ВИСШЕ СТРОИТЕЛНО УЧИЛИЩЕ "ЛЮБЕН КАРАВЕЛОВ"

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

XXII МЕЖДУНАРОДНА НАУЧНА КОНФЕРЕНЦИЯ ВСУ'2022

СБОРНИК ДОКЛАДИ

Том II

6-8 октомври 2022 г., София, България



XXII INTERNATIONAL SCIENTIFIC CONFERENCE VSU'2022

CONFERENCE PROCEEDINGS

Volume II

6-8 October 2022, Sofia, Bulgaria

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

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

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.
„Фонд „Научни изследвания“ не носи отговорност за съдържанието на докладите, представени на научния форум, както и за съдържанието на рекламните и други материали за него.
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.
The "The Bulgarian National Science Fund" is not responsible for the content of the reports presented at the scientific forum, as well as for the content of advertising and other materials for it.

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
Научно-технически съюз по строителство в България
Камара на строителите в България
Камара на архитектите в България
Съюз на архитектите в България

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

XXII МЕЖДУНАРОДНА НАУЧНА КОНФЕРЕНЦИЯ ВСУ'2022
се организира със съдействието на
Фонд "Научни изследвания"
Договор № КП-06-МНФ/22 от 21.09.2022 г.

ФОНД НАУЧНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ
МИНИСТЕРСТВО НА ОБРАЗОВАНИЕТО И НАУКАТА

XXII INTERNATIONAL SCIENTIFIC CONFERENCE VSU'2022
is organized with the assistance of the
Bulgarian Research Fund
Contract № КП-06-МНФ/22 dated 21.09.2022 г.

Генерален партньор:

ПРОЕКТ СОФТ

МЕЖДУНАРОДЕН НАУЧЕН КОМИТЕТ

Председател:

Анита Хандрулева, доц. д-р инж. – Ректор на ВСУ „Любен Каравелов“

Членове:

Александра Иванова, доц. д-р, ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Ангел Балтов, чл. кор. д.т.н. инж., Институт по механика – БАН
Ана Янакиева, доц. д-р инж., Институт по механика – БАН
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 „Л. Каравелов“ – София
Божидар Янев, проф. д-р инж., Колумбийски университет, Ню Йорк; САЩ
Борислав Даалов, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Борислава Манчева-Велкова, доц. д-р арх., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Валентин Николов, проф. д-р инж., ВТУ „Т. Каблешков“
Валентина Върбанова, доц. д-р арх., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Ваньо Георгиев, доц. д-р, ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Венцеслав Ал. Стоянов, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Венцислав К. Стоянов, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Вероника Шендова, проф. д-р инж., Институт за земетърсно инженерство и инженерна сеизмология, Скопие, Северна Македония
Владимир Савйовский, проф. д.т.н. инж., Киевски национален университет по строителство и архитектура; Украйна
Властимир Радонянин, проф. д-р инж., Университет в Нови Сад; Сърбия
Голубка Нецевска, проф. д-р инж., Институт за земетърсно инженерство и инженерна сеизмология, Скопие, Северна Македония
Димитър Назърски, проф. д-р инж., Университет по архитектура, строителство и геодезия, БАИС
Динар Камотим, проф. д-р инж., Технически университет, Лисабон, Португалия
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
Иван Тодоров, доц. д-р инж., Академия на МВР
Иванка Паскалева, проф. д-р, Европейски политехнически университет
Илиана Стойнова, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Индржих Мелхер, проф. д.т.н. инж., Технологичен университет в Бърно, Чехия
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
Константин Казаков, проф. д.т.н. инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Лъчезар Хрисчев, доц. д-р инж., Университет по архитектура, строителство и геодезия, НТССБ
Любен Любенов, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Марио Чиорино, проф. д-р инж., Политехнически университет в Торино, Италия
Мариуш Маслак, проф. д-р инж., Технологичен университет в Краков, Полша
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
Моогенс Нилсен, проф. д-р инж., Датски технически университет; Дания
Надя Куртович-Фолич, проф. д-р арх., Университет в Нови Сад; Сърбия
Наида Адемович, проф. д-р инж., Университет в Сараево; Босна и Херцеговина
Наташа Луксор, д-р арх., Фондация „Национално наследство“; Сърбия
Николае Търану, проф. д-р инж., Технически университет „Георге Асаки“, Яш; Румъния
Петър Греков, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Радомир Фолич, проф. д-р инж., Университет в Нови Сад; Сърбия
Робърт Иди, д-р инж., Университет Ълстър; Великобритания
Румяна Захариева, доц. д-р инж., Университет по архитектура, строителство и геодезия
Светлана Лилкова – Маркова, проф. д-р, Университет по архитектура, строителство и геодезия
Станислав Цветков, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Теодор Рошавелов, проф. д.т.н. инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Тодор Георгиев, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Филип Ван Богарт, проф. д-р инж., Ghent University, Belgium
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
Христина Заякова, доц. д-р инж., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Цветослава Зарева-Пеева, доц. д-р, ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Юлия Илиева, доц. д-р арх., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Янко Александров, проф. д-р арх., ВСУ „Л. Каравелов“ – София
Ячко Иванов, акад. проф. д.т.н. инж., Европейски политехнически университет, НТССБ

INTERNATIONAL SCIENTIFIC COMMITTEE

Chair

Anita Handruleva, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria

Members

Aleksandra Ivanova, Assoc. Prof. Ph.D., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
Ana Yanakieva, Institute of Mechanics, BAS, Bulgaria
Angel Baltov, Corresp. Mem. DScTech. Eng., Institute of Mechanics, BAS, 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. DSc, USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“,
Bojidar Yanev, Prof. Ph.D. Eng., Columbia University, New York City, USA
Borislav Daalov, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“,
Borislava Mancheva-Velkova, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“,
Clara Bertolini-Cestari, Prof. Ph.D. Arch., Polytechnic University of Turin, Turin, Italy
Dimitar Nazarski, Prof. Ph.D. Eng., University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Bulgaria
Dinar Camotim, Prof. Ph.D. Eng., Technical University of Lisbon, Portugal
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
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
Hristina Zayakova, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
Ivan Todorov, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., Academy of the Ministry of Interior, Bulgaria
Iliana Stoynova, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“
Ivanka Paskaleva, Prof. Ph.D., European Polytechnical University, Bulgaria
Jindřich Melcher, Prof. D.Sc. Eng., University of Technology, Brno, Czech Republic
Jiří Studnička, Prof. D.Sc. Eng., Technical University of Košice, Slovakia
Jozef Melcer, Prof. Ph.D. Eng., University of Jilina, Slovakia
Konstantin Kazakov, Prof. D.Sc. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“, Bulgaria
Lachezar Hrischev, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, NTSSB, Bulgaria
Lyuben Lyubenov, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov“

Mario Chiorino, Prof. Ph.D. Eng., Polytechnic University of Turin, Turin, Italy
Mariusz Maślak, Prof. Ph.D. Eng., Cracow University of Technology, Poland
Meri Cvetkovska, Prof. Ph.D. Eng., Cyril and Methodius University of Skopje, North Macedonia
Milosh Drdácky, Prof. D.Sc. Eng., Institute of Theoretical and Applied Mechanics of the Czech Academy of Sciences, Prague, Czech Republic
Moogens Peter Nilsen, Prof. Ph.D. Eng., Technical University of Denmark, Denmark
Nadja Kurtović-Folić, Prof. Ph.D. Arch., University of Novi Sad, Serbia
Naida Admović, Prof. Ph.D. Eng., University of Sarajevo, Bosnia and Herzegovina
Natasa Zivaljevic-Luxor, Ph.D. Arch., National Heritage Foundation, Serbia
Nicolae Țăranu, Prof. Ph.D. Eng., Gheorghe Asachi Technical University of Iași, Romania
Petar Grekov, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov"
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
Rumiana Zaharieva, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Bulgaria
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
Teodor Roshavelov, Prof. D.Sc. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov", Bulgaria
Todor Georgiev, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov", Bulgaria
Tsvetoslava Zareva-Peeva, Assoc. Prof. Ph.D., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov"
Valentin Nikolov, Prof. Ph.D. Eng., ВТУ „Т. Каблешков"
Valentina Varbanova, Assoc. Prof. Ph.D. Arch., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov", Bulgaria
Vanyo Georgiev, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov", Bulgaria
Ventseslav Al. Stoyanov, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov", Bulgaria
Ventsislav K. Stoyanov, Assoc. Prof. Ph.D. Eng., USEA (VSU) „Lyuben Karavelov", Bulgaria
Veronika Shendova, Prof. Ph.D. Eng., Institute of Earthquake Engineering & Engineering Seismology, Skopje, North Macedonia
Vladimir Savyovsky, Prof. D.Sc. Eng., Kyiv National University of Building and Architecture, Kyiv, Ukraine
Vlastimir Radonjanin, Prof. Ph.D. Eng., University of Novi Sad, Serbia
Yanko Alexandrov, Prof. Ph.D. Arch., 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
Илиана Стойнова, доц. д-р инж.

Зам.-председател
Ваньо Георгиев, доц. д-р

Членове
Дончо Партов, проф. д-р инж.
Венцеслав Стоянов, доц. д-р инж.
Христина Заякова, доц. д-р инж.
Юлия Илиева, доц. д-р арх.
Станислав Цветков, доц. д-р инж.
Иванка Маринова, гл. ас. д-р арх.
Антоанета Димитрова, ст. преп. Английски език
Десислава Цанкова, студент

ORGANIZING COMMITTEE

Chair
Iliana Soynova, Assoc. Prof. Ph.D. Eng.

Vice-chair
Vanyo Georgiev, Assoc. Prof. Ph.D.

Members
Doncho Partov, Prof. Ph.D. Eng.
Ventseslav Stoyanov, Assoc. Prof. Ph.D. Eng.
Hristina Zayakova, Assoc. Prof. Ph.D. Eng.
Yulia Ilieva, Assoc. Prof. Ph.D. Arch.
Stanislav Tsvetkov, Assoc. Prof. Ph.D. Eng.
Ivanka Marinova, Ch. Assistant Prof. Ph.D. Arch.
Antoaneta Dimitrova, Senior Lecturer - English
Desislava Tsankova, student

СЪДЪРЖАНИЕ/
TABLE OF CONTENTS

IV.	**СТРОИТЕЛНА МЕХАНИКА STRUCTURAL MECHANICS**	**19**
4-1	**POUNDING EFFECTS ON THE SEISMIC RESPONSE OF ADJACENT RC STRUCTURES: A STOCHASTIC NUMERICAL APPROACH FOR UNCERTAIN INPUT PARAMETERS** A.Liolios, K. Liolios, F. Konstandakopoulou,D. Partov, B. Folic	21
4-2	**SANATION OF THE CABLE GRID OF THE HANGING ROOF OF THE SWIMMING POOL IN LESKOVAC** Dragan Kostic, Vuk Milosevic, Natalija Kostic	29
4-3	**FINITE ELEMENT ANALYSIS OF A CIRCULAR UNBONDED FIBER REINFORCED ELASTOMERIC ISOLATOR (UFREI) MADE OF HIGH DAMPING RUBBER** Gaetano Pianese, Gabriele Milani, Antonio Formisano	37
4-4	**CONTEMPORARY APPROACHES TO MODELLING THE SEISMIC BEHAVIOUR OF BURIED ARCH BRIDGE** K. Kazakov, A. Liolios, L. Mihova, D. Partov	45
4-5	**NUMERICAL CALCULATION OF THE STRESS CONCENTRATION FACTORS FOR PLATES WITH GEOMETRIC IRREGULARITIES** Milko Miloshev	57
4-6	**COMPARISON OF THE CONVERGENCE OF RESULTS ON THE EXAMPLE OF A THIN PLATE** Vesna Raspudic, Vlaho Akmadzic, Matej Lozancic	67
4-7	**SELECTED EXAMPLES OF THE PATCH TESTS** Vesna Raspudic, Vlaho Akmadzic, Matej Lozancic	77
4-8	**КУПОЛНИ ПРЪТОВИ КОНСТРУКЦИИ - ДИНАМИЧНО ИЗСЛЕДВАНЕ ЧРЕЗ ТРИ МЕТОДА НА КОМБИНИРАНЕ ПО КООРДИНАТНИ НАПРАВЛЕНИЯ НА ЕФЕКТИТЕ ОТ СЕИЗМИЧНОТО ВЪЗДЕЙСТВИЕ** Анита Хандрулева	85

4-9	**ОПРЕДЕЛЯНЕ НА НАПРЕГНАТОТО СЪСТОЯНИЕ НА СТОМАНОБЕТОННА КОНСТРУКТИВНА ВРЪЗКА КОЛОНА – ПЛОЧА С ПРОГРАМЕН ПРОДУКТ ANSYS.** Илиана Стойнова	95
4-10	**СИСТЕМА ЛИНЕЙНИ АЛГЕБРИЧНИ УРАВНЕНИЯ СЪС СИМЕТРИЧНА МАТРИЦА (МЕТОД НА КВАДРАТНИЯ КОРЕН ([L][L^T] – ДЕКОМПОЗИЦИЯ))** Лилия Б. Петрова	105
4-11	**ВЪРХУ УСТОЙЧИВОСТТА НА ПРОСТРАНСТВЕНА ПРЪТОВА СИСТЕМА (НАЧИН НА ИЗСЛЕДВАНЕ)** Лилия Б. Петрова	113
4-12	**МОДЕЛИРАНЕ НА ВЕРТИКАЛНА ДИАФРАГМА С ОТВОРИ** Любен Любенов	123
4-13	**ПРИЛОЖЕНИЕ НА РЕДА НА ТЕЙЛЪР ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ЕЛАСТИЧНАТА ЛИНИЯ НА ПРАВА ГРЕДА** Светлана Лилкова-Маркова, Димитър Лолов	131
4-14	**ДИНАМИЧНА УСТОЙЧИВОСТ НА ПРАВИ ТРЪБИ С ПРОТИЧАЩ ФЛУИД** Светлана Лилкова-Маркова, Димитър Лолов	135
V.	**СТРОИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ/ BUILDING CONSTRUCTIONS**	145
5-1	**VERTICAL STIFFNESS OF PILES AND REDISTRIBUTION DUE TO INTERACTION FOR LINEAR CHANGE OF SOIL MODULUS BY DEPTH** B. Folic, R. Folic, M. Cokic	147
5-2	**ORTHOTROPIC DECK REHABILITATION OF EXISTING OLD BRIDGES AROUND THE WORLD AND APPLICATION OF THIS EXPERIENCE IN BULGARIAN DESIGN PRACTICE (THEORETICAL APPROACH-PART I)** Doncho Partov, Hartmut Pasternak, Alfred Mangus, Yvona Koleková, Lazar Georgiev	157
5-3	**ORTHOTROPIC DECK REHABILITATION OF EXISTING OLD BRIDGES AROUND THE WORLD AND APPLICATION OF THIS EXPERIENCE IN BULGARIAN DESIGN PRACTICE (PRACTICAL EXPERIENCE-PART II)** Doncho Partov, Hartmut Pasternak, Alfred Mangus, Yvona Koleková, Lazar Georgiev	163

5-4	**FAILURES AND REHABILITATION OF STEEL SHELLS** Hartmut Pasternak	169
5-5	**ANALYSIS OF MOST PRECISELY CONTEMPORARY MODEL FOR CREEP OF CONCRETE (BAŽANT&BAVEJA2000) AND ITS APPLICATION IN THE INVESTIGATION OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE BEAMS (THEORETICAL APPROACH-CASE STUDY-ACCORDING EC2-PART I)** Konstantin Kazakov, Chavdar Stoynov, Doncho Partov, Angelos Liolios	179
5-6	**ANALYSIS OF MOST PRECISELY CONTEMPORARY MODEL FOR CREEP OF CONCRETE (BAŽANT&BAVEJA2000) AND ITS APPLICATION IN THE INVESTIGATION OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE BEAMS (THEORETICAL APPROACH-CASE STUDY-ACCORDING BB3-PART II)** Konstantin Kazakov, Chavdar Stoynov, Doncho Partov, Angelos Liolios	187
5-7	**HERITAGE TIMBER STRUCTURES – THE METHOD FOR IN-SITU STRENGTH-GRADING** Natasa Zivaljevic-Luxor, Gunter Linke, Hartmut Pasternak, Wolfgang Rug	195
5-8	**ABOUT THE DETERIORATIONS, DAMAGE AND FAILURE PATTERNS OCCURRED IN SOME HISTORICAL STONE ARCH BRIDGES IN BULGARIA (GENERAL APPROACH-PART I)** Petar Grekov, Anton Gorolomov, Doncho Partov	209
5-9	**ABOUT THE DETERIORATIONS, DAMAGE AND FAILURE PATTERNS OCCURRED IN SOME HISTORICAL STONE ARCH BRIDGES IN BULGARIA (CASE STUDY-PART II)** Petar Grekov, Anton Gorolomov, Doncho Partov	217
5-10	**LOW FLOOD PROTECTIVE BARRIERS ALONG A NORTH-SEA COASTLINE** Philippe Van Bogaert	225
5-11	**EXPLAINING VARIOUS TYPES OF FLANGE CRIPPLING OF STEEL BOX SECTION CONTINUOUS FOOTBRIDGE DURING ERECTION** Philippe Van Bogaert	235
5-12	**STAMBOLOV'S BRIDGE IN VELIKO TARNOVO: 130 YEARS OF SPANNING YANTRA RIVER** Radosveta Kirova-Delcheva, Lazar Geogiev, Doncho Partov, Lyuben Lyubenov, Radoslav Nikolov	245

5-13	**SET UP FOR NUMERICAL INVESTIGATION OF DEFLECTIONS OF TENSILE MEMBRANE STRUCTURES UNDER CONCENTRATED AND AREA LOADS** V. Milošević, V. Bogdanović, D. Kostić, M. Vasov, J. Savić	255
5-14	**ПРЕГЛЕД И АНАЛИЗ НА ДЕТАЙЛИТЕ ЗА СВЪРЗВАНЕ МЕЖДУ ДЪРВЕН ПОДОВ ГРЕДОРЕД И СТЕНИ В ЗИДАНИ СГРАДИ ПО СВЕТА** **Петър Греков , Антон Гороломов, Дончо Партов**	265
5-15	**ЦИЛИНДРИЧНИ СТОМАНОБЕТОННИ РЕЗЕРВОАРИ ЗА ВОДА - ПРОВЕРКА ВЛИЯНИЕТО НА ВИДА ПОКРИВНА КОНСТРУКЦИЯ И ПРОФИЛ НА СТЕНАТА, ВЪРХУ СТОЙНОСТИТЕ НА УСИЛИЯТА, ПРИ СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ** Станислав Цветков, Минко Симеонов	279
5-16	**ВРЪЗКА МЕЖДУ ПРОГРАМИТЕ MS EXCEL И AUTOCAD ЗА АНАЛИЗ И КОНСТРУИРАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКТИВНИ СТЕНИ, СЪГЛАСНО ЕВРОКОД 8** Станислав Цветков, Халим Ахмед	289
5-17	**ПРОВЕРКА НА РАЗРЕЗНИТЕ УСИЛИЯ НА СТОМАНОБЕТОНЕН РЕЗЕРВОАР ЗА ВОДА, ПРИ КОНСТРУИРАНЕ НА ПОКРИВНА КОЗИРКА.** Иван Николов, Станислав Цветков	299
VI.	**СЕИЗМИЧНО ИНЖЕНЕРСТВО/ EARTHQUAKE ENGINEERING**	**309**
6-1	**ЕВОЛЮЦИЯ НА МОДЕЛИРАНЕТО НА СЕИЗМИЧНОТО НАТОВАРВАНЕ ЗА ЦЕЛИТЕ НА ДИНАМИЧНИЯ АНАЛИЗ НА СТРОИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ** Тр. Цветкова, М. Кутева-Генчева	311
VII.	**ОРГАНИЗАЦИЯ НА СТРОИТЕЛСТВОТО CONSTRUCTION ORGANIZATION**	**321**
7-1	**МЕТОДИ ЗА УПРАВЛЕНИЕ НА ДОСТАВКИТЕ В СТРОИТЕЛСТВОТО** Веселина Желязкова	323
7-2	**ФАКТОРИ ВЛИЯЕЩИ ВЪРХУ УПРАВЛЕНИЕТО НА ДОСТАВКИТЕ В СТРОИТЕЛСТВОТО** Веселина Желязкова	331
VIII.	**БЕЗОПАСНОСТ И СИГУРНОСТ В СТРОИТЕЛСТВОТО SAFETY AND SECURITY IN CONSTRUCTION**	**335**

8-1	**FIRE RISK ASSESSMENT OF GENERAL HOSPITAL IN REPUBLIC OF NORTH MACEDONIA** Almir Rushiti, Meri Cvetkovska	337
8-2	**FIRE RISK ASSESSMENT OF FACULTY IN REPUBLIC OF NORTH MACEDONIA** Almir Rushiti, Meri Cvetkovska	345
IX.	**УСТОЙЧИВО СТРОИТЕЛСТВО И ЕКОЛОГИЧНА СИГУРНОСТ** **SUSTAINABLE CONSTRUCTION AND ENVIRONMENTAL SECURITY**	**353**
9-1	**ИЗМЕРВАНЕ НА ПОЛЗИТЕ ОТ УСТОЙЧИВ СТРОИТЕЛЕН ПРОЕКТ** Борис Сачански	355
9-2	**УСТОЙЧИВО СТРОИТЕЛСТВО И НАЦИОНАЛНИЯ ПЛАН ЗА ВЪЗСТАНОВЯВАНЕ И УСТОЙЧИВОСТ** Ячко Иванов, Ана Янакиева	369
X.	**ДИГИТАЛИЗАЦИЯ В СТРОИТЕЛСТВОТО, АРХИТЕКТУРАТА И ОБУЧЕНИЕТО/ DIGITALIZATION IN CONSTRUCTION, ARCHITECTURE AND EDUCATION**	**379**
10-1	**BUILDING INFORMATION MODELLING (BIM) AUTOMATED CREATION OF GOTHIC ARCH WINDOWS FROM POINT CLOUDS** Robert Eadie, Steven Clifford, Ventsislav Stoyanov	381
10-2	**МЕТОДИ, ПРИЛАГАНИ ПРИ САМОСТОЯТЕЛНО ИЗУЧАВАНЕ НА СОФТУЕРНИ ПРОДУКТИ** Ваньо Георгиев	391

IV. СТРОИТЕЛНА МЕХАНИКА

IV. CONSTRUCTION MECHANICS

POUNDING EFFECTS ON THE SEISMIC RESPONSE OF ADJACENT RC STRUCTURES: A STOCHASTIC NUMERICAL APPROACH FOR UNCERTAIN INPUT PARAMETERS

A. Liolios [1], K. Liolios [2] , F. Konstandakopoulou [3] , D. Partov [4] and B. Folic [5]

Hellenic Open University, Patras, Greece,
Bulgarian Academy of Sciences, Sofia, Bulgaria,
Lyuben Karavelov University (VSU), Sofia, Bulgaria,
University of Belgrade, Belgrade, Serbia.

***Abstract**: A stochastic numerical treatment for the pounding problem concerning the seismic interaction between adjacent structures is presented when the input parameters are uncertain. This problem concerns the elastoplastic-fracturing unilateral contact between neighboring structures during earthquakes and is considered as an inequality problem of dynamic structural contact mechanics. The Monte Carlo method is used for treating the uncertainty concerning input parameters. The purpose here is to estimate numerically and to control actively the influence of the interaction effects on the seismic response of the adjacent structures. Finally, in a practical case of two seismically interacting framed reinforced concrete (RC) structures, the effectiveness of the proposed methodology is shown*

***Key words**: Seismic Pounding, Uncertain input parameters, Monte Carlo method.*

1. Introduction

Seismic interaction (pounding) among adjacent structures is often a main cause of damages in seismically active regions. This holds especially for city centers, where, due to various socioeconomic reasons, the so-called continuous building system is allowed to be applied, see e.g. [1,2]. Thus the numerical estimation and the optimal control of the interaction effects to earthquake response of such structural systems is significant for their earthquake resistant design, construction and repair.

[1] School of Science and Technology, Hellenic Open University, Patras, Greece, e-mail: aliolios@civil.duth.gr, and liolios.angelos@ac.eap.gr.
[2] Institute of Information and Communication Technologies, Bulgarian Academy of Sciences (BAS), Sofia, Bulgaria, e-mail: kostisliolios@gmail.com, and
School of Science and Technology, Hellenic Open University, Patras, Greece, e-mail: liolios.konstantinos@ac.eap.gr..
[3] School of Science and Technology, Hellenic Open University, Patras, Greece, e-mail: konstantakopoulou.foteini@ac.eap.gr.
[4] University of Structural Engineering & Architecture "Lyuben Karavelov" (VSU), Sofia, Bulgaria, e-mail: partov@vsu.bg.
[5] University of Belgrade, Fac. of Mech. Enging, Belgrade, Serbia, e-mail: boris.folic@gmail.com.

