpus-kam-43-OU-Hristo-Smirnenski.html
[4] https://oldsite.buildingoftheyear.bg/bg/buildings/view/1381/Rekonstruktziya-i-preustroistvo-na-sashtestvuvashta-sgrada-v-kulturno-obrazovatelen-tzentar-muzei-za-savremenno-izkustvo-i-biblioteka.html
[5] https://www.burgas.bg/bg/kulturna-infrastruktura/48867/
[6] https://archello.com/project/vennesla-library-and-culture-house
[7] https://helenhard.no/work/vennesla-library/
[8] https://www.archdaily.com/209340/vennesla-library-and-culture-house-helen-hard
[9] https://en.wikipedia.org/wiki/Vennesla_Library_and_Culture_House
[10] https://www.wallpaper.com/architecture/vennesla-library-and-cultural-centre-by-helen
[11] Хандрулева Ан., Механизми на разрушение на пространствени прътови конструкции Издателство - София: Висше строит. у-ще "Любен Каравелов", 2020
[12] A Handruleva and A Dimitrova
FEM computational models of shear walls with openings
Published under licence by IOP Publishing Ltd
IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Volume 1141,
Computational Civil Engineering (CCE 2021) 27th-29th May 2021, Iasi, Romania

Citation A Handruleva and A Dimitrova 2021 IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 1141 012041
DOI 10.1088/1757-899X/1141/1/012041

Забележка: Източници № (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10) са отворени последно на 15.08.2025 г.

# КАЗУСЪТ КОМПЛЕКСНА ЗАЩИТА НА ПАРКОВ ОБЕКТ СЪС СТАТУТ НА ЗАЩИТЕНА КУЛТУРНА ЦЕННОСТ И СТАТУТ НА ЗАЩИТЕНА ПРИРОДНА ТЕРИТОРИЯ ПО ПРИМЕРА НА АРХИТЕКТУРНО-ПАРКОВ КОМПЛЕКС ДВОРЕЦА – БАЛЧИК И ЗМ БОТАНИЧЕСКА ГРАДИНА – БАЛЧИК

**Катерина Великова**[1]

*Университет по архитектура, строителство и геодезия*

# THE CASE OF COMPLEX PROTECTION OF A PARK SITE WITH THE STATUS OF A PROTECTED CULTURAL PROPERTY AND THE STATUS OF A PROTECTED NATURAL AREA ON THE EXAMPLE OF THE ARCHITECTURAL-PARK COMPLEX PALACE – BALCHIK AND THE BOTANICAL GARDEN – BALCHIK

**Katerina Velikova**[1]

*University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy*

***Abstract**: The case study examines the introduction of a dual protection regime for park areas, namely under the Cultural Heritage Act (immovable cultural heritage of national importance) and the Protected Areas Act (protected area), examining the case of the historical park "Dvoretsa-Balchik" with the Botanical Garden of Sofia University located within its territory. The characteristics of the two statuses and the grounds for their application are presented in sequence, seeking an answer to the question of whether there is a mutual contradiction between the statuses and whether it is possible to apply and combine the two statuses in the management and administration of the site.*
*Based on the conclusions drawn from the identified problems, prospects and opportunities for combining the dual protection regime and instruments for harmonising the protection and management regimes are presented, as well as good practices for organising an effective form of management and administration.*

***Key words**: Protected natural areas, Immovable cultural heritage, Regime, Status, Comprehensive protection, Historical parks, Management plan, Conservation and management plan*

[1] Катерина Великова, студент по Ландшафтна архитектура и ландшафтно планиране, катедра „Градоустройство", Архитектурен факултет към Университета по архитектура, строителство и геодезия - София, бул. «Хр.Смирненски» 1, k.velikova100@gmail.com, Katerina Velikova, student in Master Program Landscape Architecture and Landscape Planning, Department of Urban planning, Faculty of Architecture at University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy - Sofia, 1 Hr. Smirnenski blvd, k.velikova100@gmail.com.