Obviously the problem is very difficult from many aspects. Mathematically, this problem of pounding of structures belongs to inequality problems of mechanics, where the governing conditions are equalities as well as inequalities. These so-called unilateral problems and their optimal control can be treated mathematically by the variational or hemivariational inequality concept, see Panagiotopoulos [3]. As regards the numerical treatment of such inequality problems in seismic mechanics, numerical approaches have already been presented, see e.g. Liolios [4-7] and [8-10].

On the other hand, for the numerical analysis of such systems of old existing reinforced concrete (RC) structures, many uncertainties for input parameters must be taking into account [11-15]. These uncertainties mainly concern the holding properties of the old materials that had been used for the building of such structures, e.g. the remaining strength of the concrete and steel, as well as the cracking effects etc. Therefore, an appropriate estimation of the input parameters and use of probabilistic methods must be performed.

In the present study, the seismic problem of old colliding RC structures is analyzed in a numerical stochastic way. Emphasis is given to the uncertainty concerning the input parameters. For this purpose, the input-parameters are considered as interval parameters with known upper and lower bounds, characterized in Civil Structural Engineering as uncertain-but-bounded parameters [13,14]. The herein numerical stochastic approach is based on Monte Carlo simulation methods, see e.g. [15-18]. Finally, an application is presented for a simple typical example of pounding concerning two adjacent industrial RC frames.

2. The probabilistic computational method of analysis

The probabilistic approach for the analysis of existing RC framed structures may be obtained through Monte Carlo simulations. As well-known [15-18], Monte Carlo simulation is simply a repeated process of generating deterministic solutions to a given problem. Each solution corresponds to a set of deterministic input values of the underlying random variables. A statistical analysis of the so obtained simulated solutions is then performed. Thus the computational methodology consists of solving first the deterministic problem for each set of the random input variables and finally realizing a statistical analysis.

2.1. Numerical Treatment of the Deterministic Problem

For the herein pounding problem formulation, a system of two adjacent structures (A) and (B) is considered for simplicity. Following the methodology presented in Liolios [4-7], the system of the two structures (A) and (B) is discretized by the finite element method. Let j_A and j_B be two associated nodes on the interface (joint) of (A) and (B), where unilateral frictional contact can take place during an earthquake. These nodes are considered (see Liolios [4-7]) as connected by two fictive unilateral constraints, normal to interface the first and tangential the second one. The corresponding force-reactions and retirement relative displacements are denoted by r_{jN}, z_{jN} and r_{jT}, z_{jT}, respectively. They satisfy in general nonconvex and nonmonotone constitutive relations of the following type (1), expressing mathematically the unilateral elastoplastic hardening/softening contact with friction:

$$(1) \qquad r_j(d_j) \in \partial R_j(d_j).$$

Here ∂ is the generalized gradient of Clarke, d the deformation and $R_j(.)$ is the superpotential function, see Panagiotopoulos [3]. Relation (1) also can simulate environmental effects, that cause a capacity degradation of the interaction interface.

By piecewise linearizing the above relations as in elastoplasticity [3-6], the following linear complementarity conditions are obtained:

(2) $w_j \geq 0$, $r_{jN} \leq 0$, $w_j . r_{jN} = 0$.

Taking into account the interaction and the second-order geometric effects (P-Delta effects), the incremental dynamic equilibrium conditions under earthquake ground excitation $\boldsymbol{u_g}(t)$ for the coupled system of the interacting buildings (A) and (B) are [7]:

(3) $\boldsymbol{M_A \Delta\ddot{u}_A + C_A \Delta\dot{u}_A + (K_A + G_A) \Delta u_A = -M_A \Delta\ddot{u}_g + B\Delta p}$,,

(4) $\boldsymbol{M_B \Delta\ddot{u}_B + C_B \Delta\dot{u}_B + (K_B + G_B) \Delta u_B = - M_B \Delta\ddot{u}_g - B\Delta p}$. ,

(5) $\boldsymbol{p = p_N + p_T}$ ..

Here $\boldsymbol{M_L, C_L, K_L}$ are the mass, damping and stiffness matrices, respectively, for structure L (L=A,B); $\boldsymbol{u}(t)$ is the sought node displacement (relative to ground) vector corresponding to given ground earthquake excitation $\boldsymbol{u_g}(t)$ and appropriate initial conditions; dots over symbols indicate time derivatives; $\boldsymbol{G_A}$ and $\boldsymbol{G_B}$ are the geometric stiffness matrices, by which P-Delta effects are taken into account; **B** is a transformation matrix The pounding stress vector **p** is decomposed to the vectors $\mathbf{p_N}$, of the normal, and $\mathbf{p_T}$ of the tangential interaction forces between frames (A) and (B), satisfying in general the nonconvex and nonmonotone constitutive relations (1).

To above conditions are adjoined the initial conditions. So the problem consists in finding the time-dependent vectors $\{\boldsymbol{u_A, u_B, p}\}$ which satisfy the rels. (1)-(5) for the given earthquake excitation $\boldsymbol{u_g}(t)$.

Further, the problem of rels. (3)-(5) is discretized in time. Because of the inequalities, this problem is nonlinear. So direct time-integration methods of Structural Dynamics (e.g. Newmark method) have to be used. It is assumed that in each time-step the unilateral constraints remain either active or inactive by adjusting suitably the time-step. The procedure of Liolios [4-6] is applied and finally a nonconvex linear complementarity problem (NLCP) of the following form is eventually solved at each time step:

(6) $\mathbf{v \geq 0}$, $\mathbf{A v + a \leq 0}$, $\mathbf{v^T . (A v + a) = 0}$.

Next, we introduce [4-5] the influence coefficients c defined by

(7) $$c = \frac{Q^c - Q^u}{Q^u}$$

where Q is the absolutely maximum value which takes a response quantity during the seismic excitation. Upper index (c) is for the coupled system (i.e. with interaction) and index (u) for the uncoupled one (i.e. without interaction). By the influence coefficients $\underline{c}$ vector comparison is made between the uncoupled and the coupled cases. Thus, these coefficients show whether a structural element is overstressed or understressed due to interaction, and whether an optimal control is desirable to be activated. For the last case, the interface material behavior is considered as a control for the interaction response of the system.

As mentioned, each solution of the above deterministic problem corresponds to a set of deterministic input values of the underlying random variables. The time-history responses $\{\underline{\boldsymbol{u}}_A, \underline{\boldsymbol{u}}_B\}$, satisfying (3)-(5) for the system of the adjacent structures (A) and (B), can be also numerically evaluated by means of the structural analysis software Ruaumoko [19].

Ruaumoko provides results which are related to the following critical parameters: local or global structural damage, maximum displacements, interstorey drift ratios, development of plastic hinges and response using the incremental dynamic analysis (IDA) method, see [7,8].

2.2. Numerical Treatment of the Probabilistic Problem

In order to calculate the random characteristics of the response of the considered RC buildings, the Monte Carlo simulation is used [15-18]. As mentioned, the·main element of a Monte Carlo simulation procedure is the generation of random numbers from a specified distribution. Systematic and efficient methods for generating such random numbers from several common probability distributions are available. The random variable simulation is implemented herein by using the technique of Latin Hypercube Sampling (LHS) [11].

In more details, a set of values of the basic design input variables can be generated according to their corresponding probability distributions by using statistical sampling techniques. As concerns the uncertain-but-bounded input parameters for the stochastic analysis, these are estimated here by using available upper and lower bounds, denoted as U_B and L_B respectively. So, the mean values are estimated as $(U_B + L_B)/2$.

Such design variables for the herein considered RC buildings are the uncertain quantities describing the backbone diagrammes of non-linear constitutive laws, e.g. plastic-hinges behavior, and the spatial variation of input old materials parameters. Concerning the plastic hinges in the end sections of the frame structural elements, a typical normalized moment- normalized rotation backbone is shown in Figure 1, see [11]. This backbone hardens after a yield moment M_y, having a non-negative slope of a_h up to a corner normalized rotation (or rotational ductility) μ_c where the negative stiffness segment starts. The drop, at a slope of a_c, is arrested by the residual plateau appearing at normalized height r that abruptly ends at the ultimate rotational ductility μ_u. The normalized rotation is the rotational ductility $\mu=\theta/\theta^{yield}$.

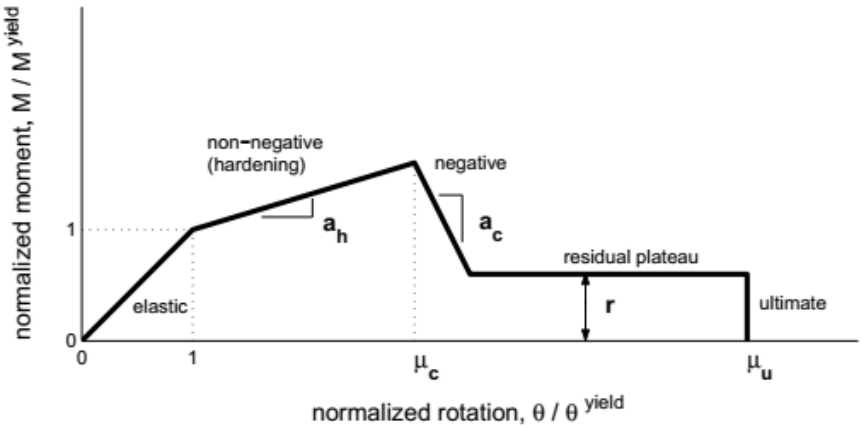


Figure 1. Representative moment-rotation backbone diagramme for plastic hinges [11].

The above six backbone parameters in Fig. 1, namely a_h, a_c, μ_c, r, μ_u and a_{My},= M/M_y are assumed to vary independently from each other according to a truncated Normal distribution,. Typical distribution properties for these uncertain parameters concerning plastic hinges according to [11] are given in Table 1. The table values concern the mean value, the coefficent of variation (COV) and the upper and lower bounds of the truncated Normal distribution.

Table 1. The uncertain-but-bounded parameters for a typical plastic hinge

	Mean	COV	L_B (min)	U_B (max)	Distr. type
a_{My},	1.0	20%	0.80	1.20	Normal-tr.
a_h	0.1	40%	0.06	0.14	Normal-tr.
μ_c	3.0	40%	1.80	4.20	Normal-tr.
a_c	-0.5	40%	-0.70	-0.30	Normal-tr.
r	0.5	40%	0.30	0.70	Normal-tr.
μ_u	6.0	40%	3.60	8.40	Normal-tr.

3. Numerical example

The system shown in Fig. 2a is investigated. It consists of the two frames (A) and (B) in full contact (no gap), having three and eight stories, respectively. The frames have dimensions $L_A = 7\ m$, $L_B = 10\ m$, $h = 3.5\ m$, horizontal rigid beams with total vertical loads $a_i\ m_0\ g$, where $m_0\ g = 98.1\ kN$, ($g = 9.81\ m/sec^2$), and a_i are coefficients shown in Fig. 2a. Unilateral frictionless contact (pounding) can take place at the join-points i_A , i_B , where i = 1, 2, 3.

The corresponding to rel.(1) constitutive diagramme of unilateral contact is considered to be as shown in Fig. 2b, where the branches AB and BCF are parabolas of 2nd and 3rd degree, respectively. The descending (softening) branch BCF reflects environmental effects, causing degradation to the interface capacity. The remaining value is assumed to be 20% of the peak value $p_{p.}$, i.e. $p_r = 0.20 * p_{p.}$ The above simulation of the unilateral contact behaviour is certainly a complicated task and can be estimated on the basis of experimental in situ results.

The system is subjected to a horizontal earthquake ground displacement (see Fig. 2c):

(8) $$x_g(t) = x_0\, e^{-2t} \sin(4\pi t),$$

where $x_0 = 10mm$.

As concerns the uncertain-but-bounded input parameters for the stochastic analysis, these are estimated here by using available upper and lower bounds, denoted as U_B and L_B respectively

The concrete class of the two frames is estimated to be C20/25 and the steel class is S220. According to JCSS (Joint Committee Structural Safety), see [12], concrete strength and elasticity modulus follow a Normal distribution and the steel strength follows the Lognormal distribution. So the statistical characteristics of the input random variables concerning the building materials are estimated to be as shown in Table 2. By COV is denoted the coefficient of variation.

The application of the proposed numerical procedure by using 250 Monte Carlo samples gives the following representative results shown in Table 3 and concerning the influence coefficients for the floor-shear-forces. The mean-values of these coefficients and the corresponding coefficient of variation COV are reported.

Concerning the mean-values, as is shown in the Table 3, the uncoupled stress–state Q^u of the three-story frame (A) is reduced about 16%-26% due to interaction. On the contrary, the uncoupled stress–state Q^u of the eight-story frame (B) is increased about 12%-120% due to interaction.

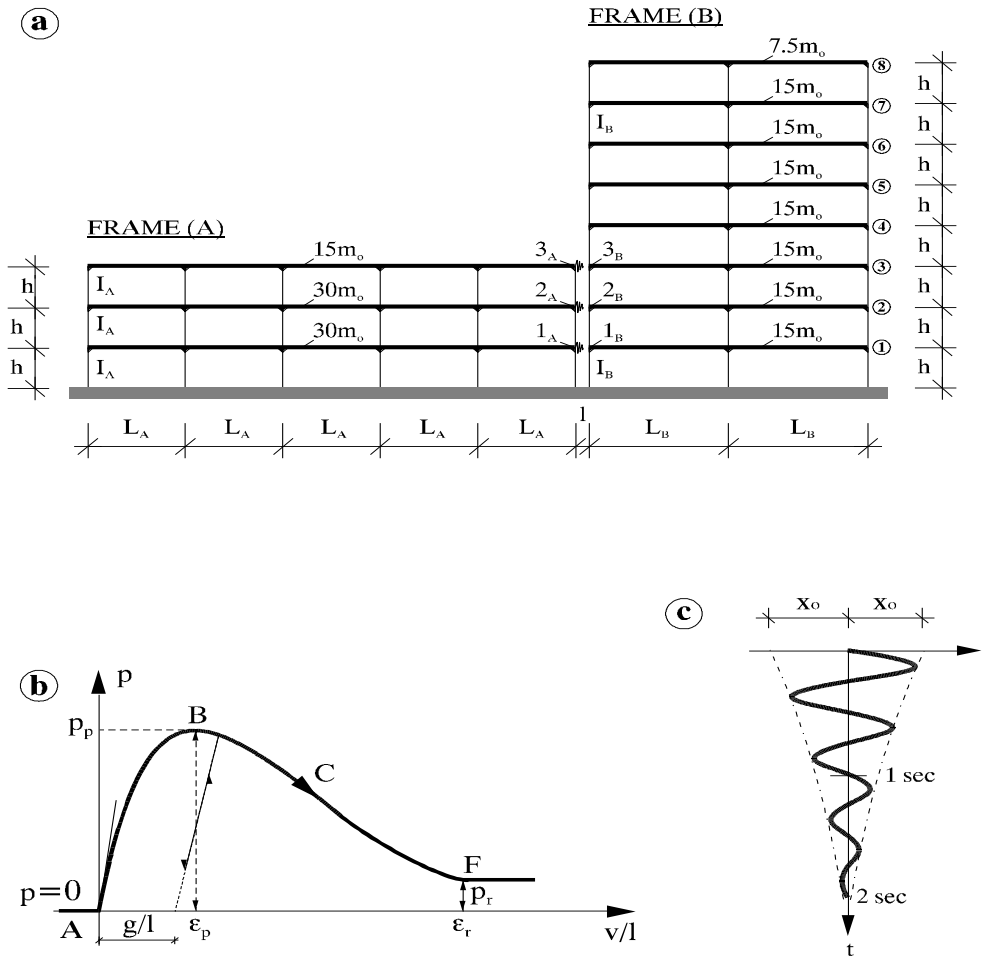


Figure 2. Numerical example.

Table 2. Statistical data for the building materials treated as random variables

	Disribution	mean	COV
Compressive strength of concrete	Normal	20.0 MPa	15%
Yield strength of steel	Lognormal	191.3 MPa	10%
Elasticity modulus, concrete	Normal	29.0 GPA	8%
Elasticity modulus, steel	Normal	200 GPA	4%

Table 3. Influence coefficient c_i in (%) for the i-th floor shear force: Mean-values and coefficient of variation COV in (%).

FRAME	Floor		
	1	2	3
(A): c_i	-24.78	-17.22	-26.38
COV	18.81	14.42	17.82
(B): c_i	+68.43	+12.71	+26.73
(COV	12.58	17.28	18.17

FRAME	Floor				
	4	5	6	7	8
(B): c_i	+119.88	+47.84	+46.96	+42.28	+45.84
COV	21.84	23.22	28.21	24.81	27.18

The most remarkable increase (+119.88 %) is for the 4-th floor of frame (B), as was expected. So, if we design the 4-th floor of (B) without taking into account the seismic interaction effects, then the columns of this floor are overstressed about 120% more the designed capacity. This interaction effect must be taken into account for the safe seismic upgrading concerning the tall frame (B).

4. Concluding remarks

The presented computational approach can be used effectively for the probabilistic numerical investigation concerning the seismic interaction (pounding) among adjacent RC framed-structures. The case of uncertain-but-bounded input-parameters, considered as interval parameters with known upper and lower bounds, is treated effectively. Finally, by parametric investigation of the characteristics concerning the unilateral contact constitutive law, an improvement of the seismic response for the interacting adjacent structures can be obtained.

REFERENCES

[1] Bertero, V.V. (1987). *"Observations on structural pounding". Proc. Intern. Conf. "The Mexico Earthquakes"*, ASCE, New York, 264-278.

[2] Anagnostopoulos S., Spiliopoulos K. (1992). *"An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings",* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, pp. 289-302.

[3] Panagiotopoulos, P.D., (1993). *"Hemivariational Inequalities. Applications in Mechanics and Engineering".* Springer-Verlag, Berlin, New York.

[4] Liolios, A. (1984). *"A finite-element central-difference approach to the dynamic problem of nonconvex unilateral contact between structures"*. In: B. Sendov, R. Lazarov and P. Vasilevski (eds.), *Numerical Methods and Applications*, pp. 394-401, Bulgarian Acad. Sciences, Sofia.

[5] Liolios AA.(1990). "*A numerical approach to seismic interaction between adjacent buildings under hardening and softening unilateral contact"*. Proceedings of the 9th European Conference on Earthquake Engineering (9ECEE), Moscow,1990; vol. 7A, pp.20–25.

[6] Liolios A., (2000). *"A linear complementarity approach for the non-convex seismic frictional interaction between adjacent structures under instabilizing effects"*, Journal of Global Optimization, Vol. 17, pp. 259-266.

[7] Liolios, A., Karabinis, A., Liolios, A., Radev, S., Georgiev, K., & Georgiev, I. (2015). A computational approach for the seismic damage response under multiple earthquakes excitations of adjacent RC structures strengthened by ties. *Computers & Mathematics with Applications*, *70*(11), 2742-2751.

[8] Efraimiadou, S., Hatzigeorgiou, G. D., Beskos, D. E. (2013). *"Structural pounding between adjacent buildings subjected to strong ground motions. Part I: The effect of different structures arrangement"*. Earthquake Engng. Struct. Dyn., vol.42, pp. 1509–1528.

[9] Jankowski R. (2012). *"Non-linear FEM analysis of pounding-involved response of buildings under non-uniform earthquake excitation*". Eng. Struct. 37:99–105.

[10] Karayannis C.G., Favvata M.J. (2005). *"Earthquake-induced interaction between adjacent reinforced concrete structures with non-equal heights"*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34(1):1–20.

[11] Vamvatsikos, D., & Fragiadakis, M. (2010). Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 39(2), pp. 141-163.

[12] JCSS, (2001). Joint Committee on Structural Safety. Probabilistic Model Code-Part 1: Basis of Design (12th draft)., March 2001. Available from: http://www.jcss.ethz.ch/.

[13] Muscolino G. and A. Sofi, (2011). Stochastic analysis of structures with uncertain-but-bounded parameters. In: G. Deodatis, P.D. Spanos (Eds.), Computational Stochastic Mechanics, Research Publishing, Singapore, 2011, pp. 415–427.

[14] Impollonia, N. and Muscolino, G. (2011). Interval analysis of structures with uncertain-but-bounded axial stiffness. Comput. Methods Appl. Mech. Engrg., vol. 200, pp. 1945–1962.

[15] Králik, J. (2013). Deterministic and Probabilistic Analysis of Steel Frame Bracing System Efficiency, Applied Mechanics and Materials, Vol. 390, pp 172-177.

[16] Dimov, I. T. (2008). Monte Carlo methods for applied scientists. World Scientific.

[17] Ang, A. H., & Tang, W. H. (1984). Probability concepts in engineering planning and design, vol. 2: Decision, risk, and reliability. New York: Wiley.

[18] Kottegoda, N., & Rosso, R. (2000). Statistics, probability and reliability for civil and environmental engineers. McGraw-Hill, London.

[19] Carr A. (2008). "RUAUMOKO - inelastic dynamic analysis program". Christchurch, New Zealand, Department of Civil Engineering, University of Canterbury.

SANATION OF THE CABLE GRID OF THE HANGING ROOF ON THE SWIMMING POOL IN LESKOVAC

Dragan Kostic[1], Vuk Milosevic[2], Natalija Kostic[3]

Faculty of Civil Engineering and Architecture on University in Niš, Serbia

***Abstract**: A macroscopic inspection of the structure noticed the instability of the double layerd catenary-cable truses of the hanging roof on the Swimming Pool in Leskovac.*
The examination and measurements of the forces in the lower-prestressing cable, determined that the tensile force does not exist which is the reason for the instability.
After a detailed inspection of all cable truses, checking the geometry of the catenary, static and dynamic analyses, quality control of the installed materials, it was concluded that the main reason for the instability is the poor quality of the spindle for prestressing the lower tensioning cable. These spindles were replaced with suitable high-value ones and the cable trusses were pre-stressed to the level of forces determined by theoretical analyses.
The paper presents a device for measuring forces in cables and a device for checking the of safety degree of high-value long thread-spindles. The method of checking critical elements and rehabilitating cable grids by introducing prestressing forces by tensioning - shortening via threads is also described in particular.

***Key words**: Sanation of cable truses, Long screws - spindle, Method for checking long screws*

1. Introduction

Sports and recreation center "Zdravlje" in Leskovac consists of two halls that are constructively independent, but functionally connected. The small sports hall was built in 1987, while the swimming pools were partialy constructed in 1993. and completed in 1998.

Each of the halls is 60 m wide. The roof structure is made of a double catenary system connected with diagonal rods in the vertical plane (cable pre-stressed grid) on a raster of 5 m. The design and elements of the hanging structure (ropes with fixed anchors filled with molten zinc) were made and delivered by the corporation "TensoTeci" from Milan [1] together with the certificates of the Laboratory of the Milan Polytechnic [2].

The support structure of the suspended roof for the hall with swimming pools was completed in 1992, but the work on the assembly of the cable trusses was interrupted due to the sanctions of the FRY. The investor engaged another contractor from Serbia to complete the connecting elements and spindles for tensioning the presstresing cable, which the Italians

[1] PhD Prof.Eng. Faculty of Civil Engineering and Architecture on University in Niš, A.Medvedeva Str. 14 Niš, Serbia, dragan.s.kostic@gmail.com
[2] PhD Assistant Prof.MAEng. Faculty of Civil Engineering and Architecture on University in Niš, vukamer@yahoo.com
[3] BArch, MSc student on Faculty of Civil Engineering and Architecture on University in Niš, natalija_kostic@yahoo.com

did not deliver to perform its assembly. The assembly of the rcable trussess was carried out in 1993 using the elements from Italy and the elements that were made in Serbia. In the same year, partial assembly of the roof cover was carried out.

Insufficient prestressing forces of the roof cables caused the instability of the cable grids, so the investor newly engage the Institute of Civil Engineering and Architecture from Niš to do the Expertise, the Institute for Materials and Constructions from Belgrade for super control and "Mikroprocesor" private structural company to replace inappropriate elements and finish the work on the prestressing of the cable trusses and thereby complete the roof construction system.