**1. Въведение**

„Двореца“ в Балчик представлява значим културен паметник, разположен на северното Черноморие. Изграден е в началото на XX век като лятна резиденция на румънската кралица Мария. Той е обект с комплексна защита – на парков обект със статут на защитена културна ценност, както и статут на защитена природна територия. Това го превръща в подходящ пример, върху който да се направи анализ на взаимодействията и евентуалните противоречия между различните режими на опазване, както и на предизвикателствата при управлението на подобни обекти. [1]

**2. Обект и статут**

Съгласно съставителен акт за публична държавна собственост № 604 от 02.02.1998 г. обектът е Публична държавна собственост с право на управление на Министерство на културата върху целия имот (по-късно статутът е ревизиран). [2]

С Постановление № 234 от 10 ноември 2000 г. [3] се създава Архитектурно-парков комплекс "Двореца" към министъра на културата, което е отменено от Преходните и заключителните разпоредби на Постановление № 91[4] от 4 май 2004 г. за преобразуване на Архитектурно-парков комплекс "Двореца" - Балчик, към министъра на културата в държавен културен институт – ДВ, бр. 41 от 18 май 2004 г. Приет е Устройствен правилник - ДВ бр. 55 от 2001 г. /с изм. ДВ бр.93 от 2003 г. [5]

Обектът има статут на архитектурно-строителен паметник на културата и паметник на градинарското и парково изкуство, обявен от 18.04.2002 г [6]. Подготвян е проект за План за опазване и управление, но не е финализиран и процедиран.

Съгласно Закона за културното наследство (ЗКН) е квалифициран като недвижима културна ценност (НКЦ) (паметници на културата) от "национално значение". Според научната и културната област, към която се отнасят, обектът е причислен към НКЦ от вид „Архитектурно-строителна и на градинското и парковото изкуство“. Според пространствената структура и териториалния обхват обектът е квалифициран като групова НКЦ. [7]

Трайното предназначение на територията по вид е „урбанизирана“ с начин на трайно ползване „архитектурен паметник и паметник на градинското и парковото изкуство“. Този статут дава висока степен на защита на територията и следва да се устройва и управлява чрез:

- режими за опазване (в заповедта за обявяване) [8]
- устройствени планове на защитени територии за опазване на недвижимото културно наследство и специфични правила и нормативи към тях (през 2004 г. е изготвен проект за Подробен устройствен план за историческата част на “Двореца” в Балчик – Част I) [9]
- планове за опазване и управление на недвижими културни ценности (подготвяни са материали за изготвяне на План за опазване и управление (ПОУ), но завършен ПОУ няма и не е процедиран и приет)
- проектиране, съгласуване и одобряване на устройствените планове и на проектните документации (инвенстиционни инициативи и проекти за намеси) в защитените територии за опазване на недвижимото културно наследство.

Съгласно цитираната Заповед РД 09-128/18.04.2002 г. на Министъра на културата, с която се обявява Архитектурно-парковия комплекс „Двореца“ в гр. Балчик за паметник на културата от национално значение са определени зони с два режима на опазване:

- Територия с режим на опазване А:

Обхваща зоната с най-висока културно-историческа стойност на съставните елементи на паметника с висока степен на съхраненост на планово-пространствената композиция. В територията с режим на опазване А се забранява ново строителство, забранява се промяна на алейната мрежа и на всички останали съставни елементи от композиционната структура на парка. Изисква се реставрация на алейната мрежа, на системата от подпорни зидове, на водната система и на декоративните архитектурно-паркови елементи;

- Територия с режим на опазване Б:

Обхваща зоната на недоизградената паркова композиция, принадлежаща към комплекса на „Двореца“. В територията с режим на опазване Б се забранява ново строителство. Допуска се благоустрояване и доизграждане на системата на парка на базата на цялостен проект, съобразен с характеристиката и композицията на парковия комплекс. Също се допуска възстановяване на сградата на Пушалнята. За вила „Гутман“ се допуска реставрация и адаптация при частична промяна на плановата схема.

Защитена местност „Ботаническа градина – Балчик“ е декларирана през 2005 г. [10] и обхваща територия с площ 17,4604 ha съгласно цитирания по-горе Акт №604 от 02.02.1998 г. за публична държавна собственост. Съгласно цифровия модел от КВС площта на защитената местност е 18,3488 ha, като разликата се дължи на по-точното съвременно измерване на включените площи. Цялата защитена местност попада в поземлен имот 02508.7.157, който е „публична държавна собственост“, обявена с акт № 5160/06.12.2012 г. на правно основание чл. 2, ал. 2, т. 5 от Закона за държавната собственост (ЗДС).

Дейностите по прякото управление и опазване на територията на защитената местност се осъществяват от страна на Софийски Университет „Св. Климент Охридски“ и Университетски Ботанически градини, като негово самостоятелно звено. Правно основание за това се явява Решение на МС № 218/07.04.2011 г., [11] с което безвъзмездно се предоставя за управление на СУ „Св. Климент Охридски“ поземления имот (с изключение на намиращите се в него сгради, без право на ново строителство и при условие за осигуряване на достъп до обекта за нуждите на ДКИ-Културен център „Двореца“), върху чиято територия се намира ЗМ „Ботаническа градина – Балчик“ и съгласно чл. 52, ал. 1 от Закона за защитените територии. [12]

Съгласно Заповедта за обявяване в защитената местност не са обособени различни функционални зони. Предписаните режими на управление се отнасят за цялата ѝ територия, където се забранява:

- Всякакво ново строителство, освен предвиденото в утвърден План за управление на ЗМ;
- Отводняване или всякаква друга промяна на водния режим, определен за съществуващата помпена станция, басейни и канали;
- Замърсяване с вредни вещества, битови, строителни и други отпадъци;
- Разкриване на кариери, провеждане на минно-геоложки и други дейности, с които се изменя естествения ландшафт;
- Извеждане на сечи с изкл. на отгледни и санитарни;
- Късане или унищожаване на тревна, храстова и дървесна растителност, както и събиране на билки;
- Безпокоене на животинските видове през размножителния период.

Приет е План за управление на защитената местност (ПУЗМ) според който са определени следните цели:

Дългосрочните цели за ЗМ „Ботаническа градина – Балчик“ са:

- Запазване на компонентите на ландшафта;

- Опазване, поддържане или възстановяване на условия в местообитанията, отговарящи на екологичните изисквания на видовете и съобществата – обект на защита;
- Предоставяне на възможности за научни изследвания, образователна дейност и екологичен мониторинг;
- Предоставяне на възможности за туризъм и духовно обогатяване.
- Главните цели на ЗМ „Ботаническа градина – Балчик“ са:
- Опазване и поддържане на формираните полуестествени екосистеми и ландшафти, резултат от хармоничното съжителство на човека с природата;
- Опазване и поддържане на популациите на видовете с консервационна значимост и техните местообитания;
- Насърчаване на научните изследвания и екологичния мониторинг във връзка с проследяване на тенденциите в популациите на консервационно-значимите видове, контрол на инвазивни чужди видове, структурата и функциите на растителните съобщества, включително сукцесия, както и с други природозащитни теми;
- Насърчаване на екологичното образование.

Второстепенните цели на ЗМ „Ботаническа градина – Балчик“ са:

- Опазване и поддържане на културно-историческото наследство на територията;
- Насърчаване развитието на екологичен, културно-исторически и образователен туризъм;
- Ограничаване разпространението на инвазивните чужди видове растения и възстановяване на характерните за района природни местообитания и растителни съобщества;
- Подобряване на инфраструктурата за развитие на научни изследвания и екологичен мониторинг.