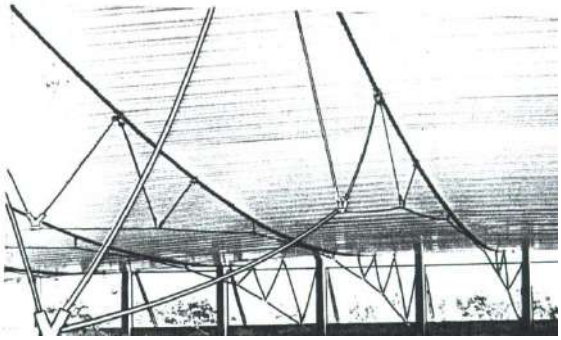


Fig.1 *Appearance of intermediate cable trusses before the replacement of inappropriate elements*

2. Analysis of the current situation

Based on the review of the available documentation and the subsequent numerical analysis, on the basis of the construction review and on-site measurements, it was determined that the cable trusses system is not tensioned-unstable. The infill rods (diagonals) and the entire lower cabl did not have tension force, so the entire structure oscillated under the influence of small external loads of very low intensity. This type of structure must have tension in all the rods, even due to the action of the highest gravity load, it was obvious that the roof was not stable, which was due to the absence of tension force in the cable of the lower cable.

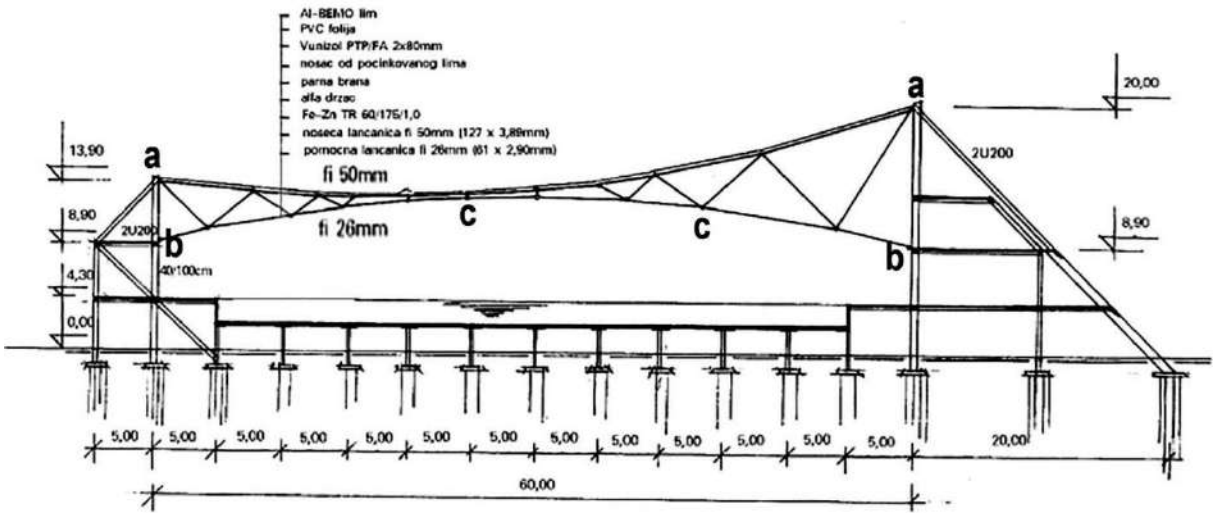


Fig.2 *Section through the hall with the swimming pools*

In addition, a detailed inspection of the roof catenary and its vital elements in the hall was carried out, and on that occasion it was established:

- The steel ropes are in excellent condition, the factory protection of the wires with zinc is not damaged, and the subsequent protection with primer paint has dried and fallen off the cables due to poor adhesion to the cable wires,
- Anchors, i.e. fixed ends of the ropes, showed no signs of damage,
- Screws with nuts M80 for fine adjustment of the length of the supporting cables (Φ50mm) did not corrode due to surface protection with zinc, which was applied by an electrochemical process (Fig.3a),
- The long screws declared as M30 for tightening the lower (pre-tensioning, stabilizing) cables (Φ26mm) were damaged by corrosion, since they were not protected from the atmospheric influence. (Fig.3b). In addition, it was determined by measurement that these screws were made as M27 and that they were made of materials of unknown origin. After the test tensioning of one lower cable, the threads loosened, and it was necessary to replace them with the elements in accordance with the "Sports Center Construction Project".
- The screws of the nodal elements, which connect the filling rods with the upper and lower cables, were of lower quality (class 5.6 instead of 8.8). The thread along the entire body of the screw caused in some places an elliptical expansion of the openings on the nodal elements (Fig.3c). All the screws have been replaced, so that both the geometry and the type of material correspond to the project.
- No damage was observed on the reinforced concrete support structure, so it was concluded that it is capable of receiving impacts from cable trusses,
- Steel tensioners made of hot-rolled profiles 2U200 were properly anchored and protected with paint of appropriate quality, so there was no doubt about their correctness.

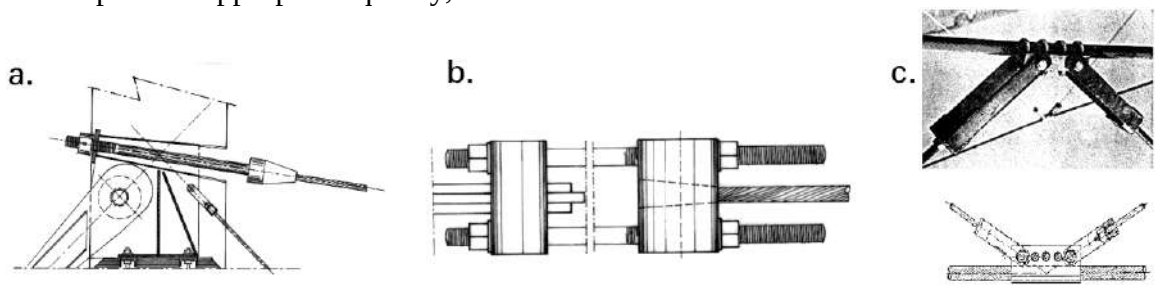


Fig.3 *Sketches of nodal elements*

3. Method of testing the structure

This kind of structural system of a suspended roof, in the form of a cable grid between immovable supports, must be pre-tensioned with sufficiently large tension forces to make the structure stable under the influence of asymmetric loads and to reduce dynamic effects to the smallest possible extent.

The prestressing force is achieved by tensioning the lower cable and anchoring them via a special anchor. The wires of the upper and lower catenary are patented, and the calculated breaking stress of the rope is 1570MPa. The formation of the rope was done by machine. The cable grid, being the main roof girder, consists of two ropes, a supporting one of φ50mm and an auxiliaryone of φ26mm.They are interconnected by diagonals and verticals. There are fixed anchors at the ends of the cables, through which the connection to the concrete part of the structure is made. They are supplied with adjustment nuts (upper cable) and long high value class 10.9 bolts to apply preload forces (lower cable). The tensioning of the lower ropes is done on both sides, by evenly screwing the nuts on the long high-value M30 screws of class 10.9 with rolled threads, surface is protected with zinc which was applied by an

electrochemical process. The tensioning of the ropes was started after the coordinates of the nodes in the zero position of the structure were measured by geodetic means.

Construction parameters that were checked on site for all cable grids KR-1 to KR-8 are: elongation of the lower stabilizing cable, forces in the end rods of the stabilizing cable measured with a special mechanical instrument, vertical displacement of the middle point of the cable grid in relation to the "zero position" ".

After comparing the measured forces in the end rods of the stabilizing cable of all two-band cable trusses (KR-1 to KR-8) and the measured values of the corresponding vertical displacements of their central nodes with the corresponding theoretically obtained values, a match was established that ranged from 95% to 100% (Fig.4, Fig.5).

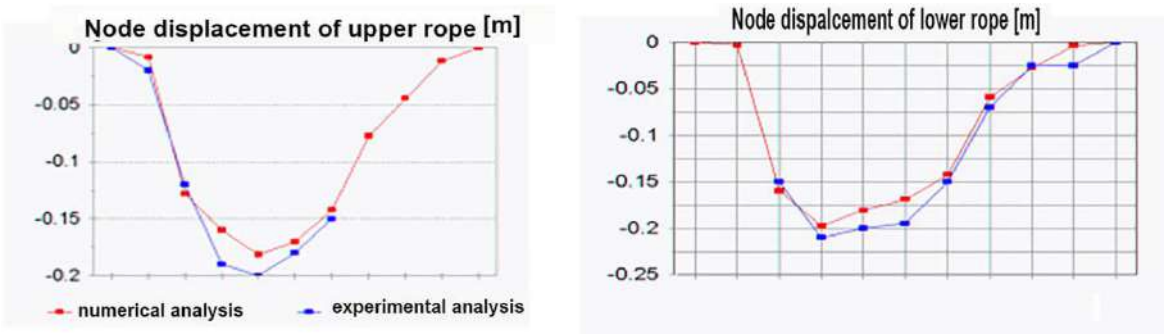


Fig.4 *Comparative displacement diagrams of numerical and experimental analysis*

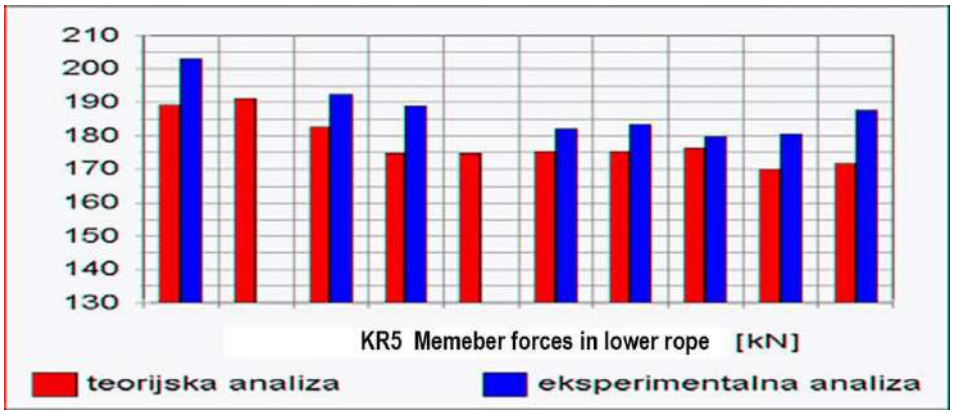


Fig.5 *Comparative tension forces diagrams of numerical and experimental analysis*

Special attention was paid to the central cable grid, labeled KR-5. Of all eight cable grids, it has the smallest arrow, but the highest prestressing force in the stabilizing cable. For this reason, measurements of the forces in the stabilizing cable, recording of the geometry of the cable grid support itself, as well as the inherent vibrations of the support were carried out.

The construction parameters that were measured on the KR-5 cable grid are:

- Shortening by tightening the lower, stabilizing cable, i.e. the relative position of the nut on the long high value bolt in relation to the anchor cylinder. The shortening was measured with a graduated steel scale
- Forces in the rods of the stabilizing cable measured with a special mechanical instrument for rope thickness up to Φ26mm
- Vertical displacement of the points of the cable grid in relation to the "zero position". Movements are registered by geodetic procedure,
- Dynamic testing of the cable grid KR-5 with inertial dynamic instruments in order to obtain the frequency of free oscillations of the support.

4. Instrument for static testing

The determination of forces in cable structures is possible with the help of mechanical instruments. Such instruments exist for different rope thicknesses and measurement ranges. The advantage of mechanical instruments is simple handling and the direct reading of measured values.

The working principle of mechanical instruments is based on the balance of a spring of known stiffness. By the action of a concentrated force in the middle of the base of the instrument, the cable is twisted. The bending of the cable during measurement is always a constant value, a=const. The elastic force from the cable at the bend in the middle of the base via the spring and lever system, creates the deflection of the instrument pointer. The force in the cable is obtained by reading from the diagram or from the table for the specially calibrated type and cross-section of the cable. Thus, the obtained results of forces measurement in cables are with the accuracy of ±1%.

The measurement taken on the prototype structure of the cable grid of the building with the swimming pools was carried out with the device "Seilspanungsmesser" manufactured by "Amsler" from Germany (Fig.6a). The construction diagram of the instrument is shown in Fig. 6b. The instrument consists of a body (1), an elastic metal lever or spring of known stiffness (2), a system of levers (3) and a mechanism for acting on the rope in the middle of the instrument base (4).

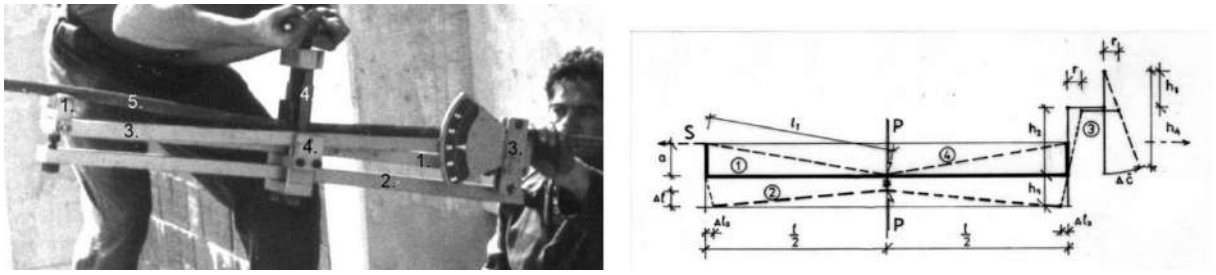


Fig.6 *Instrument "Amsler" for tension measuring in situ*

The balance of the elastic force in the cable, whose reaction is the force P in the cable bending mechanism and the elastic force of the spring opposing the force P, gives an expression for the force S in the rope as a function of the stiffness of the spring (K), the magnification of the strain gauge for the corresponding section of the rope and the modulus of elasticity and readings on the scale of the instrument (Eq.1).

$$S = \frac{K}{2a}\sqrt{\frac{\Delta\check{c}}{U_t}\cdot\left[\frac{\Delta\check{c}}{U_t} - l\right]} \qquad (1)$$

Table 1. Technical characteristics of the "Amsler" instrument for measuring forces in cables

Tip – Model	Amsler
Diameter of the cable	½" – 1"
Measuring range	50 kN – 275 kN
Dimensions of the instrument	150 x 30+20 x 12 cm
Instrument weight	22kg
Accuracy of the measurment	±1%

5. Cable trusses sanation: Critical elements replacement and their check

The analysis of the problem and the test tensioning of one roof cable truss showed that it was not possible to perform pre-tensioning in the current state due to the shortcomings mentioned above. For these reasons, new high-value screws and nuts M30 quality 10.9 with rolled threads, surface protected by electrochemical process, were purchased.

Bearing in mind that the manufacturer confirmed only the quality of the material, it was necessary to check the safety coefficient of the screws in relation to the maximum tightening force before the installation. The check itself was performed for all delivered screws and nuts. The verification method consisted of tensioning the screws with a force that is at least twice the expected force in the end rods of the lower rope for the prestressing phase (200kN). In the phase of prestressing, the lower cable (Φ26mm) was exposed to the greatest forces, so that phase of loading is relevant for impacts in high-value screws. Each newly installed screw was checked for a force of 200kN, and in accordance with the stability and safty criteria.

The apparatus for checking the screws consisted of a steel tube with buffers (1) and a specially designed hydraulic press with a ring piston (2), nominal force 250kN with a calibrated manometer (Fig. 7, Fig.8) [7 and 8]. The hydraulic press was connected to the hand pump (3) via a reinforced rubber hose. Each screw (4) was subjected to a force of 200kN in six cycles of loading and unloading. Let's just mention that the maximum force that one screw on the structure takes in the prestressing phase was 90kN.

Checking the critical elements proved to be justified, because during their tightening, four of the thirty-two screws broke, so they were subsequently delivered , tested and mounted with calculated pre-stressing force.

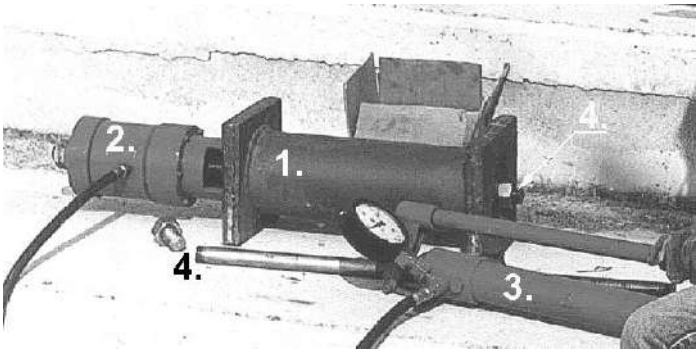


Fig.7 *Device for checking critical elements*

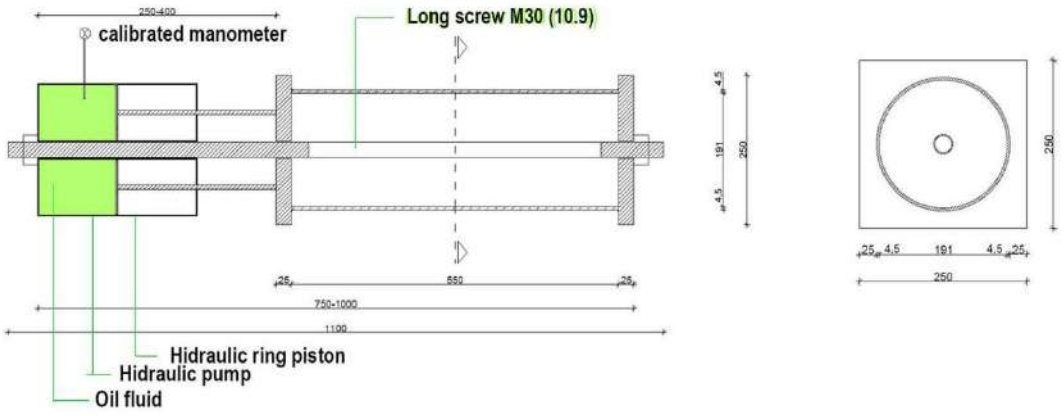


Fig.8 *Schema of the device for checking critical elements*

Conclusion

The construction operatives in Yugoslavia encountered for the first time a hanging structure of the cable grid type in the case of the swimming pool facility in Leskovac. The experience gained while working on this object has shown that they are capable of solving such complex problems of geometrically non-linear structures. Theoretical analyses, experimental procedures, the control of critical elements and their careful implementation were basic prerequisites to bring the two-belt sprocket system of the roof structure of SRC Zdravlje in Leskovac to a state where it can safely receive the roof covering and the load in operational conditions.

Acknowledgement

The acknowledgement, if any, is placed at the end of the paper text, without numbering. This is the correct place for sponsor and financial support acknowledgments.

REFERENCES

[1] M.Majowiecki: The project for the construction of a sports center in Leskovac - calculation of trusses, Casalecchio di Reno Bologna Italia, 1981.
[2] Politehnika u Milanu-Material Testing Laboratory: Material Testing Certificates, 1983
[3] D.Kostić: Contribution to the solution of the problem of stress-deformation states of suspended structures in building construction, master's thesis, GF Niš, 1994.
[4] D.Kostić: Contribution To The Solution Of The Stability Problem Of The Double Layered Catenary Systems, Doctoral disertation, GAF 2007
[5] P.Krishna: Cable Suspended Roofs, Mc Grow-Hill Book Co. 1978.
[6] J.W.Leonard: Tension Structures, Mc Grow-Hill Book Co. 1988.
[7] Lj.Vlajić: Behavior of joints with high-value screws under operational and limit loads, doctoral dissertation, Niš 1993.
[8] M.Ivković, M.Aćić, Lj.Vlajić, M.Djurdjević: Structures in reinforced concrete totally prefabricated with dry connections and the use of high-value connection screws, Basic Community of Science Belgrade 1989.

FINITE ELEMENT ANALYSIS OF A CIRCULAR UNBONDED FIBER REINFORCED ELASTOMERIC ISOLATOR (UFREI) MADE OF HIGH DAMPING RUBBER

Gaetano Pianese[1], Gabriele Milani[2], Antonio Formisano[3]

[1,2] Department of Architecture, Built environment and Construction Engineering, Politecnico di Milano, P.za Leonardo da Vinci, 32, Milan, Italy;

[3]School of Polytechnic and Basic Sciences, Department of Structures for Engineering and Architecture, P.le V. Tecchio, 80, 80125 Naples, Italy;

***Abstract**: Steel-reinforced elastomeric isolators (SREI) are the most used method for seismic isolation. Since these devices are too expensive due to the need of thick connection steel plates and the high energy consumed for fabrication, they are unsuitable for ordinary residential buildings, especially in developing countries. Compared with SREI, fiber-reinforced elastomeric isolators (FREI) have considerably lower weight and can be manufactured through cold vulcanization. They could be installed between the upper structure and the foundation without bonding or fastening in the unbonded application, reducing costs hugely. Without connection steel plates, the shear load is transferred through the friction generated between the devices and the structure surfaces, with an improvement of the dissipation energy of the isolators. This paper proposes a Finite Element (FE) cyclic shear test analysis of a circular UFREI made of a Natural Rubber and Ethylene Propylene Diene Monomer blend (NR-EPDM). Results in terms of horizontal stiffness, damping ratio, and horizontal period have shown the possibility of applying this device for seismic protection of low-rise masonry buildings.*

***Key words**: Fiber-reinforced elastomeric isolator, Unbonded application, Finite Element, high damping rubber.*

1. Introduction

In the last four decades, some commercial base isolators have been introduced to protect buildings from earthquakes. They are typically constituted by several alternating layers of rubber pads and steel interposed by two continuous pads, limiting vertical deformability. They exhibit good deformation capacity in the horizontal direction when subjected to a seismic load. This system isolates the energy transmission of the earthquake from the foundation to the upper structure. A very effective seismic isolator shall satisfy the following functions: good performance under all service loads, vertical and horizontal; provide enough horizontal flexibility to reach the target natural period for the isolated structure; recentring capability

[1]Gaetano Pianese, PhD Candidate, Department of Architecture, Built environment and Construction Engineering, Politecnico di Milano, gaetano.pianese@polimi.it.
[2] Gabriele Milani, Professr, Department of Architecture, Built environment and Construction Engineering, Politecnico di Milano, gabriele.milani@polimi.it.
[3] Antonio Formisano, Professor, Department of Structures for Engineering and Architecture, School of Polytechnic and Basic Sciences "Federico II", antoform@unina.it.

after the ground motion so that no residual horizontal displacement can downgrade the serviceability of the structure; provide an adequate level of energy dissipation (damping) to control the displacement that could damage other structural members. Low-damping rubber bearing (LDRB) is one of the first elastomeric isolators used to mitigate buildings from earthquake effects, with a damping ratio of 2% to 5%. The isolators are placed on thick steel plates at the top and bottom as supports, bonded by heating and pressure processes. The steel lamina between rubber layers has the role of improving the rubber pads' vertical stiffness and preventing the bulging of the rubber without affecting the horizontal stiffness of the system. In the 1970s, the most significant advance in damping came with the addition of a lead plug down the center of the isolator. The system results in a nearly rectangular hysteresis loop thanks to the linear spring characteristic of the rubber, with consequent absorption of earthquake energy and control of oscillations [1]. High-damping rubber bearing (HDRB) presents a higher performance of isolation due to the better ability of energy dissipation of the rubber compounds. The steel-reinforced elastomeric isolators (SREIs) have been employed to protect buildings, but such types of devices tend to be too expensive due to the need for thick steel plates for their supports and the high energy consumed for the manufacturing process. Fiber-reinforced elastomeric isolator (FREI) is a new type of elastomeric isolator. Instead of using steel lamina, thin fiber layers are used for vertical reinforcement. Compared with SREIs, FREIs have considerably lower weight and can be manufactured through cold vulcanization. In [2][3] fiberglass layers have been employed to produce FREIs. They can be applied to the structure in several methods: bonded [4], unbonded [5][6], and partially bonded [7][8]. Without steel supports, the isolators can simply be installed between the upper structure and foundation without bonding or fastening. So, the shear load is transferred through the friction generated between the isolator and the structure surfaces. Rollover and friction effects may improve the isolators dissipation energy. The unbonded applications result in a stable rollover lateral deformation (Fig. 1), which reduces the horizontal stiffness and increases the efficiency of the devices. Compared to the identical specimen but in bonded conditions, the UFREIs result in superior performance concerning the damping ability.

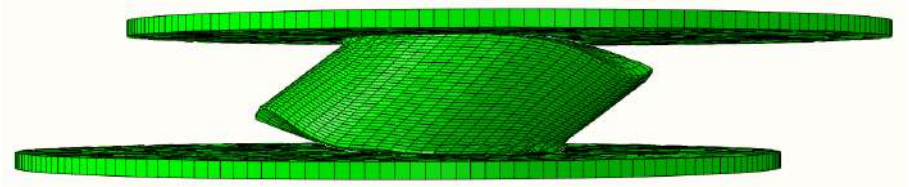


Figure 1. UFREI rollover deformation

This paper proposes a Finite Element (FE) analysis of a circular UFREI made of high damping rubber. First, the rubber behavior has been characterized by several experimental tests and then modeled into FE software code Abaqus. Subsequentially, a circular UFREI has been designed. The device behavior has been investigated with a FE cyclic shear tests analysis, and results have been evaluated in terms of horizontal stiffness, damping ratio, and horizontal period.