В общинските Планове за развитие на община Балчик за 2005–2013 г. [13] и за 2014 2020 г. [14] не се споменава защитена местност „Ботаническа градина – Балчик“, включително и в раздела „Защитени територии“. Споменат е единствено Архитектурно-парковият комплекс „Двореца“ със следния текст: „Архитектурно парков комплекс „Двореца”: паметник с изявени културно -исторически качества, висока атрактивност и установени традиции по отношение социализацията. Привлекателността му за туристическо (познавателно) посещение се увеличава от включената в комплекса Ботаническа градина – най-голямата и богата на Балканите, с над 3000 редки и екзотични вида. Паметникът е разположен на обособена територия в удобна близост западно от същинския град. На територията на двореца по традиция се провеждат културни мероприятия, фестивали, пленери и др., което обогатява възможностите за неговата социализация“.

### 3. Има ли основание за двойния статут?

Съгласно изискванията за деклариране на защитени обекти на недвижимото културно наследство и защитени природни територии според Закона за културното наследство и Закона за защитените територии територията, обект на настоящия анализ, притежава характеристики и специфики, които я правят подходяща за защитена и по двата закона.

Защитния режим по ЗКН е наложен като първи във времето и деклариранят статут вменява висок защитен статус (от национално значение).

Защитния режим по ЗЗТ е наложен като втори във времето, а декларирания статут вменява сравнително нисък защитен статус (един от най-ниските според ЗЗТ и приравнената на IUCN национална класификация).

Главното основание за статута по ЗЗТ е опазване на територии с характерни или забележителни ландшафти, включително такива, които са резултат на хармонично съжителство на човека и природата, тъй като на територията няма описани характерни ценни естествени екосистеми и фитоценози с находища на ценни и редки растителни и животински видове.

В Плана за управление [8] е отбелязано, че основните типове екосистеми са:

А) Сухоземни екосистеми:

- Горски екосистеми: Представени са от производни (вторични) листопадни широколистни гори с доминиращи дървесни видове - инвазивни растения, като айлант (Ailanthus altissima) и миризлива върба (Elaeagnus angustifolia);
- Тревни екосистеми: ксеромезофилни тревни съобщества с антропогенен произход и развили се на мястото на изоставени обработваеми земи и с Сравнително бедни са на видове, което се дължи на вторичния им произход и подложени на сравнително силен сукцесионен натиск от инвазивните дървесни видове миризлива върба (Elaeagnus angustifolia) и айлант (Ailanthus altissima).

Б) Водни екосистеми:

- Лотична сладководна екосистема (речна екосистема): Заема много малка част от защитената местност и значително антропогенно повлияна и променена.

В) Създадени от човека екосистеми:

- Паркове и цветни композиции: заемат около ¼ от площта на защитената местност. Включват създадените от човека паркови участъци, цветни алеи, алпинеуми, лабиринти, скални стени, кътове с различни екологични и таксономични групи растения (напр. псамофити, розариуми) и др. Изискват системни грижи за поддържане и подобряване на състоянието им.

Както се вижда от това кратко описание главното основание, свързано с наличните природни ценности, е опазване и поддържане на създадените от човека паркови антропогенни екосистеми като пример за дългогодишно хармонично съжителство на човека и природата. [15]

Това предпоставя изискване за много внимателно определяне на режимите на защита и опазване на природните ценности – характерни или забележителни ландшафти, съобразени с конкретния обект на опазване – образец на градинско-парковото изкуство, представляващ антропогенен културен ландшафт и антропогенна екосистема, които не може да се самоподдържат и балансират като природните екосистеми, а изискват външни за екосистемата балансиращи и регулиращи механизми. [16]

### 4. Има ли противоречие на статутите и възможно ли е прилагане и съчетаване на двата статута?

Възможно ли е ефективно управление и опазване с прилагане на всеки от статутите и съхраняване на обекта? Ще бъде ли изгубена стойност и ценност при прилагане на статутите?Има ли съподчиненост и кой статут следва да е прерогативен – „да е с предимство“ и кой допълнилващ? Има ли противоречие със статутите на функционална предназначеност и ползване със статутите на опазване?