2. High Damping Rubber Compound (NR-EPDM)

The first part of the study has been focused on the production of a new rubber compound. A high-performance rubber composition (good durability and exceptional cyclic dissipation) made of a Natural Rubber and Ethylene Propylene Diene Monomer blend (NR-EPDM) has been proposed. The rubber compounds behavior has been characterized through several experimental tests: tensile test, tear-resistance test, compression set, relaxation test, accelerated air oven aging, and hardness measurement. The mechanical and physical

properties of elastomer have met the minimum requirements of Tabl. 1 of UNI EN 15129 [9]. Results are summarized in Tabl. 2 and Tabl. 3. The antiseismic device European code suggests quadruple shear tests to evaluate the dynamic properties of the rubber compounds in terms of shear modulus (G) and damping ratio (ξ). Here, the rubber is subjected to a 0.5 Hz cyclic horizontal displacement up to 20 mm, equal to the height of the quadruple rubber specimen. Four complete sinusoidal cycles shall be applied, and the results shall be evaluated for the third cycle. For a high damping rubber, the G modulus must be in the interval of 0.3 and 1.5 MPa, and the damping ratio must be higher than 6%.

Table 1. Minimum requirements of mechanical and physical properties for high damping elastomers [9]

Property	**Minimum Requirement**	**Test method**
Tensile strength at break (MPa)	12	IS037 Type 2
Elongation at break (%)	400	IS037 Type 2
Tear resistance (MPa)	7	ISO 34 Method A
Compression set 70 °C, 24 h, max.	60	ISO 815 Type A 25% compression
Ozone resistance Elongation 30% - 96 h 40 °C ± 2 °C	No cracks	ISO 1431-1
Accelerated air oven aging. Maximum change from unaged value Hardness (IRHD) Tensile strength (%) Elongation at break (%)	 -5, +8 ± 15 ± 25	 ISO 188, Method A ISO 48 ISO 37 Type 2

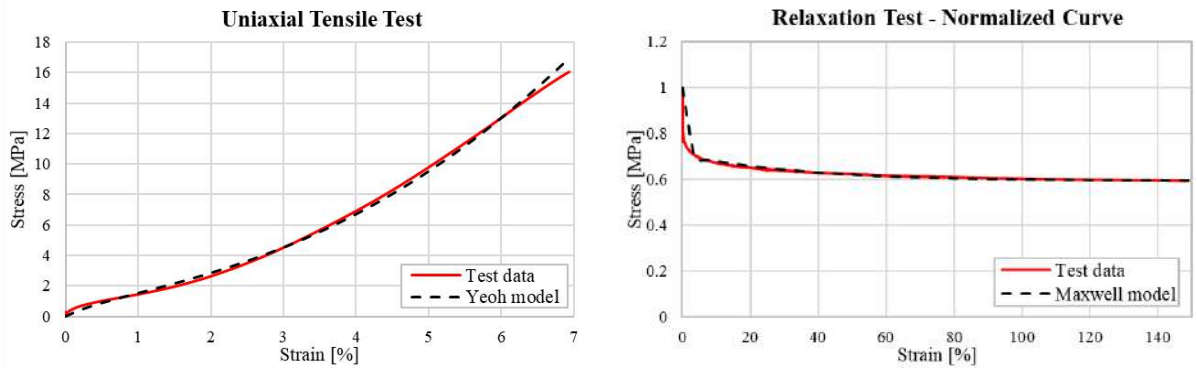
Table 2. NR-EPDM mechanical and physical properties

Density	**Hardness**	**Tensile Strenght at break**	**Elongation at break**	**Young Modulus**	**Tear Resistance**
[g/cm^3]	[IRHD]	[MPa]	[%]	[MPa]	[kN/m]
1.129	59.98	16.06	693.0	1.63	22.84

Table 3. NR-EPDM mechanical properties after accelerated aging and compression set

Accelerated air oven aging			**Compression Set**
Δ H	**Δ TS_{break}**	**Δ E_{break}**	
[IRHD]	[%]	[%]	[%]
1.00	-4.51	-9.51	35

Before fabricating the specimens for the experimental shear tests, a numerical simulation has been developed. Uniaxial tensile and relaxation tests have been performed to obtain the hyperelastic and viscoelastic properties of the rubber compound. Such experimentation was crucial to correctly define a FE model that has been used to simulate the cyclic shear behavior for the rubber first and later for the complete device. The experimental values have been inserted on FE software code Abaqus to be fitted with the Yeoh model (hyperelasticity) and the Maxwell model (viscoelasticity) (Fig. 2). In Tabl. 4 and Tabl. 5, the coefficients obtained are shown. The specimen has been modeled (Fig. 3a), and the shear analysis has been performed.



a) b)

Figure 2. Comparison between experimental data and numerical model: Yeoh (a) and Maxwell (b)

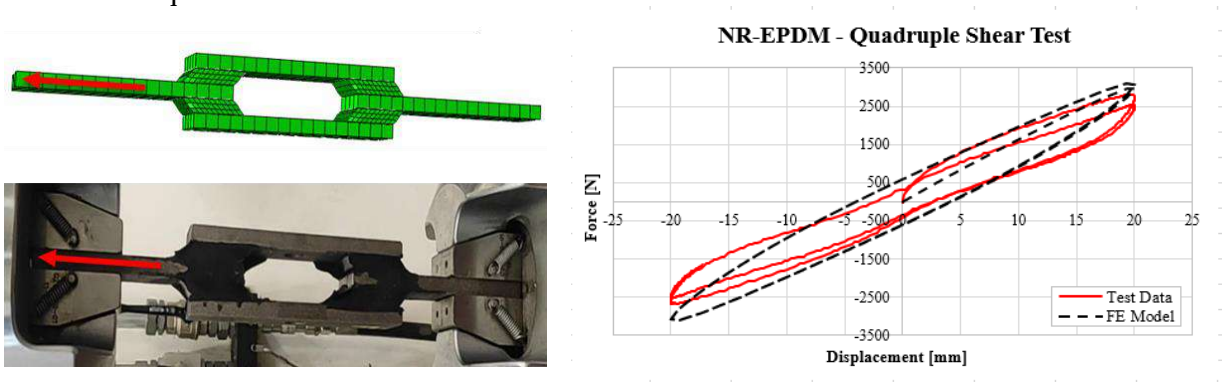
Table 4. Yeoh model coefficients

C10	C20	C30	D
0.411	6.170E-03	-7.890E-06	0

Table 5. Maxwell model (Prony Series) coefficients

g1	τ_1	g2	τ_2
0.291	0.170	0.115	35.303

The FE preliminary results have shown the good performance of damping ratio and shear modulus, equal to 8.49% and 0.70 MPa, respectively. The quadruple shear specimens have been fabricated, and the experimental shear tests have been performed. The experimental results have confirmed the numerical ones and so the reliability of the model (Fig. 3b). Following the code, shear tests have also been performed after aging, varying the frequencies and temperatures (Tabl. 6). Also, in this case, the NR-EPDM rubber compound has met the minimum requirements of the code.



a) b)

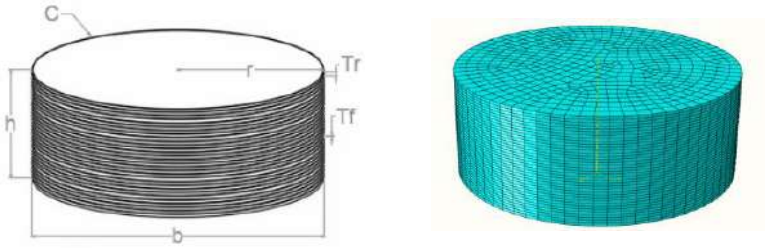
Figure 3. Quadruple shear test: numerical model and experimental setup (a); numerical and experimental displacement-force curves (b)

Table 6. Numerical and experimental shear test results

Numerical		Experimental															
		Fresh		Aged		Frequency				Temperature							
ξ	G Modulus	ξ	G Modulus	Δξ	ΔG	0.1Hz		2.0 Hz		40°C		0°C		(-10°C)		(-15°C)	
						Δξ	ΔG	Δξ	ΔG	Δξ	ΔG	Δξ	ΔG	Δξ	ΔG	Δξ	ΔG
[%]	[MPa]	[%]	[MPa]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
8.49	0.70	8.38	0.77	-12	+19	+2	+1	+4	-6	+10	-15	+12	+30	+29	+47	+45	+68

3. Circular Unbonded Fiber Reinforced Elastomeric Isolator

After the rubber compound characterization, the UFREI has been designed. It is a circular device constituted by alternating layers of rubber pads (6 mm thick) and GFRP laminas (0.5 mm thick). It presents a base of 200 mm and a height of 74.5 mm (Fig. 4a). The main geometrical characteristics are summarized in Tabl. 7.



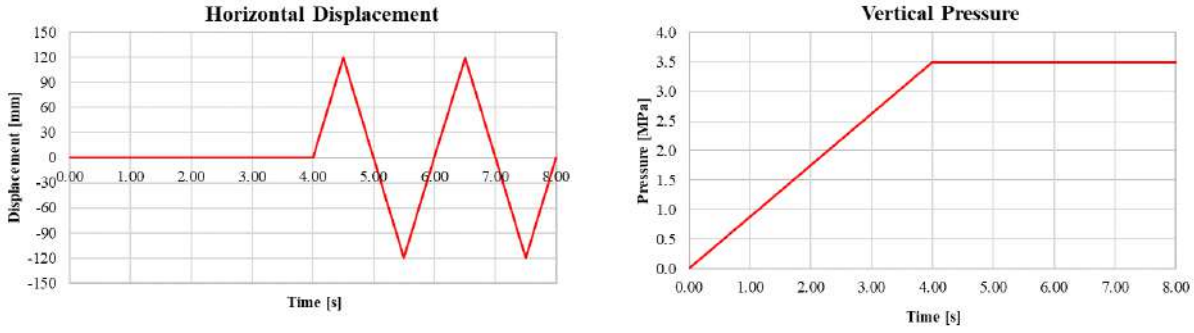
a) b)

Figure 4. Circular UFREI: design (a); FE mesh (b)

Table 7. Geometrical characteristics of the circular FREI

r	H	b	C	A	T_r	T_f	n°rubber layers	n°fiber laminas	T_{rtot}	T_{ftot}	R=b/h	S_1=A/(C*Tr)
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm^2]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
100	74.5	200	628.32	31415.92	2	0.5	30	29	60	14.5	2.68	25.00

The isolator has been modeled using eight-node brick elements (C3D8HR). The final mesh is shown in Fig. 4b. The unbonded condition has been simulated. There is no bonding between the supports and the rubber pad. So, a penalty surface-interaction model has been introduced between the two surfaces, and a friction coefficient of μ=0.85 has been applied. Instead, tie constraints between rubber and GFRP have been modeled. Yeoh and Prony models have been used to represent the rubber behavior as described in the previous section. The fiber has been assumed isotropic elastic with a Young modulus of E=40000 MPa and a Poisson ratio υ=0.2, in accordance with many references [10][11].



a) b)

Figure 5. Horizontal displacement (a) and vertical pressure (b)

The device has been subjected to a 0.5 Hz cyclic horizontal displacement up to 120 mm (Fig. 5a), equal to two times the total height of the rubber pads, applied at the top support, under constant vertical pressure of 3.5 MPa (Fig. 5b), i.e. the expected working pressure.

Effective horizontal stiffness (K_{Heff}), damping ratio (ξ), horizontal frequency (f_h), and horizontal period (T_h) have been evaluated (Tabl. 8). The computations are based on Equations (1)-(6), where F_{max} and F_{min} are respectively the maximum and minimum shear force, Δ_{max} and Δ_{min} are respectively the maximum and minimum displacement, W_d is

the area within the force-displacement curve, g is the gravitational acceleration, p is the vertical pressure and A is the area of the device.

(1) $K_{H,eff} = (F_{max} - F_{min})/(\Delta_{max} - \Delta_{min})$,

(2) $\xi = W_d/(4\pi W_s)$,

(3) $Ws = (1/2) * K_{H,eff} * \Delta^2_{max,ave,}$

(4) $\Delta_{max,\,ave} = (\Delta_{max} + \Delta_{min})/2$,,

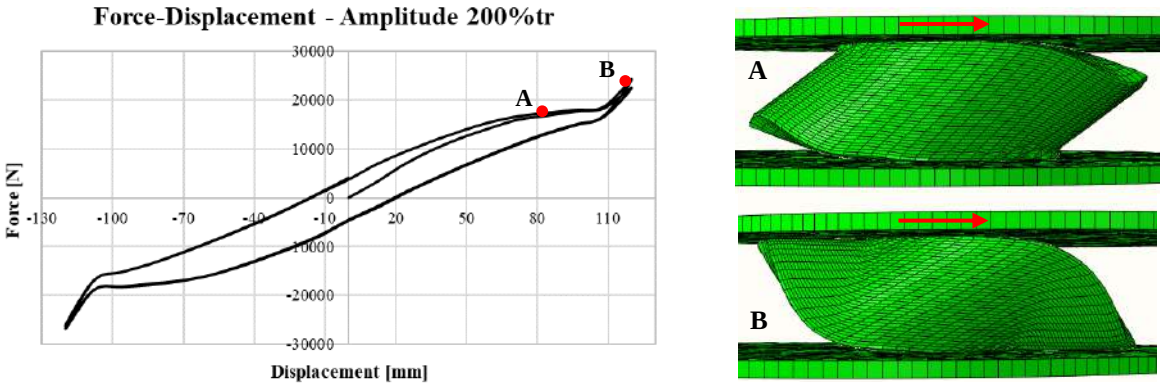
(5) $f_h = \sqrt{((K_{h,eff} * g)/(p * A))}/(2*\pi)$,

(6) $T_h = 1/f_h$.

Table 8. Numerical results

K_{Heff}	ξ	f_h	T_h
[kN/mm]	**[%]**	**[1/s]**	**[s]**
0.21	7.28	0.65	1.45

Fig. 6 shows the lateral force-displacement curve. UFREI curve shape is characterized by a decrease of the horizontal forces, i.e. horizontal stiffness, due to a softening behavior (Point A). It is typical in these applications due to the rollover effect. At large displacements, the curves show a stiffening behavior (Point B). It is another feature of the UFREIs due to the so called full contact between the vertical edges of the device and the supports.



a) b)

Figure 6. UFREI cyclic shear test: force-displacement curve (a); deformed shape in A and B points (b)

Conclusion

In this paper, a FE analysis of a circular UFREI has been proposed. First, a high-damping rubber compound made of NR-EPDM blend has been proposed and characterized with several experimental tests. Before fabricating the specimens for the experimental shear tests to evaluate the dynamic characteristics, a numerical simulation has been developed. Uniaxial tensile and relaxation tests have been performed to obtain the hyperelastic (Yeoh model) and viscoelastic (Maxwell model) properties of the rubber compound. Such experimentation was crucial to correctly define a FE model that has been used to simulate the cyclic shear behavior for the rubber first and later for the complete device. Numerical and experimental results have shown good performance in terms of damping ratio. Following the code, shear tests have also been performed after aging, varying the frequencies and

temperatures. All the mechanical properties of the rubber compound have met the minimum requirements of the UNI EN 15129 code for high damping rubber compounds. Then, UFREI has been designed. The isolator has been modeled into Abaqus in unbonded conditions. The device has been subjected to a 0.5 Hz cyclic horizontal displacement up to 120 mm, applied at the top support, under constant vertical pressure of 3.5 MPa. Results have been evaluated in terms of horizontal stiffness, damping ratio, horizontal frequency and horizontal period. Compared to the traditional bonded application, lower horizontal stiffness has been obtained, with a higher isolation period. The force-displacement curve is characterized by two features of the unbonded application: rollover and full contact. The first decreases the horizontal forces, and so the horizontal frequencies (softening behavior). Instead, the second one increases the horizontal forces due to a stiffening behavior that happens at large displacements, where the vertical edges of the device touch the lower and upper supports. The increase in effective horizontal stiffness at higher displacement amplitudes is a desirable feature to restrict displacements beyond design-basis events.

The good dynamic performances of the proposed device have highlighted the possibility of its use for the seismic mitigation of low-rise masonry buildings in developing countries. Further studies with experimental shear tests and FE structural application are under investigation by the authors for complete characterization.

REFERENCES

[1] R.G. Tyleri, Rubber bearings in base-isolated structures-a summary paper, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 24 (1991). https://doi.org/10.5459/bnzsee.24.3.251-274.

[2] M. Spizzuoco, A. Calabrese, G. Serino, Innovative low-cost recycled rubber-fiber reinforced isolator: Experimental tests and Finite Element Analyses, Eng Struct. 76 (2014). https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.001.

[3] A. Calabrese, M. Spizzuoco, G. Serino, G. della Corte, G. Maddaloni, Shaking table investigation of a novel, low-cost, base isolation technology using recycled rubber, Struct Control Health Monit. 22 (2015). https://doi.org/10.1002/stc.1663.

[4] B.Y. Moon, G.J. Kang, B.S. Kang, J.M. Kelly, Design and manufacturing of fiber reinforced elastomeric isolator for seismic isolation, in: J Mater Process Technol, 2002. https://doi.org/10.1016/S0924-0136(02)00713-6.

[5] A.B. Habieb, M. Valente, G. Milani, Base seismic isolation of a historical masonry church using fiber reinforced elastomeric isolators, Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 120 (2019). https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.01.022.

[6] H. Toopchi-Nezhad, M.J. Tait, R.G. Drysdale, Lateral Response Evaluation of Fiber-Reinforced Neoprene Seismic Isolators Utilized in an Unbonded Application, Journal of Structural Engineering. 134 (2008). https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2008)134:10(1627).

[7] N.C. van Engelen, P.M. Osgooei, M.J. Tait, D. Konstantinidis, Partially bonded fiber-reinforced elastomeric isolators (PB-FREIs), Struct Control Health Monit. 22 (2015). https://doi.org/10.1002/stc.1682.

[8] H. Toopchi-Nezhad, M.R. Ghotb, Y.M. Al-Anany, M.J. Tait, Partially bonded fiber reinforced elastomeric bearings: Feasibility, effectiveness, aging effects, and low temperature response, Eng Struct. 179 (2019). https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.043.

[9] R. Medeot, The European standard on antiseismic devices, in: Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas, 2010.

[10] M.A. Kraus, M. Schuster, J. Kuntsche, G. Siebert, J. Schneider, Parameter identification methods for visco- and hyperelastic material models, Glass Structures and Engineering. 2 (2017). https://doi.org/10.1007/s40940-017-0042-9.
[11] T. van Ngo, A. Dutta, S.K. Deb, Evaluation of horizontal stiffness of fibre-reinforced elastomeric isolators, Earthq Eng Struct Dyn. 46 (2017) 1747–1767. https://doi.org/10.1002/eqe.2879.

CONTEMPORARY APPROACHES TO MODELLING THE SEISMIC BEHAVIOUR OF BURIED ARCH BRIDGE

K. Kazakov[1], A. Liolios[2], L. Mihova[3], D. Partov[4]

[1, 4]University of Structural Engineering and Architecture, Sofia
[2] Hellenic Open University, School of Science and Technology, Patra
[3]University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia

***Abstract**: A review is made of alternative approaches and conceptions for finite element modeling of a buried arch bridge considering two variants of foundation - strip footing and piled-raft. Different types of finite elements are used for discretization of the soil body and concrete structure – plate elements, beam elements, interface elements for the soil-structure contact. The mechanical behavior of the bridge and soil are described using the following constitutive models: Hooke's model, Mohr-Coulomb's model, Hardening Soil model and Hardening Soil Small model. A range of FE analyses are presented – in situ stress analysis, analyses of representative states simulating of the process of construction, road traffic analysis in serviceable period, seismic pseudo static analysis, seismic time history analysis using the accelerograms, bearing capacity analysis of the ground.*

***Key words**: arch bridge, soil-structure interaction, finite element, constitutive model, pseudo-static seismic analysis, time history analysis*

1. Introduction

The purpose of this study is to present and discuss alternatives for finite element (FE) modeling and types of numerical analysis for buried bridge. The prototype of the structure is the bridge named Tri Voditsi that realizes the railway-road junction near the villages Tri Voditsi and Novo Selo in Bulgaria. The dimensions of the bridge are width of 15,29 m and height of 8,67 m. The bridge is built of prefabricated concrete elements of thickness in range 0,60-0,35 m. The connection between the retaining walls and the vault plate of the bridge is hinged i.e. it does not bear bending moment. Two variants of foundation are considered - strip footing and piled-raft. More details of performed FE analyses of the bridge can be found in the papers [1], [2], [3], [4].

2. Finite element modelling

2.1. Finite element discretization

The FE plane strain discretization of the cross sections of the bridge structure and a rectangular soil body of width of 50 m and height of 20 m is shown in Fig. 1. The type of soil

[1] Prof. DSc, University of Structural Engineering and Architecture, Sofia, Bulgaria, kazakov@vsu.bg
[2] Hellenic Open University, School of Science and Technology, Patra, Greece, aliolios@civil.duth.gr
[3] Prof. PhD, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, l_mihova@yahoo.com
[4] Prof. PhD, University of Structural Engineering and Architecture, Sofia, Bulgaria, partov@vsu.bg

ground, water level and layers of backfilling, which simulates construction period, are denoted in the same figure.

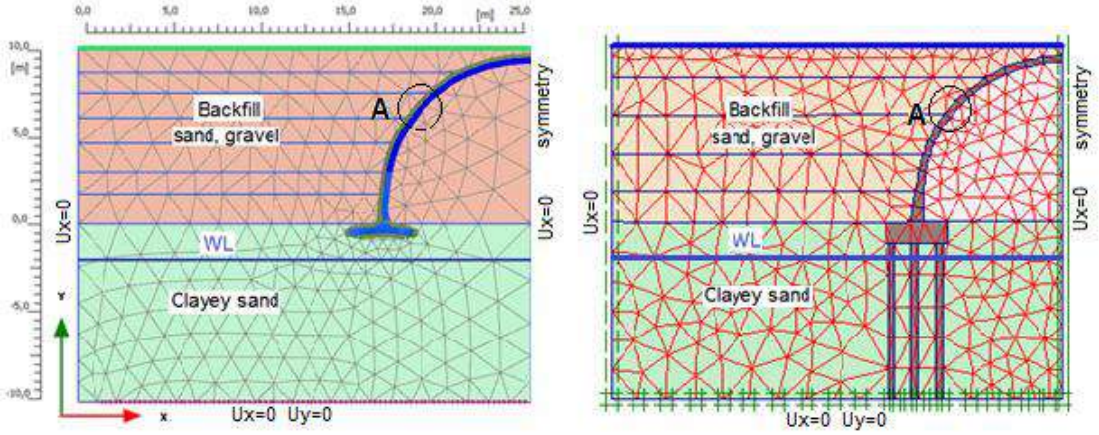
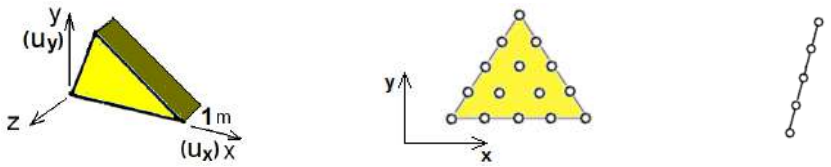


Figure 1. FE models

Plane strain conditions means that all used finite elements have dimension perpendicular to the plane equal to 1. The soil body is discretized using triangular 15-node finite elements with two node parameters: displacements *U*x and *U*y in *xy* plane and boundary conditions involve zero horizontal displacement, U_x, and zero vertical displacement, U_y, (Fig.3). The criterion of Kuhlemeyer & Lysmer [5] for dynamic analysis is reliable for determining of the mesh size. According to this criterion the average size of finite element L_{ave} should not exceed 1/8 of the wavelength i.e. $L_{ave} \leq 1/8 = V_{s,min} / (8\ f_{max})$, where $V_{s,min}$ is the minimum wave velocity in soil deposit and f_{max} the maximum frequency of the seismic action.

Two alternative types of finite elements are used for the bridge structure: 15-node triangular plate elements (Fig. 2a,b) and 5-node linear beam elements of width of 1 (Fig. 2c). The plate elements are formulated in normal and shear stresses. The beam elements are formulated in bending moments, axial and shear forces. The latter approximation is suitable because the output data include forces which allow designing the structure easily according to codes. A rotation stiffness of zero is defined in the beam joint of hinge (Fig. 3a). The hinge connection in plate elements here is simulated by a short beam element (Fig. 3b).



(a) (b) (c)

Figure 2. 15-node plane strain finite element (a, b) and 5-node beam element (c)



(a) (b)

Figure 3. Detail A from Fig. 2 for hinged connection: (a) between beam; (b) between plate

The soil-structure interaction is modeled using interface elements. They have thickness closed to zero and it is necessary to specify their normal and shear stiffness. The role of the

interfaces is to reduce the shear strength in soil-structure contact compared to the shear strength in the soil. The parameter $R_{inter}<1$ relates the strength of the soil to the strength in the interfaces by the following equations

(1) $c_{interface} = R_{inter} . c_{soil}$ and $\text{tg}\,\varphi_{interface} = R_{inter} . \text{tg}\,\varphi_{soil}$

where φ is the soil friction angle and c is the soil cohesion.

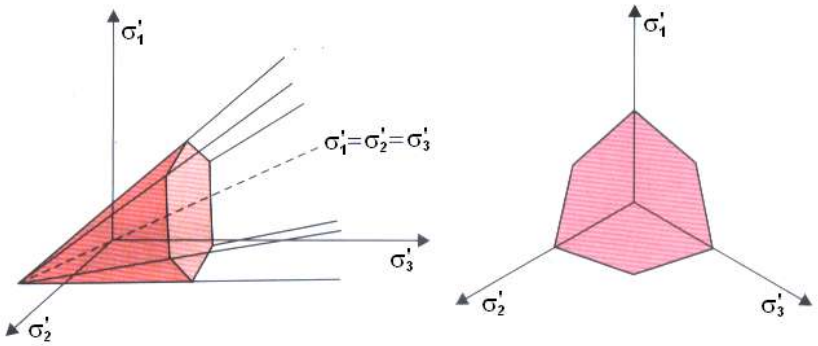
2.2. Constitutive models for concrete and soil

The Hooke's model of linear elasticity is the simplest constitutive law used for structure elements in the design practice. This model requires only two material parameters – Young's modulus, E, and Poisson's ratio, v, and assumes unlimited values of stresses. The Hooke's model is applied only for the concrete elements in this research.

The Mohr-Coulomb (M-C) constitutive model describes elastic-perfectly plastic behaviour. According to this model, the stresses are proportional to the strains until the yield (fail) point is reached. The M-C criterion is graphically represented as a hexagonal pyramid (Fig. 4). When the stress state corresponds to the yield (fail), then the stress point lies on the pyramid surface. The stress points corresponding to the elastic behaviour lie inside the surface. For the case $\sigma_1' \geq \sigma_2' \geq \sigma_3'$ the M-C criterion can be written as a following functions of the major σ_1' and the minor σ_3' principal stresses and the normal stress σ and shear stress τ on the failure plane, as follows

(2) $F(\sigma'_1,\sigma'_3) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - \sin\varphi\ (\sigma'_1 + \sigma'_3) - 2c\cos\varphi$

(3) $\tau = c + \sigma . \text{tg}\,\varphi$



(a) (b)

Figure 4. Mohr-Coulomb yield function: a) Surface in 3D space of principal stresses; b) Cross section in deviator plane ($\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3' = 0$)

Material parameters of the M-C model are Young's modulus, E, Poisson's ratio, v, cohesion, c, friction angle, φ, and dilatancy angle, ψ, which controls the volume change of the material undergoing plastic deformation. The M-C model is appropriate for materials, for which the compressive strength far exceeds the tensile strength. Except for the soil, the M-C model here is used for the concrete. The following two approaches may be applied for determining of the shear strength parameters c and φ of the concrete.

- Approach I [6], [7] – using the theoretical compressive, f_c , and tensile, f_t, strengths

In consequence of the M-C relationships (Fig. 5) the expressions are valid

(4) $f_c = 2.c.\cos\varphi / (1 - \sin\varphi)$

(5) $f_t = 2.c.\cos\varphi / (1 + \sin\varphi)$

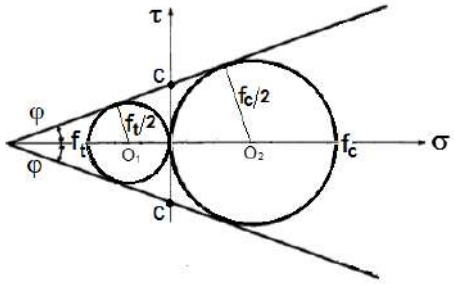


Figure 5. Diagrams of the Mohr-Coulomb's criterion defining compressive, f_c, and tensile, f_t, strengths

After the substitution of the expressions (4) and (5) in equation $F(\sigma'_1,\sigma'_3) = 0$, the following formulas are obtained for the strength parameters

(6) $\sin\varphi = (f_c - f_t) / (f_c + f_t)$ and $c = f_c.(1 - \sin\varphi) / (2.\cos\varphi)$

- Approach II – according to the Eurocode 2

The Eurocode 2 suggests the following expression for the design shear resistance of concrete elements without shear reinforcement

(7) $\tau_{Rd,c} = v_{min} + k_1\,\sigma_{cp}$

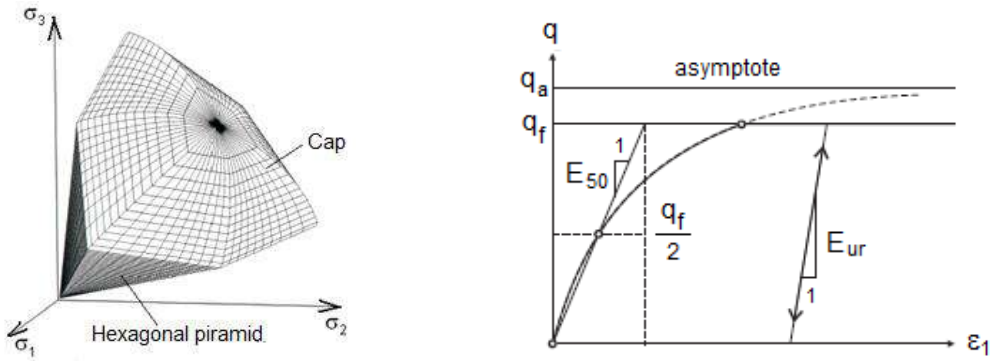
where: $v_{min} = 0{,}035\,.\,k^{3/2}\,.\,f_{ck}^{1/2}$, where f_{ck} is the characteristic compression strength in MPa; $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$, where d is the effective height of a cross section in mm; $k_1 = 0{,}15$ – empirical coefficient; σ_{cp} – design normal stress.

The form of the formula (7) is identical to the expression (3) of the M-C criterion. Using the substitutions

(8) $c = v_{min}$ and $\mathrm{tg}\,\varphi = k_1$

the design values of the soil strength parameters c and φ can be calculated.

The Hardening Soil (HS) model is an advanced constitutive conception using more than 10 material parameters and describing the mechanical behavior of different types of soil with a high degree of [8], [9]. As for the Mohr-Coulomb's model, limiting states of stress are described by means of friction angle, φ, the cohesion, c, and the dilatancy angle, ψ. However, the soil stiffness is defined much more accurately by involving three different input stiffnesses: the triaxial loading stiffness, $E_{50,}$ the triaxial unloading stiffness, $E_{ur,}$ and the oedometer loading stiffness, E_{oed}. HS model also takes into account stress-dependency of the stiffness that means that all stiffnesses increase with pressure, i.e. the soil is hardening. The yield surface is not fixed in principal stress space, but it can expand due to plastic straining. The yield surface of the HS model in principal stress space is represented in Fig. 6a. Two types of hardening are possible: shear hardening and compression hardening. The shear hardening is used to model irreversible plastic strains due to primary deviatoric loading. Compression hardening is used to model irreversible plastic strains due to primary compression in oedometer loading and in isotropic loading. Hyperbolic Duncan-Chang's relationship is assumed between the axial strain and the deviatoric stress for the standard drained triaxial test [10] (Fig. 6b). Failure is according to the Mohr-Coulomb's criterion.



(a) (b)

Figure 6. Hardening Soil model: (a) Yield surface in principal stress space; Stress-strain curve for triaxial standard drained test and definition of *E*-moduli

The Hardening Soil Small (HSS) model is a refined HS model's conception. In addition of the HS model, HSS model can adequately describe the mechanical behavior of soils subjected to dynamic loadings taking into account the stiffness degradation. This is the main feature of the soil behavior during the dynamic action.

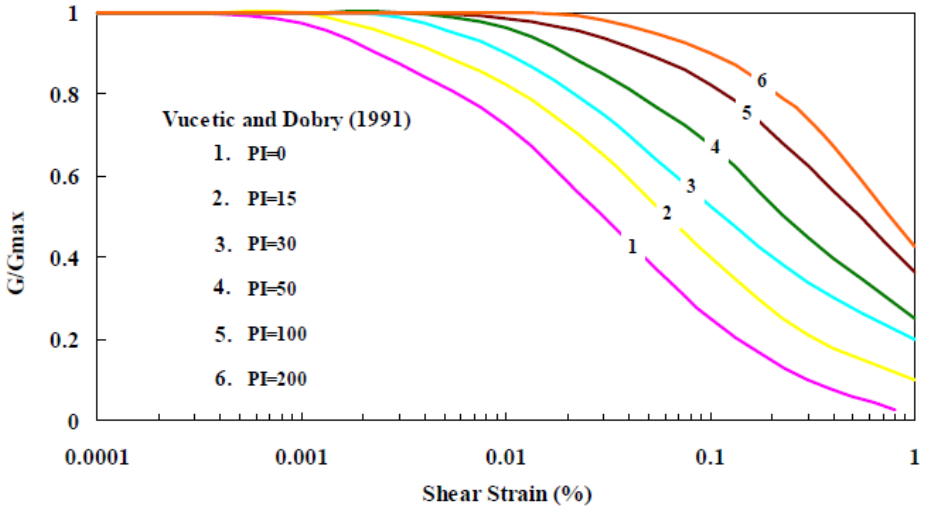


Figure 7. Typical graph ($G/G_{max} - \gamma$) of cohesive soil [11] (after Hsu, Chern and Hwang [12])

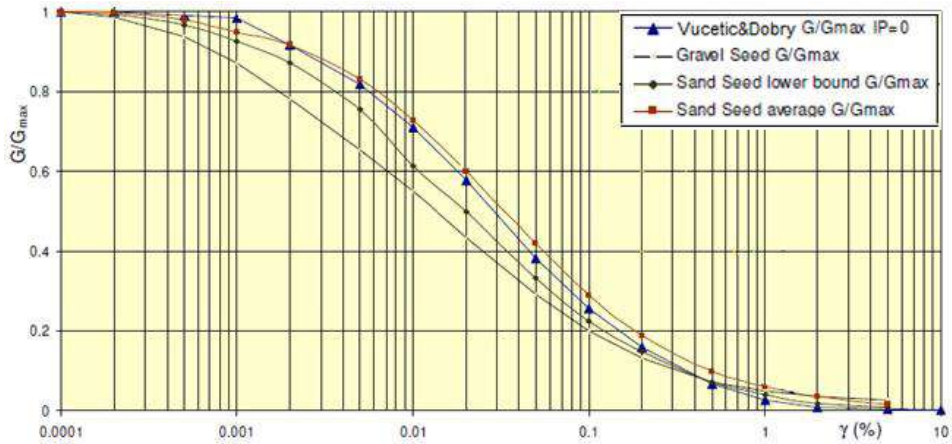


Figure 8. Typical graph ($G/G_{max} - \gamma$) of cohesionless soils [13] (after Arion, Neagu [14])

For determining of the stiffness degradation appropriate relationships ($G/G_{max} - \gamma$) are used, where: G is the shear modulus related to shear strain γ; G_{max} – the initial shear modulus related to zero shear strain. Typical curves ($G/G_{max} - \gamma$) for cohesive and cohesionless soils are presented in Fig. 7, 8.

3. FE analyses of the bridge

3.1. In situ stress analysis

In situ stress analysis defines the initial stress state of the ground while the initial displacements of the ground are equal to zero. The initial stress state of the ground involves values of normal vertical and horizontal stresses due to self-weight and values of water pressure. In the present case the ground surface is horizontal. The initial vertical effective stresses are determined by the expression $\sigma_{y,0}' = \gamma.h$, where γ is the soil unit weight, h is depth below the ground surface. The initial horizontal effective stresses are determined by the expression $\sigma_{x,0}' = K_0 \, . \, \sigma_{y,0}'$, where K_0 is coefficient of lateral pressure at rest. The water pressure is calculated by the formula $p_w = \gamma_w \, .h_w$, where γ_w is unit weight of water, h_w is depth below the water level. Diagrams of the initial stresses are shown in Fig. 9.

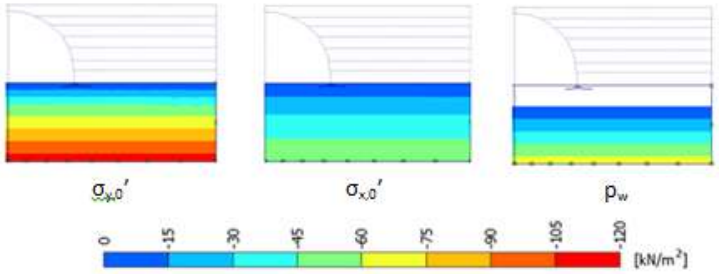


Figure 9. Diagrams of the initial stresses

3.2. Simulation of the process of construction

The process of construction is simulated by the following sequence of six static analyses which present the building of the bridge structure and the backfilling (Fig. 10).

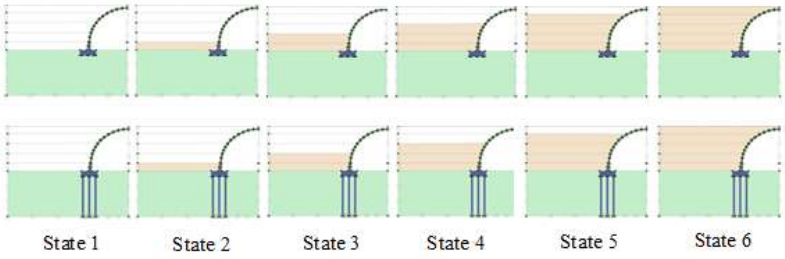
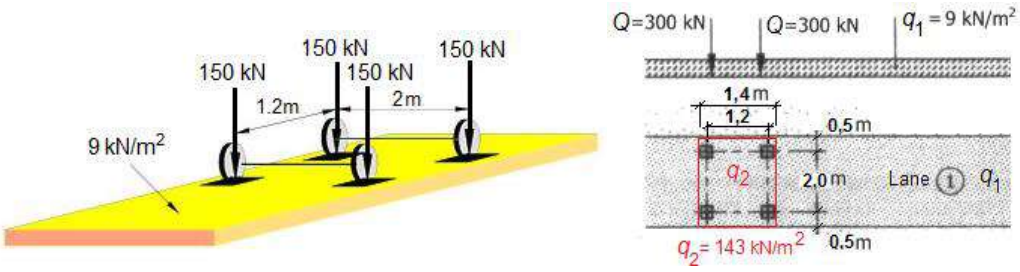


Figure 10. States in the process of construction

3.3. Road traffic analysis

The bridge structure is undergone traffic loads from the road that is built on the top of the backfill. The thickness of the backfill above the top of the bridge is only 0,50 m. The traffic loads are simulated by the pseudo static model LM1 according to the Eurocode 1 and its Bulgarian Annex. According to this model the carrigeway is divided into notional lanes. The loading of each lane is composed of concentrated loads (Tandem System TS) and unlimited uniformly distributed load q_1 (System UDL). The most unfavorable loading is located on the lane number 1 represented in Fig. 11a. For the study here the concentrated

loads are approximated as a distributed load q_2 (Fig. 11b) and solutions with different locations of the load q_2 (Fig. 12) are performed.



(a) (b)

Figure 11. Model LM1 for road traffic loading: (a) TS and UDL systems; (b) Approximation of the TS system as a distributed load q_2

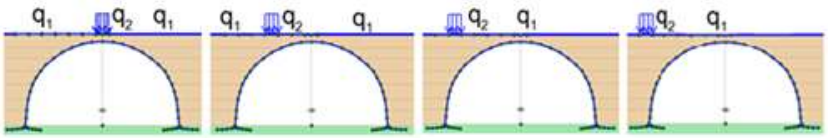


Figure 12. Considered locations of the load q_2

3.4. Seismic pseudo static analysis

The main feature of the pseudo static seismic analysis is the approximation of the seismic action in a form of static inertial forces in the horizontal direction, F_h, and in the vertical direction, F_v. The values of the forces are obtained using the following expressions

(9) $F_h = k_h \,.W$ and $F_v = k_v \,.\, W$

where: $k_h = a_h /g$ and $k_v = a_v /g$ are dimensionless coefficients; a_h, a_v – horizontal and vertical pseudo static seismic accelerations; g = 9,81 m/s^2 – gravitational acceleration; W – self-weight of the soil.

The values of the coefficients k_h and k_v depend on many factors as the peak ground acceleration (PGA), thickness and permissible displacements of the soil deposit. The coefficients k_h and k_v are calculated by the expressions according to the Eurocode 8

(10) $k_h = 0{,}5 \,.\, \text{PGA} \,.\, S / g$ and $k_v = \pm\, 0{,}5 \,.\, k_h$

where: PGA = 0,23g after the Bulgarian map of seismic risk for a return period of 475 years; S is an amplification factor assumed S = 1.

3.5. Seismic time history analysis

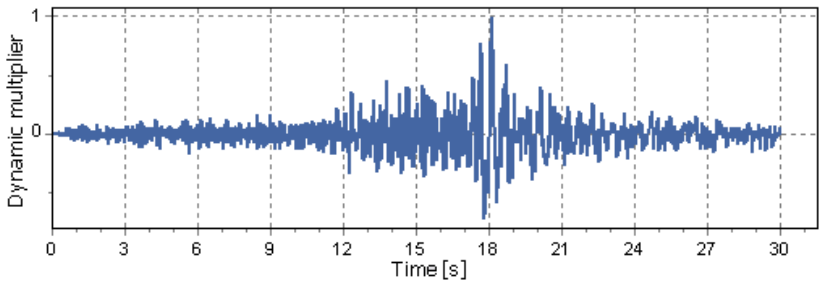


Figure 13. Accelerogram Pernik-2012 (code PGB_AQ085) scaled to 1g

The seismic time history analysis of the soil-structure interaction is in accordance with the following premises:

- The boundaries of the study area are modeled with dampers, which sufficiently absorb the seismic wave and simulate an infinite half-space of the earth base.
- The seismic action is applied by an accelerogram. A real accelerogram is used of the earthquake Pernik-2012 with predominant frequency f_p = 2 Hz, scaled for a return period of 475 years with value of the peak ground acceleration PGA = 0,23g (Fig. 13).
- The constitutive HSS model is used for soil ground and backfill of the bridge.
- Viscous properties, friction and development of plastic deformations in soils cause the attenuation of the oscillations over time. Using the constitutive HSS model, this "internal" damping is accounted, but to a degree less than actually observed and tested in soils. The reason for this is the fact that the hyperbolic strain dependence in small deformations is close to linear and it is impossible to account for the hysteretic behaviour of the material in this zone. That is why it is required to take into account the hysteretic behaviour of the material in this area. Therefore, the introduction of additional viscous damping is required following the model of the Rayleigh [15]. The Rayleigh coefficients α and β are obtained as functions of two target frequencies f (Hz) at the desired attenuation factor ξ. The following approach is applied [16], [17]: selection of the target first frequency as the first natural frequency of the soil deposit f_1, while the second target frequency is the closest odd integer larger than the ratio f_p / f_1, where f_p is the predominant frequency of the input motion that can be determined from the input Fourier spectrum. The natural frequency of the soil deposit of thickness H is related to its geometry and stiffness according to the equation $f_1 = V_s / (4H)$ [18], where V_s is the shear wave velocity in the soil deposit. According to the literature, an additional viscous attenuation of ξ = 5% is assumed. For the value of f_1 = 1 Hz the following values of the Rayleigh's coefficients are calculated: α = 0,4712 and $\beta = 3{,}979.10^{-3}$. The modulus reduction curves ($G/G_{max} - \gamma$) are shown in Fig.14 where the tangent modulus and the secant modulus are denoted by the symbols G_t and G_s,

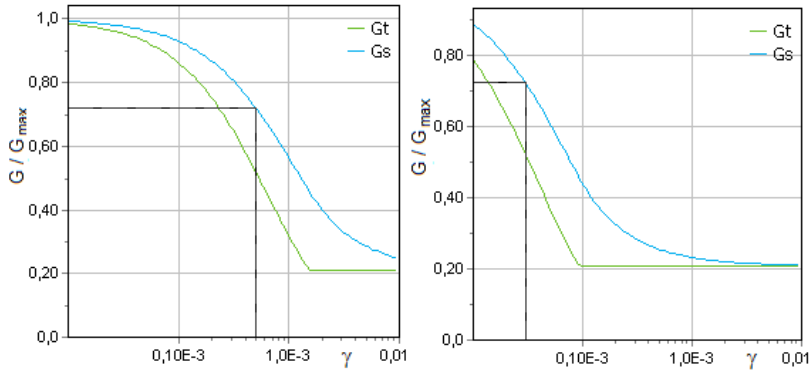


Figure 14. Modulus reduction curves: (a) Clayey sand; (b) Backfill (sand and gravel)

3.6. Bearing capacity analysis of the ground

The finite element method offers some advanced computer techniques for bearing capacity analysis. The main advantage is the ability to develop failure mechanism considering the deformation and the strength properties of the soil. Here is used the shear strength reduction technique (SSR). The shear strength reduction technique (SSR) means that the shear strength parameters of the soil (the friction angle, φ, and the cohesion, c) are reduced artificially and progressively until the state of failure is reached. The safety factor of the bearing capacity, F_s, is deemed the factor by which the soil strength parameters are reduced so

that failure is reached [19]. By applying the strength reduction factor *R*, the available shear strength of the soil becomes

(11) $\tau = c^* + \sigma' \operatorname{tg} \varphi^*$

where $c^* = c/R$ and $\varphi^* = \operatorname{arctg}(\operatorname{tg}\varphi/R)$ are the reduced Mohr-Coulomb shear strength parameters.

The SSR technique is very suitable for bearing capacity analysis at cases of complex geotechnical conditions and loadings. It overcomes many limitations of the classical methods [20], [21]. Fig. 15 presents some results from the application of the SSR technique for bearing capacity analysis of the bridge.

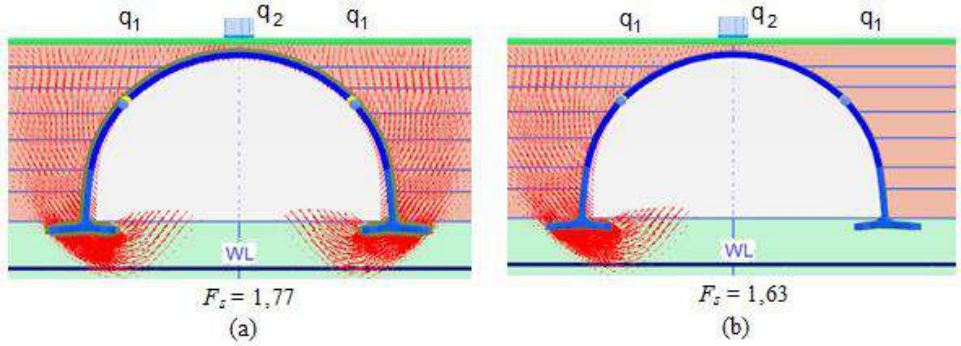


Figure 15. Failure modes presented by the vectors of deformation increments and safety factors F_s: (a) Basic load combination; (b) Seismic load combination

Conclusion

The comparative analysis of the results from different FE models confirms the following conclusions:

- The finite element solutions which use plate elements or beam elements for the bridge structure modeling obtain approximately same values of bending moments.
- The solutions which use models with beam elements for the bridge structure gives from 1,2 to 1,4 times larger values of the axial forces than those obtained with the solutions which use models with plate elements for the bridge structure.
- The FE model using beam elements for the bridge structure gives from 1,1 to 1,3 times larger values of the vertical displacement of the bridge than those using plate elements.
- The HS model gives from 2 to 10 times lower values of the bending moments in comparison with the M-C model.
- The HS constitutive model gives from 1,1 to 1,4 times larger values of axial forces in bridge structure in comparison with M-C constitutive model.
- HS and M-C constitutive models give similar results for the vertical displacements of the bridge structure.
- The values of vertical displacements of the bridge when it is founded by strip foundations are too big and the serviceable limit state requirements are not satisfied. Because of this reason a piled-raft foundation is designed, too.
- The FE analysis using the Hooke's constitutive model for the concrete bridge structure gives the most conservative results for the stresses in the structure.
- The FE analysis using the Mohr-Coulomb's constitutive model for the concrete shows that the values of the Mohr-Coulomb strength parameters – cohesion and angle of internal friction – have significant influence on the results of the stresses in the bridge. Therefore, the

constitutive modeling of concrete structures according to the Mohr-Coulomb's law requires precise analysis of the strength parameters.