На лице е известно противоречие в режимите на опазване, изразено основно в целите (главни и второстепенни) на опазване и по-конкретно по отношение на видове и съобщества обект на защита. Най-сериозното противоречие е свързано с главната цел на

ЗМ „Ботаническа градина – Балчик“, свързано с „поддържане и опазване на формираните полуестествени екосистеми, резултат от хармоничното съжителство на човека и природата“, които представляват основно вторични екосистеми с инвазивни видове. Противоречие има и в определяне на „опазването и поддържането на културно-историческото наследство на територията“ (историческия парк) като второстепенно – това трябва да е първостепенна цел.

В слувай на съчетаване на два статута на защита с два плана за управление (план за управление на защитената местност и ПОУ на недвижима културна ценност) би следвало двата плана да се изготвят съвместно с пълно синхронизиране на режимите и стратегически главни и второстепенни цели, в определяне на които водеща роля трябва да имат предвижданията на ПОУ. В никакъв случай ПУЗТ не бива да предхожда ПОУ.

Основните заложени цели в двата плана – стратегически и главни, трябва да са насочени към опазване и възстановяване на културните ландшафти и екосистеми, представляващи представителни паркови територии с характерна историческа композиция и структура със съответните използвани в миналото декоративни растителни видове, на базата на снимкова документация и текстовото описание в наличните исторически източници.

Друга важна цел на ПУЗМ трябва да е овлядяване и ограничение на разпространението на инвазивни видове на територията на полуестествените вторични екосистеми и възстановяване на историческите агроценози – лозови масиви, овощни насаждения. Допълнителна цел на този план трябва да е контролиране и ограничаване на размножаването на екзотични видове от колекцията на ботаническата градина.

Не бива в ПУЗМ да се залагат и преследват цели, характерни за естествените природни екосистеми, преобладаващи в защитените местности у нас.

В изпълнение на тези цели трябва да се предвидят мерки, насочени към управление на ресурсите (водни, почвени и др.), защита на биоразнообразието, контрол на инвазивните и екзотични видове и т.н., както и балансиране на процесите в културните екосистеми и ландшафти с цел запазване на културното наследство.

Също значителен проблем е, че никъде в ограниченията, влияещи върху реализирането на основните и второстепенни цели не е изявен основният проблем - поддържането на полуестествени и природни фитоценози и местообитания е несъвместимо с поддържането на антропогенната изкуствена екосистема на парка.

Сукцесионните процеси ще разрушат изкуствената антропогенна екосистема на парковия комплекс, а инвазивната растителност няма как да бъде ограничена, ако не се възпрепятстват естествените процеси. [15]

**5. Стопанисване и управление**

Стопанисва и се управлява от две независими институции, които провеждат самостоятелна политика, чрез прилагане на несъгласувани, често противоречиви мерки. Особено по отношение на дизайна и композицията на парковите пространства, кастрене, оформяне, подмяна и допълване на декоративните растения и растителните композиции.

Несъстоятелно от опазването на културното наследство, част от което е историческият парк, да бъде изключен огранът, представляващ интересите и провеждащ политиката на МК и НИНКН, т.е. управлението и поддържането на парковата площ да бъде единствено под юрисдикцията на УБГ към СУ.

**6. Перспективи и възможности за съчетаване на двойния режим на защита и инструменти за хармонизиране на режимите на опазване и управление, добри практики за организиране на ефективна форма на стопанисване и управление**

Добрите примери от световната практика доказват, че най-ефективното управление и стопанисване на подобни обекти може да се реализира чрез създаване на смесени компании за управление с участието на различните собственици и институции, отговорни за различните видове защитени територии, както и представители на местната власт. [17]

**Изводи**

В случая на „Двореца“ подобна единна управленска компания би била подходяща и би следвало да включва представители на УБГ към СУ, ДКИ „Двореца Балчик“ към МК и Община Балчик, с цел да се постигне по-хармонично стопанисване на обекта.