- The pseudo static and time history seismic analyses give similar results for displacements of the bridge.
- The seismic bearing capacity analysis shows an asymmetric failure mode of the soil deposit and its safety factor is less about 10 per cents than the safety factor at the basic load action.
- The PGA = 0,23*g* and the acceleration on the top of the bridge is equal to 0,07*g*.
- The time history analysis gives larger values of the bending moments and axial forces, respectively 1,5 times and 1,2 times, in comparison with the pseudo static seismic analysis.
- The safety factor of bearing capacity is $F_s > 1$ for all load combinations in construction and service period of the bridge structure which means that there is not a risk of failure of the bridge.
- The seismic bearing capacity analysis shows an asymmetric failure mode of the soil deposit and its safety factor is less about 10 per cents than the safety factor at the basic load action.

It is important to mention that the advanced soil constitutive models describe more precisely mechanical behaviour of the soil because they use a lot of material parameters. But the correct application of the advanced models requires performing accurate experimental procedures and sensitivity analyses for identification of the model parameters.

REFERENCES

[1] Kazakov K., Mihova L., Partov D. Finite element modeling of the road buried arch bridge Tri Voditsi in Bulgaria. 18th Int. Symposium of MASE, Ohrid, 2019.

[2] Kazakov K., Mihova L. Partov D. Comparative analysis of different finite element models of the soil-buried arch bridge interaction. Jour. Building materials and structures, Society for materials and structures testing of Serbia, 2019, pp. 15-28.

[3] Kazakov K., Mihova L., Partov D. Constitutive models for FE analysis of pile founded buried arch bridge. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 951 012004, 2020.

[4] Kazakov K., Sulay I., Partov D. Seismic analysis of a buried arch bridge. XX Int. Scientific Conf. by Construction and Architecture VSU'2020, Vol 1, 2020, pp.81-92.

[5] Kuhlemeye R. L., Lysmer J. Finite element method accuracy for wave propagation problems. Jour. of the Soil Mechanics and Foundations Division, 99 (5), 1973, pp. 421-427.

[6] Zhang Y. Finite element modeling of tornado missile impact on reinforced concrete wall panels Dissertation in Civil Engineering (Texas Tech. Univ.), 1992.

[7] Soutsos M., Robinson D., Chen J. Numerical modeling of UHPFRC beams under impact load Proc.1st Int. ICT Conference on Cement and Concrete Technology, Oman, 2017, pp 1-6.

[8] Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G., (1999). The hardening-soil model: Formulation and verification. In R. B. J. Brinkgreve, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, 1999.

[9] Plaxis, Material Model Manual, 2015.

[10] Duncan J. M., Chang, C. Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil. Jour. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, 1970.

[11] Vucetic M., Dobry R. Effect of soil plasticity on cyclic response. Jour. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 1, 1991.

[12] Hsu, C. H., Chern S. G., Hwang H. A study on nonlinear dynamic properties of soils. The World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics, Jeju, Korea, 2013.

[13] Seed H. B., Idriss I. M. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. University of California, Berkeley, Report No. EERC 70-10, 1970.

[14] Arion C., Neagu C. (2007). Laboratory investigation for estimation of seismic response of the ground. Int. Symposium on Strong Vrancea Earthquakes and Risk Mitigation, Bucharest, 2007.

[15] Rayleigh J. W. S., Lindsay R. B. The theory of sound, Dover Publications, New York, 1945.

[16] Hashash Y., Park D.Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. Soil dynamic earthquake engineering, 22 (7), 2002, pp. 611-624.

[17] Hudson M., Idriss I. M.., Beikae M. QUAD4M : A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base. rev. 2003, Center for Geotechnical Modeling, University of California Davis, 2003.

[18] Kramer, S. L. Geotechnical Earthquake Engineering. University of Washington, 1996.

[19] Duncan J. M. State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 7, 1996.

[20] Kostova St. (2011). Designing methods of the soil bearing capacity according to Eurocode 7 and Bulgarian norms, Academic Journal Mech., Transport, Communications, Issue 3, No. 00550.

[21] Kostova, St. Analysis of the procedure for calculation of the soil ground bearing capacity according to Eurocode 7, Academic Jour. Mech., Transport, Communications, Vol. 16, No.1, 2018.

NUMERICAL CALCULATION OF THE STRESS CONCENTARTION FACTORS FOR PLATES WITH GEOMETRIC IRREGULARITIES

Milko Miloshev[1]

ENABL Bulgaria EOOD

***Abstract**: The paper presents the outcome of the numerical analyses of steel plate with circular opening subjected to tension. The calculations are performed by the Finite Element Method using the ANSYS software package. Mesh refinement study is performed to demonstrate convergence of the stress results. The stresses defined by the numerical analysis are compared to analytical calculations and a very good agreement is achieved. Plasticity is handled by the Neuber's rule and the results are compared to the ones obtained from a non-linear elasto-plastic analysis.*

***Key words**: Stress concentration factors, Plasticity, Neuber's rule*

1. Introduction

Assessment of stress concentrations in plate elements is very important as plate elements are used in various connection details. Plates are often connected with bolts, rivets or pins which requires holes to be drilled. Furthermore, plates may need to be designed with varying geometry depending on the requirements for a particular connection. Sudden changes in geometry under loading result in localized stress fields which are referred to as stress concentrations and the geometric features which cause them are referred to as stress concentrators or stress raisers.

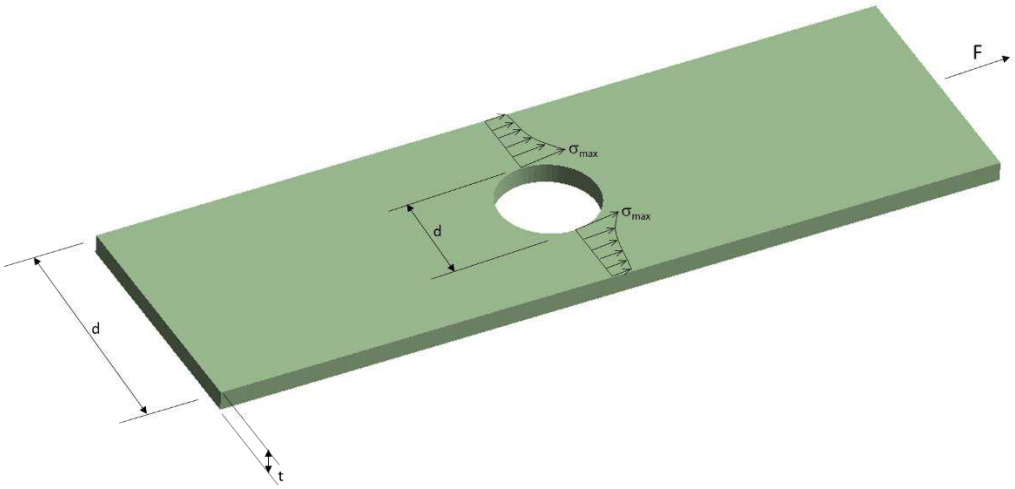


Figure 1. Stress concentration at a single opening

[1] Structural Engineer, Finite Element Analysis, mism@enabl.dk.

Stress concentration around a single hole in a steel pate loaded in tension is illustrated in Fig.1. The nominal stress at the net section of the plate can be express as follows:

(1) $$\sigma_n = \frac{F}{(w-d)t}$$

Based on Eq. (1), the concentrated stress in the vicinity of the opening can be written:

(2) $$\sigma_{max} = K_t \sigma_n,$$

where K_t is stress concentration factor, which in this case depends on the ratio of the plate width w to the hole diameter d. The subsequent sections of this paper present comparison between maximum stress computed by finite element (FE) analysis and respective charts derived by theoretical calculations given in [1]. For the configuration shown in Fig.1, the abovementioned charts provide stress concentration factors which are valid for stress levels below steel yield stress, i.e. in the elastic range. For maximum stress exceeding yield stress, the assessment is made following the Neuber's rule [2], whereas the numerical calculation used for benchmarking utilizes non-linear material stress-strain relation. The FE analyses are performed with the ANSYS software tool [3]. Mesh refinement studies are performed to demonstrate convergence of the numerical solution to the theoretical one.

2. Stress concentrations in the elastic range

The relation between the stress concentration factor K_t and the ratio d/w is shown in Fig. 2. The graph is digitized using the online tool WebPlotDigitizer[4] and then the curve is approximated with a 3^d order polynomial which allows direct calculation of K_t for given d/w ratio. A plate with opening is modelled in ANSYS[3] considering five d/w ratios which together with the respective stress concentration factors are given in Tabl. 1. The analytical max. stresses and the stresses computed by Finite Element Analysis (FEA) are also compared in the table. The material used is structural steel with properties typical for S235 and the applied force is 10 kN. The stress contours for the 5 cases are shown in Fig. 3 to Fig. 7. Can be seen that the max. stresses in all cases does not exceed the material yield strength and the numerical results are in good agreement with the analytical calculations.

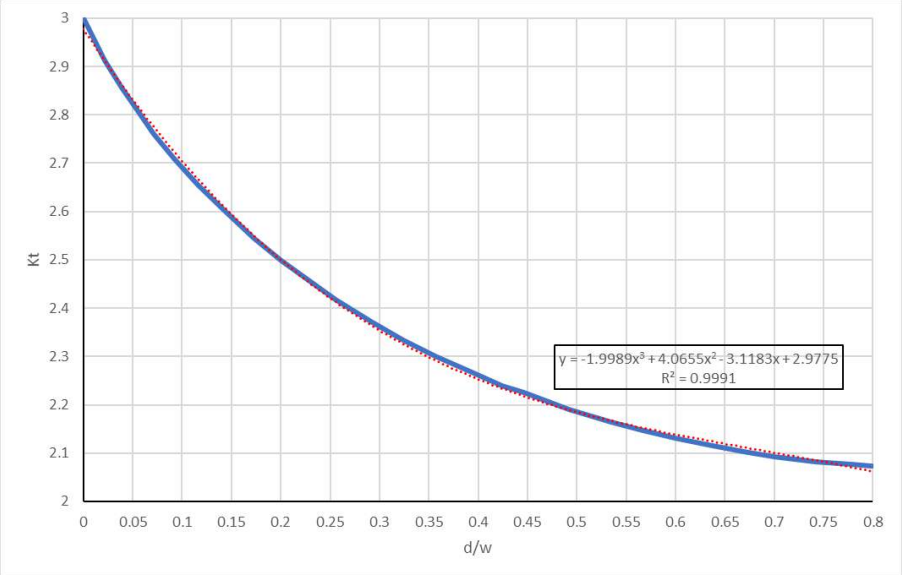


Figure 2. Stress concentration at a single opening [1]

Table 1. Analytical and numerical stresses

d, mm	w, mm	d/w	σ_n, MPa	K_t	σ_{max}, MPa	FEA, MPa
25	50.00	0.5	80.00	2.18	174.80	174.68
25	62.50	0.4	53.33	2.25	120.00	121.03
25	83.33	0.3	34.29	2.35	80.70	81.723
25	125.00	0.2	20.00	2.50	50.00	50.00
25	250.00	0.1	8.89	2.70	24.03	24.677

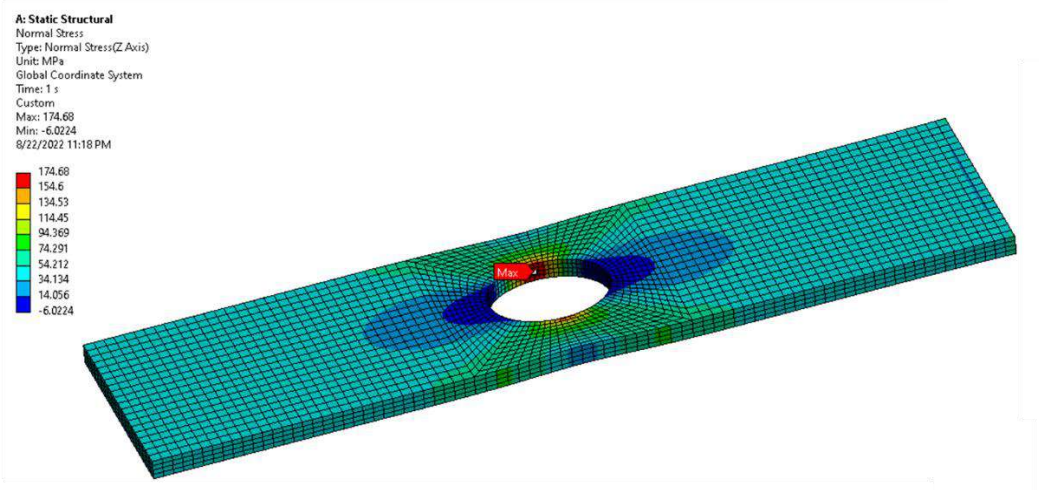


Figure 3. Stress contour *d/w*=0.5

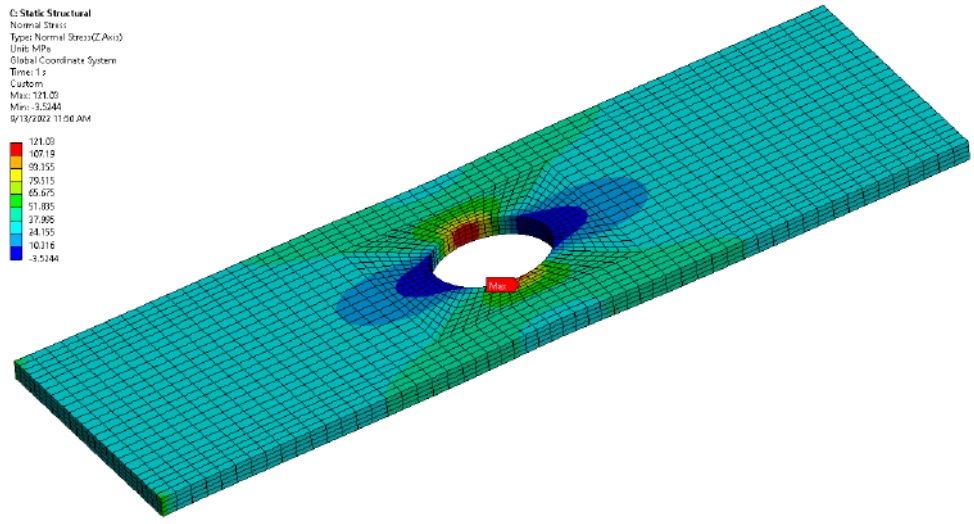


Figure 4. Stress contour *d/w*=0.4

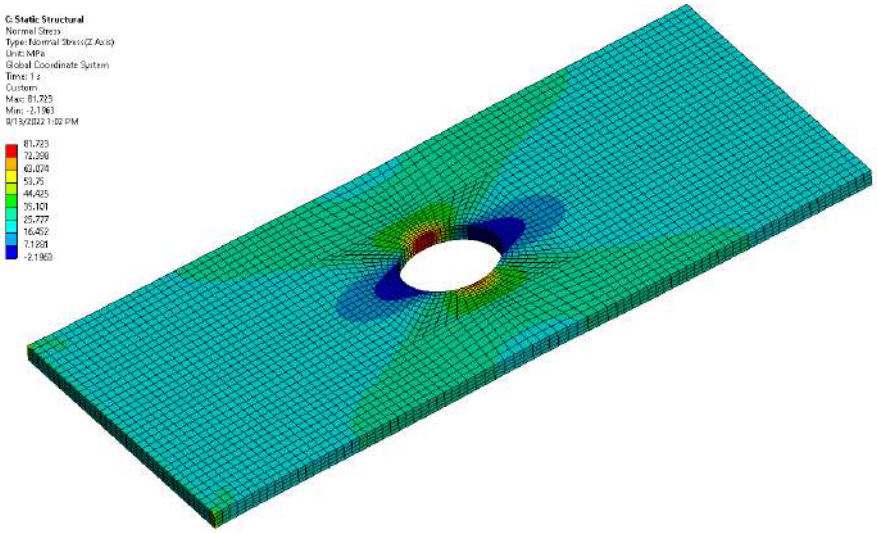


Figure 5. Stress contour *d/w*=0.3

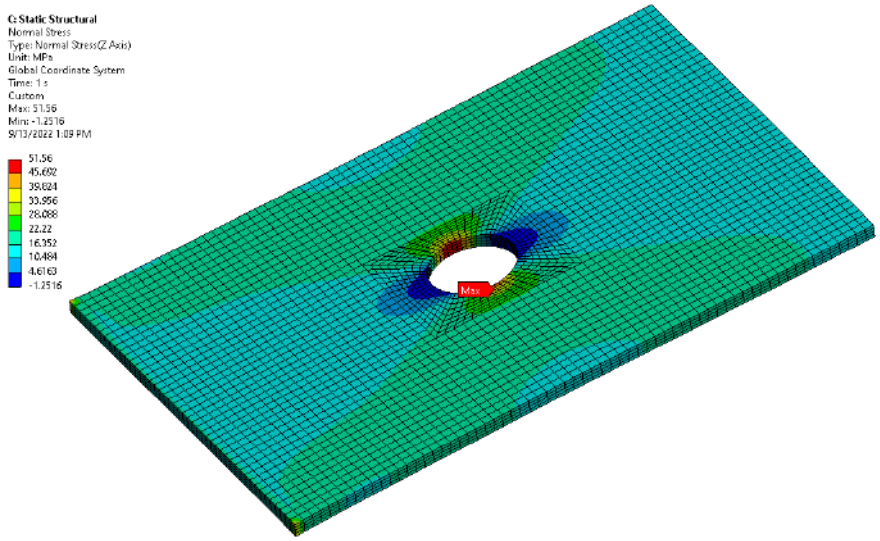


Figure 6. Stress contour *d/w*=0.2

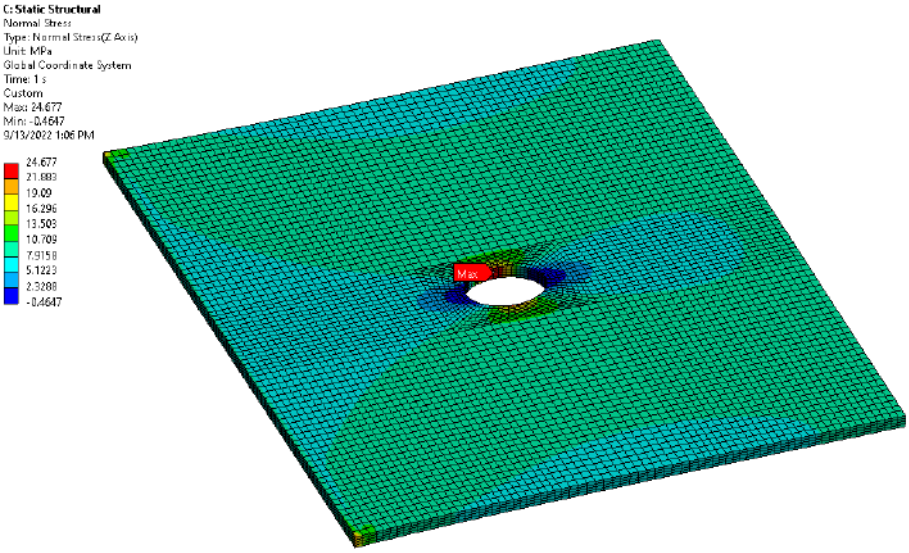


Figure 7. Stress contour *d/w*=0.1

A mesh refinement study is performed for the plate with *w/d*=0.5 to ensure that the element mesh captures well the localized stress field. The mesh refinement patterns are shown in Fig. 8. The mesh refinement study is performed using linear and quadratic elements and the outcome is shown in Fig. 9. The figure demonstrates that the quadratic elements converge better to the analytical solution but at almost double the computational cost as seen in Fig. 10. Based on this mesh refinement study all calculations are performed with 12x12 elements mesh and quadratic elements.

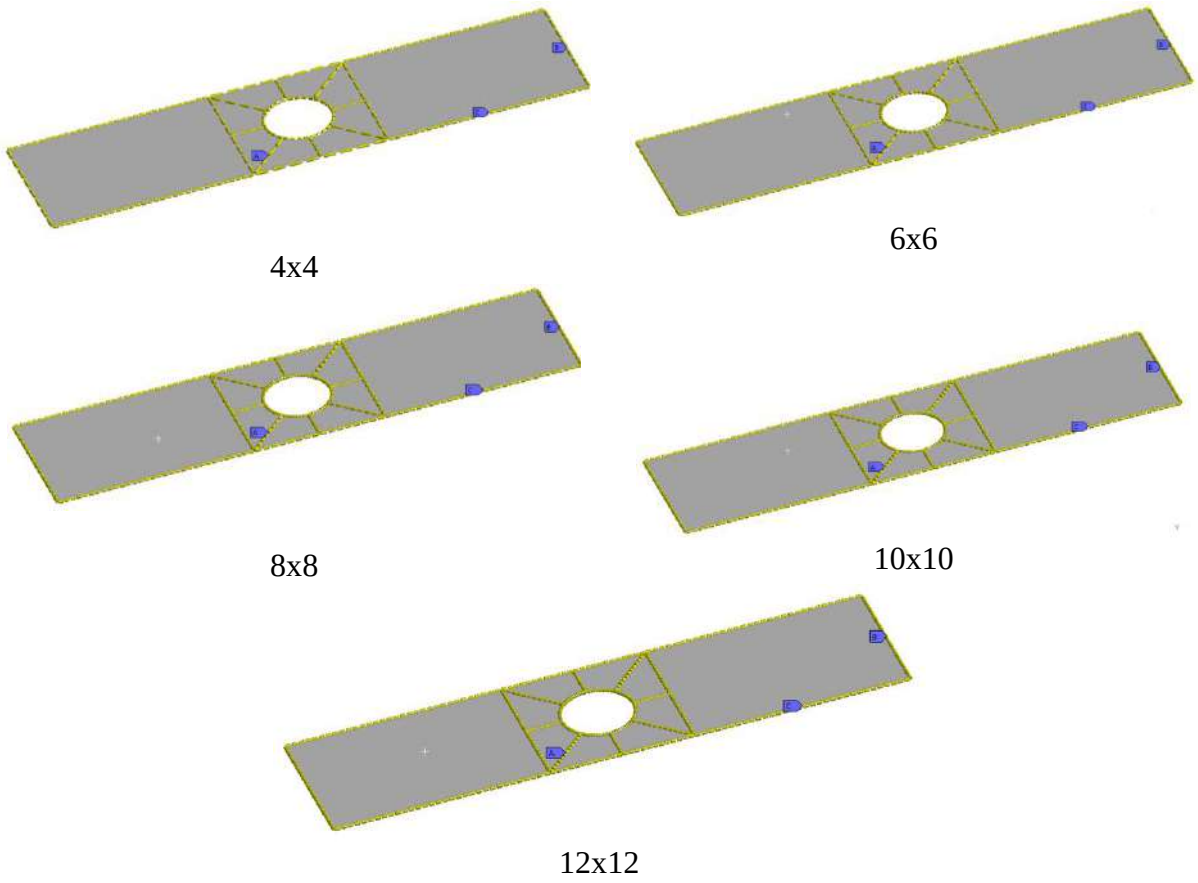


Figure 8. Mesh refinements around the opening

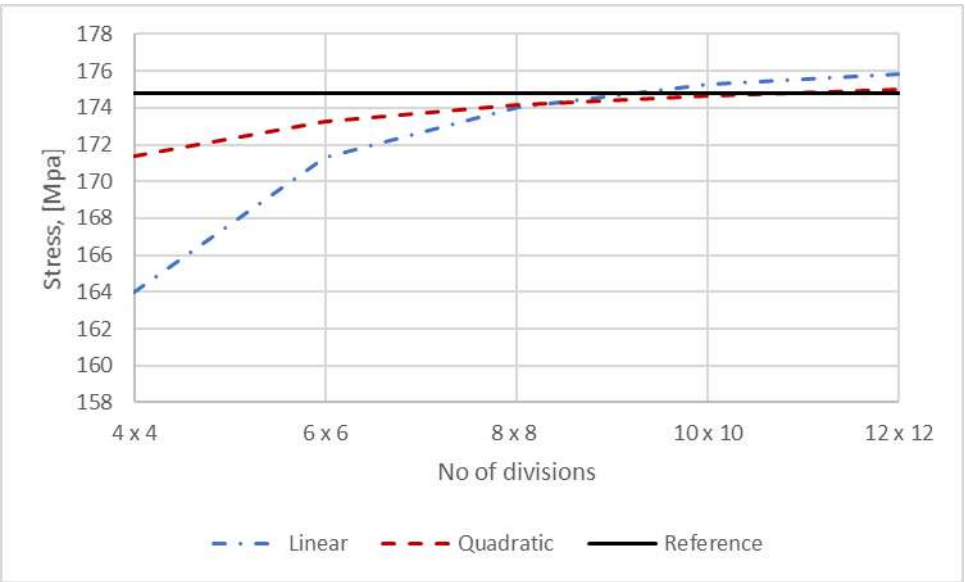


Figure 9. Convergence of the max. stress

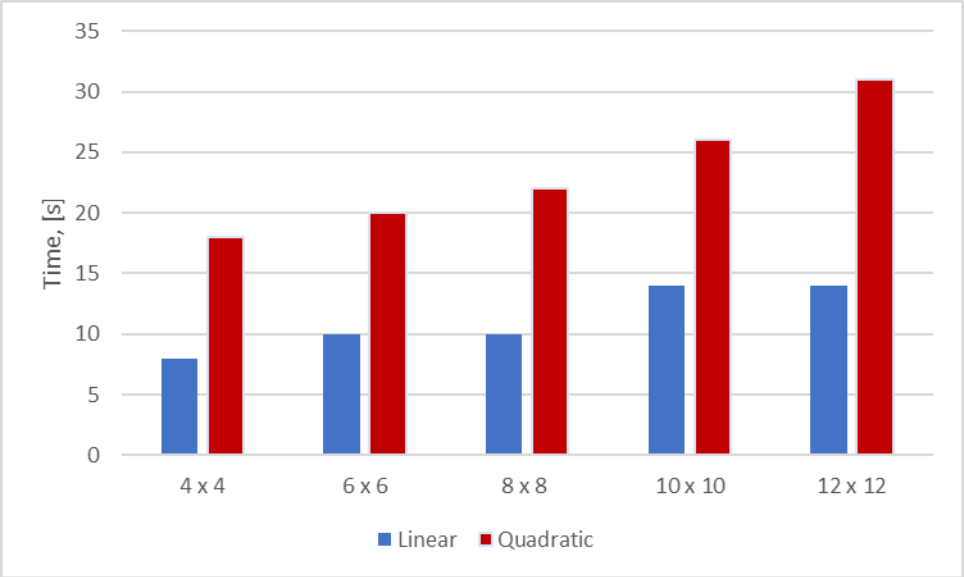


Figure 10. Comparison of computational time

3. Stress concentrations exceeding yield stress

The calculations shown in the previous section are performed assuming load magnitude which induces linear nominal and linear max. stress at the stress raiser. Neuber[2] presented approach which relates stress and strain computed for a linear material model to the stress and strain for a non-linear material model. The relation is illustrated in Fig. 11 (adopted from [5]). Neuber established the relation Eq. **Грешка! Източникът на препратката не е намерен.**.

(3) $$Se = \sigma\varepsilon,$$

where S and e are the stress and strain computed by elastic analysis while σ and ε are the respective stress and strain assuming non-linear material model. The curve which maps the elastic state of stress S to the plastic state σ is known as Neuber's hyperbola. In terms of the

nominal and max. stress discussed in Section 2, the Neuber's rule can be written as follows (refer to [6]):

(4) $$\sigma_{max}\varepsilon_{max} = K_t^2 S_{nom} e_{nom}$$

In Eq. (4) K_t and S_{nom} are computed in the same as discussed in Section 2 and e_{nom} is found from the material's elastic stress-strain relation using the nominal stress.

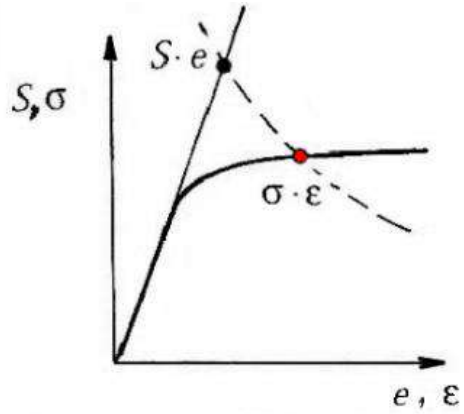


Figure 11. Neuber's relation between elastic and plastic state of stress and strain

Further in this section, max. stress in the plastic range is calculated using the Neuber's formula and the result is compared to FE analysis using the bi-linear stress strain material curve shown in Fig. 11. The initial Young's modulus is E=2.105 MPa. The tangential modulus is taken 5% of the initial one.

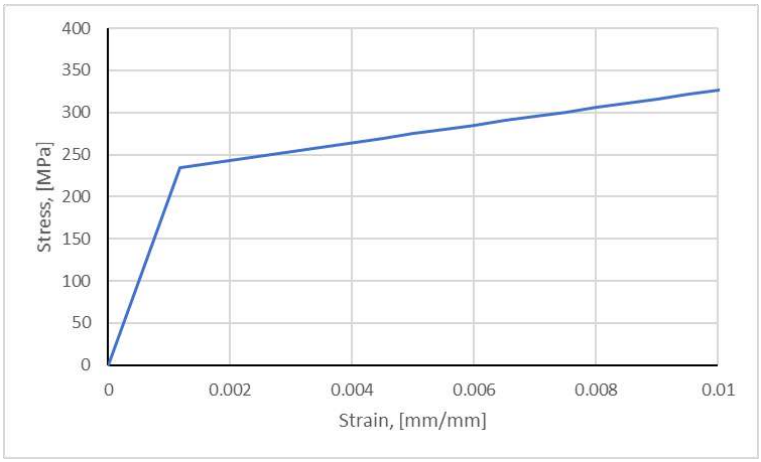


Figure 12. Assumed material stress-strain relation

The calculation is performed for the d/w =0.1 configuration with tension force F=200 kN. The resulting nominal stress is then:

(5) $$S_{nom} = \frac{F}{(w-d)t} = \frac{200000}{(250-25)\times 5} = 177.78MPa$$

If the stress concentration factor K_t = 2.7 is used (see Tabl. 1), the resulting max. stress will exceed the yield stress. Thus, the max. stress should be computed using the Neubers's formula Eq. (4). The nominal strain is found to be:

(6) $$e_{nom} = \frac{S_{nom}}{E} = \frac{177 \times 78}{200000} = 0.000889$$

Substituting in Eq. (4):

(7) $$K_t^2 S_{nom} e_{nom} = 2.7^2 \times 177.78 \times 0.000889 = 1.15$$

The product $\sigma\varepsilon$ can be expressed as function of σ using the data for the stress-strain curve in Fig. 12. Stresses, strains, and the product $\sigma\varepsilon$ are given in Tabl.2. The plastic stress at the hot spot is obtained for the value calculated in Eq. (7). Interpolation between $\sigma\varepsilon = 0.276$ *and* $\sigma\varepsilon = 1.213$ yields max. plastic stress σ_{max} = 266.96 MPa. The stress at the opening calculated by non-linear FEA is 263.57 MPa which is in a very good agreement with the analytical result.

Table 2. Tabulated stress and strain data

σ	0	235	269.6	274.74	279.923	285.106	290.29
ε	0	0.0012	0.005	0.005	0.0055	0.006	0.0065
$\sigma\varepsilon$	0.000	0.276	1.213	1.374	1.540	1.711	1.887

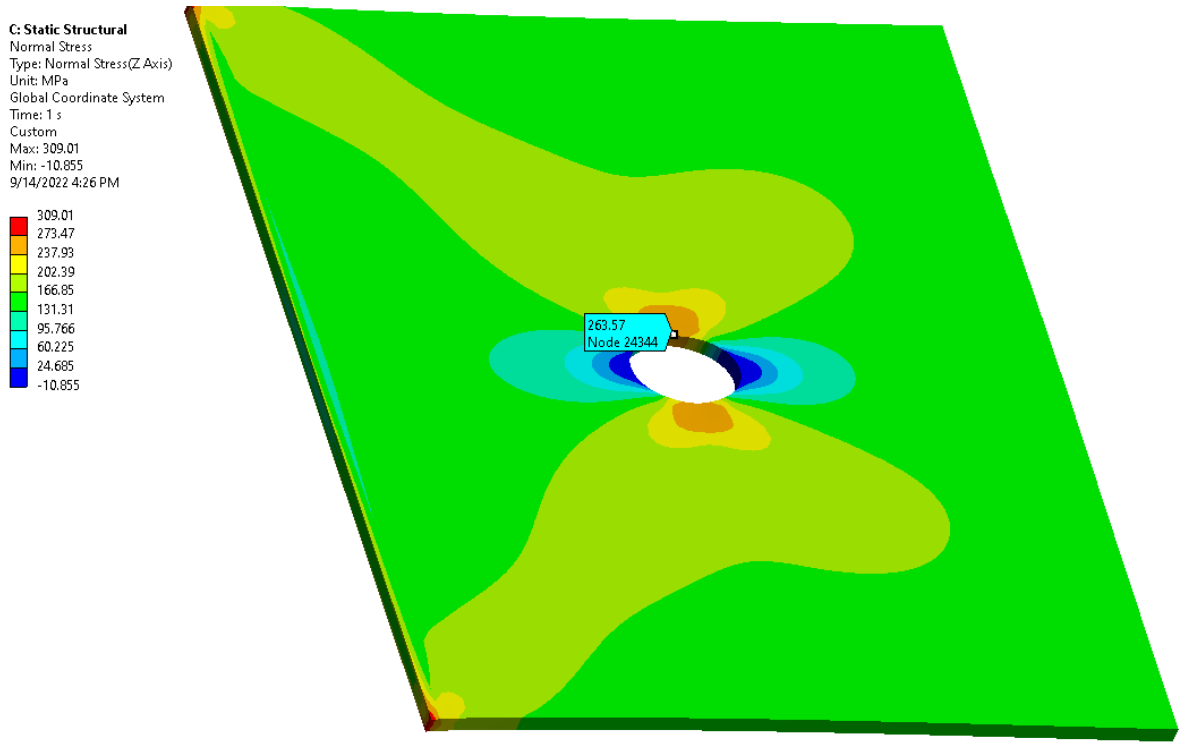


Figure 13. Stress contour plot non-linear FEA

To verify the adequacy of the discretization, the stress-strain curve is extracted from the non-linear calculation at the area with stress concentration. It is compared to the input curve in Fig. 14. Both curves are in a good agreement which confirms that the FE mesh adequately captures the expected behavior.

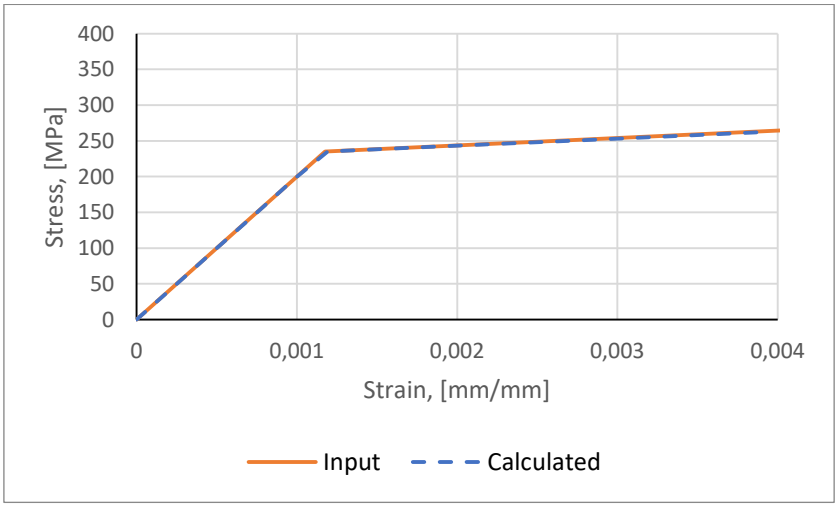


Figure 14. Input vs. calculated material relation and

Conclusion

Section 2 of the paper describes benchmarking of the stress concentration in plate with circular opening computed by FEA against an analytical solution when the peak stress does not exceed material yield stress. The numerical result is in vey good agreement with the analytical calculation. For the case where the peak stress exceeds the yield stress, the analytical calculation is performed using the Neuber's formula as presented in Section 3. The analytical stress is compared to the result from a non-linear FE calculation, whereas both also demonstrate very good agreement. Based on this study, conclusion can be drawn that the Neuber's formula provides reliable and efficient approach to relate the stress from linear calculation to non-linear stress. However, the approach is to be used for areas with local stress concentrations where plastic deformation would not cause significant force re-distributions. For structural applications where significant plastic deformations are expected and plastic hinges lead to force redistribution and hence change in the structural behaviour, a non-linear calculation is recommended to used.

REFERENCES

[1] Pilkey, W., Peterson's stress concentration factors, Second edition, John Wiely & Sons, 1997
[2] Neuber, H., Theory of Stress Concentration for Shear-Strained Prismatic Bodies with Arbitrary Nonlinear Stress-Strain Law, ASME, 1961
[3] www.ansys.com
[4] WebPlotDigitizer - Extract data from plots, images, and maps (automeris.io)
[5] Correcting Elastic FEA Results for Local Plasticity (uwaterloo.ca)
[6] Youn, W., Budyans, R., Roark's formulas for Stress and Strain, Seventh Edition, McGraw-Hill

COMPARISON OF THE CONVERGENCE OF RESULTS ON THE EXAMPLE OF A THIN PLATE

Vesna Raspudic[1], Vlaho Akmadzic[2], Matej Lozancic [3]

Faculty of Mechanical Engineering, Computing and Electrical Engineering
Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy University of Mostar

***Abstract**: In the analysis of more complex constructions there are different types of methods. The most commonly used is the finite element method. In this paper, the finite element method will be applied to the analysis of thin plate bending problem based on the Germain-Kirchhoff theory. The numerical model of the plate is discretized dominantly with quadrilateral finite elements. The density of the mesh and the edge boundary conditions vary. The results of the analysis are obtained using two different commercial software packages, Ansys and Tower 3D Model Builder, and ultimately compared with the analytical results.*

***Key words**: finite element analyses, thin plate, quadrilateral mesh*

1. Introduction

There are two dominant groups of plates, thin and thick ones [1]. The plate is categorized as thin if the thickness is small when compared with its two other dimensions and if its deformation is negligible in relation to the slope. On the other hand, the plate is classified as thick if its thickness is comparable to its other dimensions and if the order of magnitude of sliding and bending deformations is the same.

In this paper, the finite element method will be applied to the analysis of the problem of thin plate bending based on the Germain-Kirchhoff theory, with the following assumptions:

- A straight line normal to the undeformed reference middle plane of the plate before bending remains normal to the middle surface after bending, which means neglecting the shear stresses parallel to the normal;
- the normal strain ε_z and corresponding deformation are ignored;
- the deflection of any point (x, y, z) of the plate is equal to the deflection of the corresponding reference plane point (x, y, 0);
- the deflections of the plate are small in relation to the plate thickness, so the membrane effects are negligible in relation to the bending;
- the material is homogeneous, isotropic and behaves according to the Hooke's law.

[1] Vesna Raspudic, Assoc. Prof./phD, Mechanical Engineering, Faculty of Mechanical Engineering, Computing and Electrical Engineering, Matice hrvatske bb, 88 000 Mostar, B&H, vesna.raspudic@fsre.sum.ba
[2] Vlaho Akmadzic, Assoc. Prof./phD, Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy University of Mostar, Matice hrvatske bb, 88 000 Mostar, B&H, vlaho.akmadzic@fgag.sum.ba
[3] Matej Lozancic, Asistant, Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy University of Mostar, Matice hrvatske bb, 88 000 Mostar, B&H, matej.lozancic@fgag.sum.ba

The first three assumptions allow the problem to be viewed as a two-dimensional plane problem. The traditional way of placing the coordinate system on the plate according to [2], [3] as well as marking of stress components on the spatial differential element of the plate in analytical calculations are shown in Figure 1.

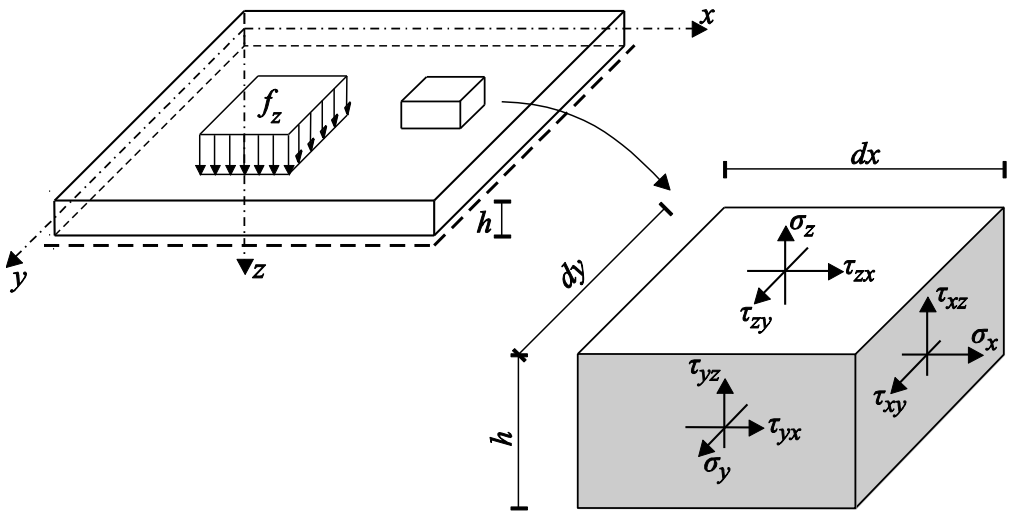


Figure 1. Plate and it's 3D differential element

2. Numerical model

In order to derive the plate bending equation, it is necessary to define the directions of forces and moments, which is described in detail in the literature [2]. Therefore, the final expression of the differential equation for the bending of a thin plate is given here:

$$(1) \qquad D\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\,\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\,\partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right) = f_z,$$

where D is the flexural stiffness constant of the plate,

$$(2) \qquad D = \frac{E\,h^3}{12\,(1-\nu^2)},$$

while E is Young modulus, h is the thickness of the plate, ν Poisson ratio, w is the displacement field of the plate and f_z is the load on the plate.

2.1. Bending of a simply supported square plate

Consider a simply supported square thin plate subjected to a concentrated gravitational load at the center of the square plate. The deflection of such a plate is described by the expression:

$$(3) \qquad w_{max} = \frac{4\,Fa^2}{\pi^4\,D}\sum_m^\infty\sum_n^\infty \frac{1}{(m^2+n^2)^2},$$

for $(m,n=1,3,5,\ldots)$.

If the first nine members of the row in the expression (3) are taken ($m = 1, n = 1,3,5;\ m = 3, n = 1,3,5;\ m = 5, n = 1,3,5$) the expression becomes:

$$(4) \qquad w_{max} = \frac{4Fa^2}{\pi^4 D}\left[\frac{1}{2^2} + \frac{2}{10^2} + \frac{1}{18^2} + \frac{2}{26^2} + \frac{2}{34^2} + \frac{1}{50^2}\right] = 0,01142\ \frac{Fa^2}{D},$$

where F is the force in gravitational direction at the centre point of the plate, a is the plate span and D is the flexural stiffness constant of the plate. A more accurate value [2] is obtained by applying the expression:

$$(5) \qquad w_{max} = 0,01160\ \frac{Fa^2}{D}.$$

2.2. Bending of a clamped square plate

Consider a clamped square thin plate subjected to a concentrated load at the center. A more accurate value [2] is obtained by applying the expression:

$$(6) \qquad w_{max} = 0,0560\ \frac{Fa^2}{D},$$

where w is the deflection of a plate, D is the flexural stiffness constant of the plate, F is the force in gravitational direction at the centre point of the plate and finally a is the span of the plate.

3. Test examples

In the following examples taken from the literature [1], [4], [5], [6], two cases will be analysed in two different program, Ansys and Tower 3D Model Builder. The cases are:

- simply supported square plate – test example number one;
- clamped square plate – test example number two.

The plats are analysed with the 8-node quadrilateral finite element and in both cases the finite element mesh density varies. For each of the analysed mesh densities, the coefficient k from expression (7) will be determined based on the value of the maximum deflection in the middle of the plate.

$$(7) \qquad w_{\max} = k\frac{Fa^2}{D},$$

3.1. Test example number one - simply supported square plate

Dimensions of the square plate are 10.0 x 10.0 x 0.1m. Poisson's ratio is 0.2, and Young's modulus of elasticity is 27 GPa. The finite element mesh density varies from the simplest 4x4 to the densest 32x32. Force, in gravitational direction, applied in the centre point of the plate has intensity of 100.0kN.

The results represented in Figures 2, 3 and 4 are obtained in Ansys. In Figure 2, the deformation of the plate for a mesh density of 32 x 32 is shown. The Figure 3 and Figure 4 represent general distribution of normal and shear stress component values, as well as the distribution of the maximum principal stress and equivalent stress on the bottom side of the plate, without specifying their values for a specific mesh density in these plots.

In Figures 5-8, the results obtained in Tower 3D Model Builder are presented according to the same principle as the calculations in Ansys.