**ЛИТЕРАТУРА**

[1] Област Добрич, Списък на недвижимите културни ценности /НКЦ/ /паметници на културата/ с категория "национално значение" на територията на област ДОБРИЧ, съгласно Закона за културното наследство /ЗКН/.
[2] Закон за държавната собственост – ДВ. бр. 44 от 21 Май 1996 г,; доп. ДВ. бр. 47 от 10 Юни 2025г.
[3] Министерски съвет, Постановление № 234 от 10 ноември 2000 г., ДВ. бр. 94 от 2000 г.
[4] Министерски съвет, Постановление № 91 от 4 май 2004 г., Обн. ДВ. бр.41 от 18 Май 2004г., изм. ДВ. бр.51 от 21 Юни 2005г.
[5] Министерството на културата, Устройствен правилник – ДВ, бр. 55 от 19 Юни 2001 г.; изм. ДВ. бр.38 от 11 Май 2004г., отм. ДВ. бр.61 от 13 Юли 2004г.
[6] Министерството на културата, Заповед № РД 09-128 от 18.04.2002 г.
[7] Закон за културното наследство – ДВ. бр. 19 от 10.04.2009 г.; изм. ДВ. бр.70 от 20 Август 2024 г.
[8] Софийски универсиверситет „Св. Климент Охридски“, Университетски ботанически градини, План за управление на защитена местност „Ботаническа градина – Балчик“, София, 2025 г.
[9] Днес +, “Проект за Подробен устройствен план ще съхвани историческата част на „Двореца‘ в Балчик – Част I”, 2004. (https://dnesplus.bg/izbrano/proekt-za-podroben-ustroystven-plan-shte-sahrani-istoricheskata-chast-na-dvoreca-v-balchik-chasti_277115)
[10] Министъра на околната среда и водите, Заповед РД-130/27.01.2005 г.
[11] Административен съд – София-град, Решение № 7801, Второ отделение, 23 състав, София, 11.12.2015 г., 12 стр. (съдебен акт).
[12] Закона за защитените територии – ДВ. бр. 133 от 11 Ноември 1998 г.; изм. ДВ. бр. 102 ит 8 Декември 2023 г.
[13] Община Балчик, План за развитие на община Балчик 2014-2020, Балчик, 2014 г.
[14] Община Балчик, План за развитие на община Балчик 2005-2013, Балчик, 2005 г.
[15] Танов, Мл., Зелена система, пешеходна мрежа – урбанистична кохезия, монография, МТ Дизайн, София, 2025.
[16] Танов, Мл. БЪЛГАРИНЪТ И ГРАДСКИТЕ ОБЩЕСТВЕНИ ПРОСТРАНСТВА - ИСТОРИЧЕСКИ ПРЕДПОСТАВКИ ЗА ФОРМИРАНЕ НА СОЦИОКУЛТУРЕН МОДЕЛ И СЪВРЕМЕННОТО МУ ПРОЯВЛЕНИЕ, Доклади XVI Международна научна конференция ВСУ‘2017, 8-9 юни 2017г., София, Сборник доклади, стр.124-129, Издателство на ВСУ “Л. Каравелов“, 2017, (ISSN: 1314-071X) (статия).
[17] Ковачев, Ат, Танов, Мл. МОРСКАТА ГРАДИНА НА ВАРНА. ИСТОРИЯ И СЪВРЕМЕННОСТ, Глава от монография „Метаморфози. Архитектурни образи.

България през II половина на XX век. Том II", двуезична, Мио Дизайн, 2023, 174-208, (ISBN:978-619-92128-1-3).

XXV МЕЖДУНАРОДНА НАУЧНА КОНФЕРЕНЦИЯ
ВСУ'2025

СБОРНИК ДОКЛАДИ
ТОМ I

**Редактор**
Илиана Стойнова, доц. д-р инж.

***

XXV INTERNATIONAL SCIENTIFIC CONFERENCE
VSU'2025

CONFERENCE PROCEEDINGS
VOLUME I

**Editor**
Iliana Stoynova, Assoc. Prof. PhD Eng.

**Висше строително училище "Любен Каравелов", София**
**ISSN: 1314-071X**