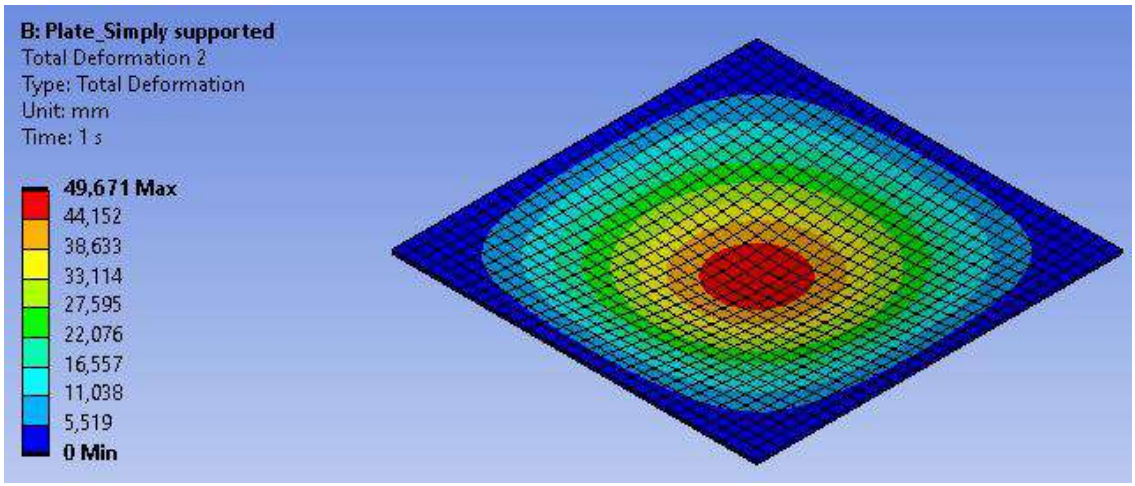


Figure 2. Deformation of a simply supported plate (Ansys)

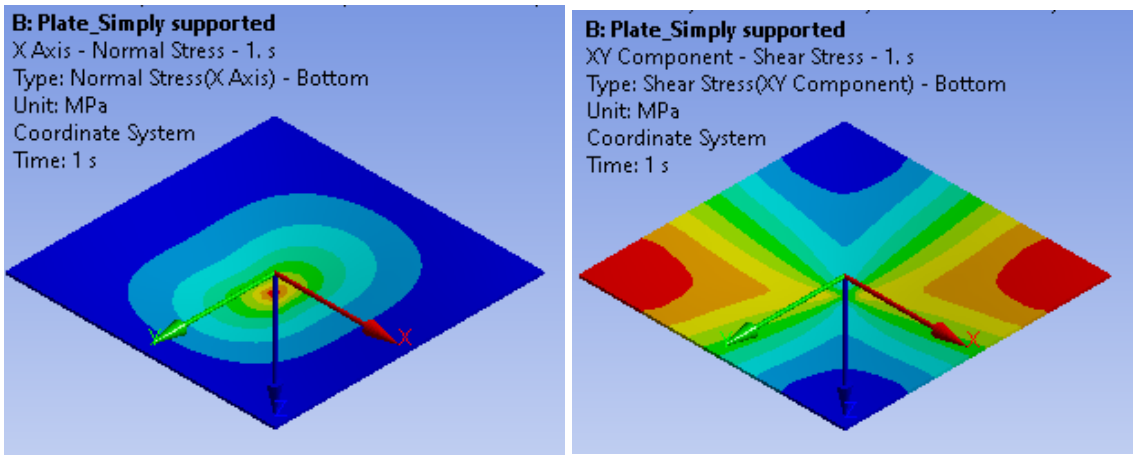


Figure 3. Normal stress (X Axis) and Shear stress (XY Component) distribution (Ansys)

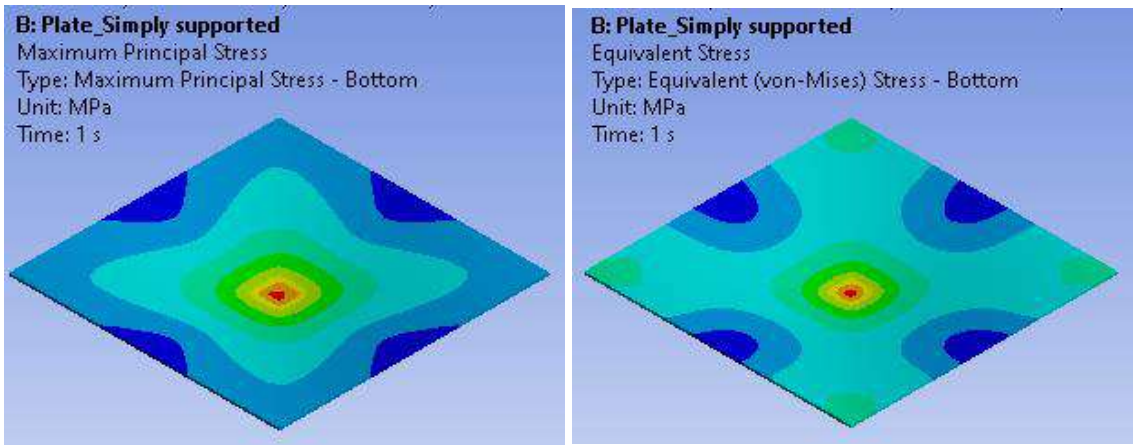


Figure 4. Maximum principal stress and Equivalent stress distribution (Ansys)

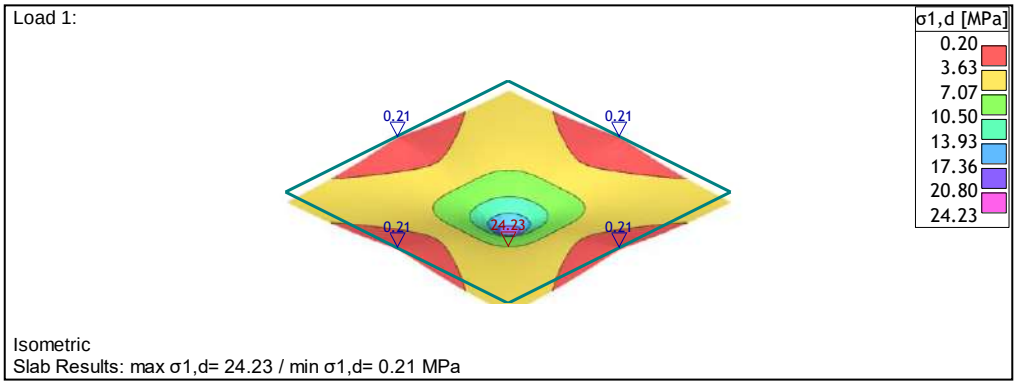


Figure 5. Normal stress – X direction (Tower 3D Model Builder)

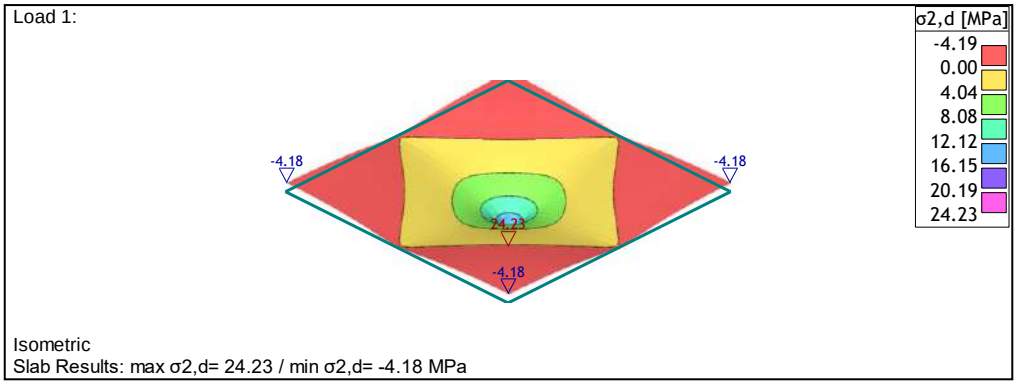


Figure 6. Normal stress – perpendicular direction (Tower 3D Model Builder)

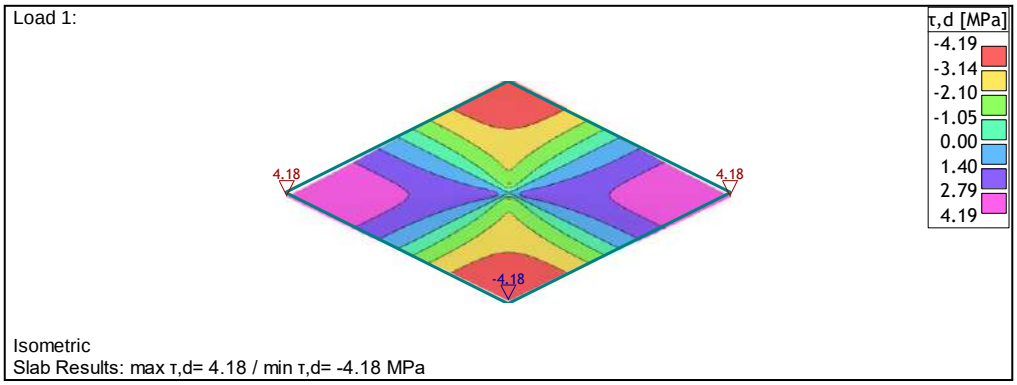


Figure 7. Shear stress of the lower side of the plate (Tower 3D Model Builder)

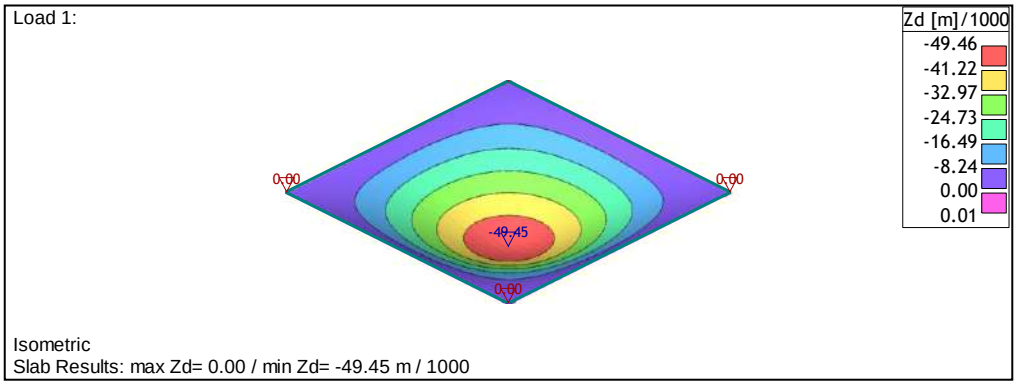


Figure 8. Deformation of the freely supported plate (Tower 3D Model Builder)

3.2. Test example number two - clamped square plate

The same size of the mesh is taken into account, as well as geometric and material characteristics. The same results as for the simply supported plate are also presented for the fixed plate in Figures 9-15.

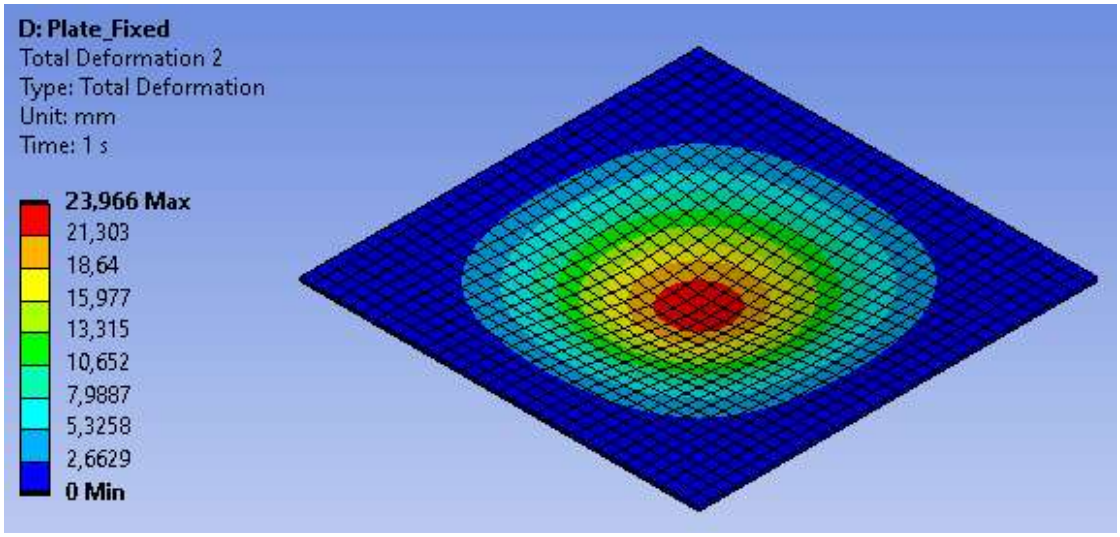


Figure 9. Deformation of a fixed plate (Ansys)

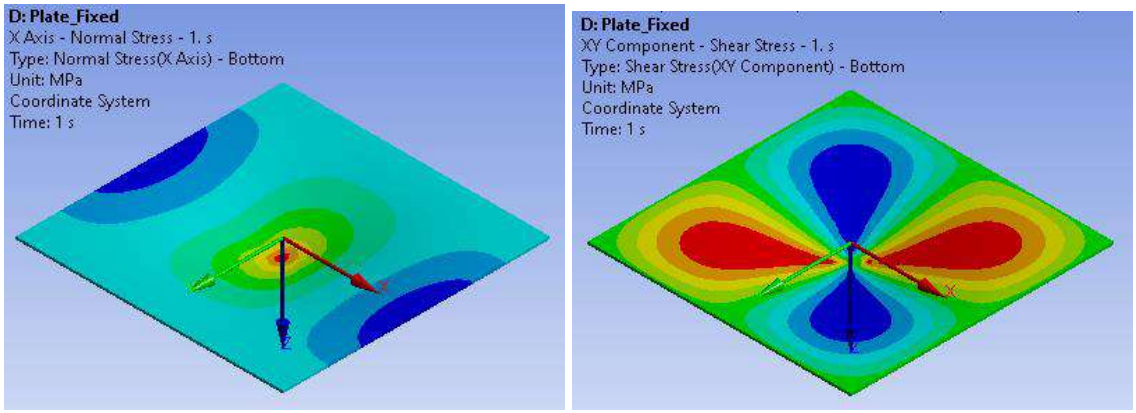


Figure 10. Normal stress (X Axis) and Shear stress (XY Component) distribution (Ansys)

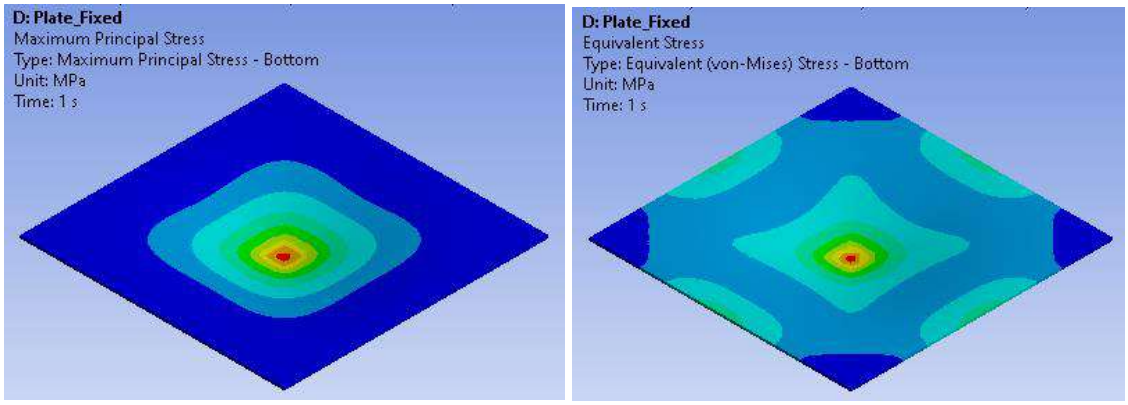


Figure 11. Maximum principal stress and Equivalent stress distribution (Ansys)

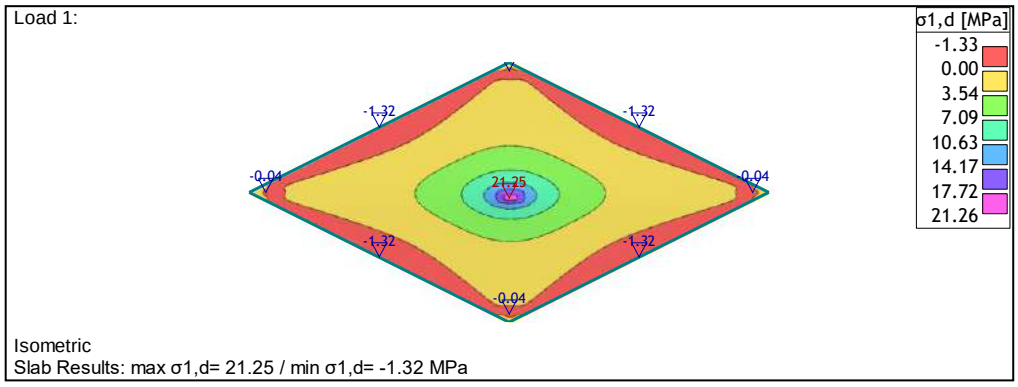


Figure 12. Normal stress – X direction (Tower 3D Model Builder)

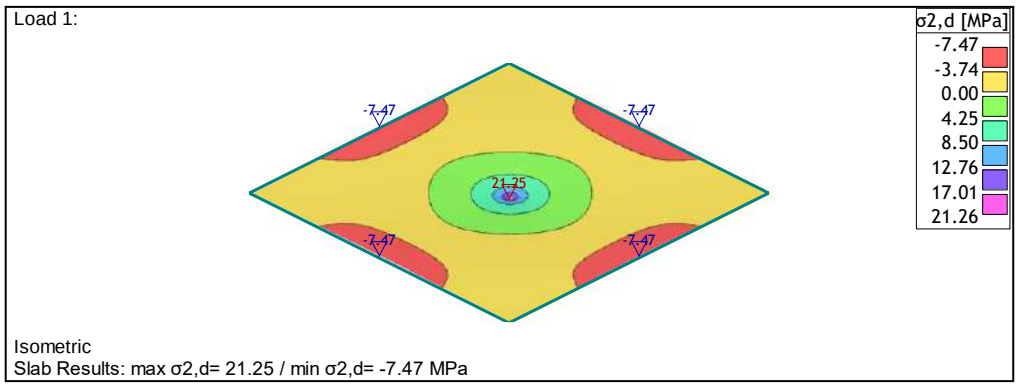


Figure 13. Normal stress – perpendicular direction (Tower 3D Model Builder)

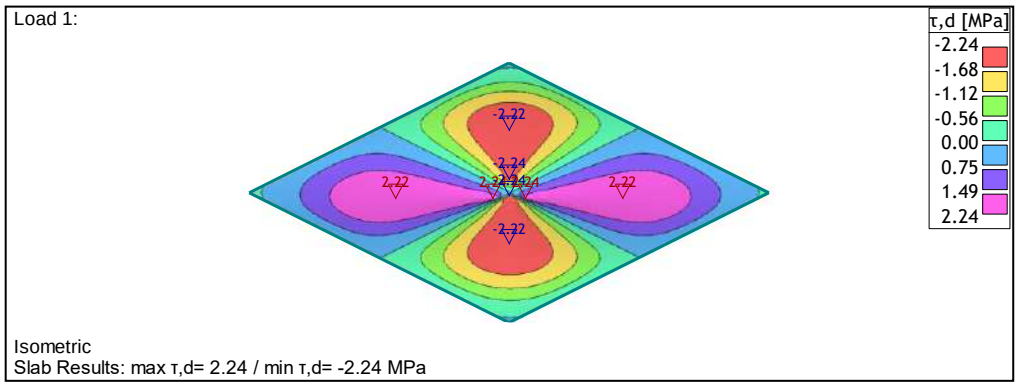


Figure 14. Shear stress of the lower side of the plate (Tower 3D Model Builder)

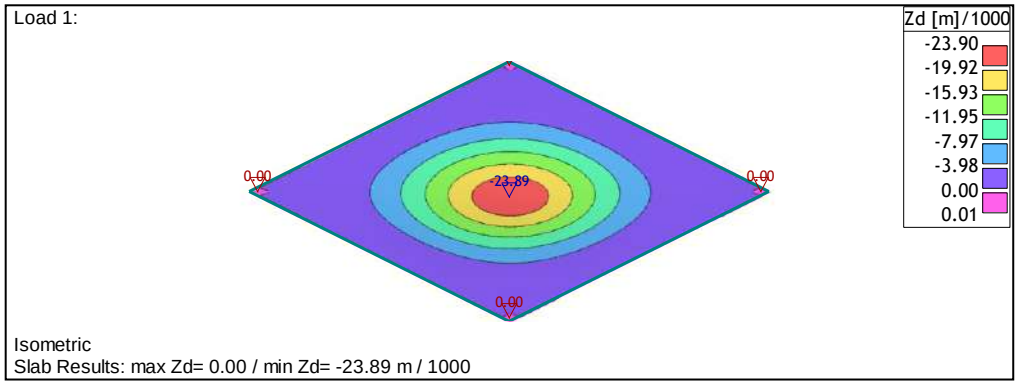


Figure 15. Deformation of the clamped plate (Tower 3D Model Builder)

If the structure is well modelled, the higher mesh density in general should give us a better approximation to the analytical solution [3], [6], [7], [8], [9]. However, sometimes hardware components, time constraints and mesh type (triangular, quadrilateral) are constraining factors in the construction analysis [10]. That consequence of the increasing the mesh density is shown on the example of the previously analysed plate. The results of the analytical solution, and the results obtained by two software packages are shown in the Table 1.

Table 1. Vertical displacement of the plate midpoint and factor *k* in (7)

Case		freely supported plate				clamped plate			
		w (mm)				w (mm)			
Analytic		49.49				23.89			
Mesh density		**FEM**				**FEM**			
		4x4	**8x8**	**16x16**	**32x32**	**4x4**	**8x8**	**16x16**	**32x32**
Tower	*w*	48.03	49.01	49.35	49.45	21.99	23.35	23.77	23.89
	k	0.01126	0.01149	0.01157	0.01159	0.00515	0.00547	0.00557	0.00560
Ansys	*w*	49.10	49.30	49.53	49.67	20.67	23.11	23.77	23.97
	k	0.01151	0.01156	0.01161	0.01165	0.00484	0.00542	0.00557	0.00562

Conclusion

The application of a numerical model in two software packages to the static problems of thin plate bending with a concentrated force in the centre point has been presented. The comparison of different software results will help in better understanding of different limitation factors, like computer performances, type of the used finite elements and the limitation of the maximum allowed number of nodes.

Based on the differences in values listed in Table 1, it can be seen that in the used software maximum deviations from analytical solutions are relatively small even for a course mesh, and for the 16x16 mesh distribution they achieve values that correspond to the analytical expressions for both analysed edge boundary conditions. For more complex examples, the convergence process to the analytical solution, if existed, is considerably slower. In addition to the displacement field, the distribution of corresponding main stresses has been shown. In order to define the appropriate mesh parameters, it is also necessary to examine at what mesh density a satisfactory convergence is achieved for the stress results.

REFERENCES

[1] Ramljak D., V. Akmadzic, Influence of the mesh density and concrete quality on the results accuracy in thin plates, XVIII Anniversary international scientific conference by construction and architecture VSU'2018, Sofia, 2018, 341p.
[2] Timoshenko S., S. Woinowsky-Krieger, Theory of Plates and Shells, McGraw-Hill, 1940
[3] Mihanović A., B. Trogrlić, V. Akmadžić, Građevna statika II., Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije u Splitu, Split, Hrvatska, 2014, 213 p., (ISBN: 978-953-6116-57-7). (in Croatian)
[4] Nikolić, Ž. Contribution to the improvement of the finite elements solutions of the beam constructions and thin plates, Dissertation, Faculty of Civil Engineering University of Split, 1999. (in Croatian)
[5] Timoshenko, S. P., Gere, J. M. Theory of elastic stability, McGraw-Hill, London, 1986., 541 p. (in English)

[6] Akmadžić V., K. Prusac. Influence of density of FEM on the accuracy of results in thin slabs, e-Zbornik: Electronic collection of papers of the Faculty of Civil Engineering, Vol. 1, No. 1, 2011, 105 p. (in Croatian)
[7] Mihanović A., Marović, P., Dvornik, J. Nonlinear calculations of reinforced concrete structures, DHGK, 1993., 182 p. (in Croatian)
[8] Lozančić M., V. Akmadžić, Construction of toll station building on the highway, e-Zbornik: Electronic collection of papers of the Faculty of Civil Engineering, Vol. 10, No. 20, 2022, 92 p., (https://doi.org/10.47960/2232-9080.2020.20.10.92).
[9] Raspudić V., Nauka o čvrstoći, pregled teorije i tablice, Sveučilište u Mostaru, Mostar, BiH, 2016, 220 p., (ISBN 978-9958-16-062-2). (in Croatian)
[10] Akmadžić V., H. Smoljanović, I. Balić, Građevna statika II - Metoda pomaka kroz primjere, Sveučilište u Mostaru (University of Mostar), Mostar, BiH, 2018, 220 p., (ISBN 978-9958-16-085-1). (in Croatian)

SELECTED EXAMPLES OF THE PATCH TESTS

Vesna Raspudic[1], Vlaho Akmadzic[2], Matej Lozancic[3]

Faculty of Mechanical Engineering, Computing and Electrical Engineering
Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy University of Mostar

***Abstract**: The patch test in the finite element method is a simple indicator of the quality of a finite element. The elements pass the patch test if the finite element solution is the same as the exact solution. All in all, they represent the necessary condition which all elements have to satisfy and which is frequently a simple programming error checking. So, in this paper a few of patch tests have been chosen and analysed with commercial software Tower 3D Model Builder and academic software Pronell. The results of the analysis have been compared with similar results from literature.*

***Key words**: patch test, condition, program error, Tower 3D Model Builder, Pronell*

1. Introduction

Originally, a patch test was introduced by Bruce Irons and co-workers in the mid-1960s [1], [2], [3]. The test has been recognized as a condition which all elements had to satisfy and which commonly checked for simple programming errors. According to [4] in its original form the patch test simply verified that the minimum local consistency error was achievable and that the programming was correct. Later, it was established that the test could also be used to find the convergence order of any finite element type.

Consistency represents the first and stability represents the second necessary requirement for convergence. At the beginning, a restriction was introduced on the elements in terms of displacement in order to avoid the possibility of forming mechanisms. Later, in the middle of 1980's a reformulation of the patch test was formalized to all element assemblies and it became the sufficient and necessary condition for convergence.

The aim of our paper is to choose a few simple patch tests from the literature and show what is happening with them in the commercial software Tower 3D Model Builder and academic software Pronell. Pronell was developed at the Faculty of civil engineering, architecture and geodesy, University of Split, Croatia [5].

The vertical deflections of the selected structure will be compared. Also, stresses on the lower surface of the element in two orthogonal directions will be looked at. Only elastic response will be considered.

[1] Vesna Raspudic, Assoc. Prof./phD, Mechanical Engineering, Faculty of Mechanical Engineering, Computing and Electrical Engineering, Matice hrvatske bb, 88 000 Mostar, B&H, vesna.raspudic@fsre.sum.ba
[2] Vlaho Akmadzic, Assoc. Prof./phD, Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy University of Mostar, Matice hrvatske bb, 88 000 Mostar, B&H, vlaho.akmadzic@fgag.sum.ba
[3] Matej Lozancic, Asistant, Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy University of Mostar, Matice hrvatske bb, 88 000 Mostar, B&H, matej.lozancic@fgag.sum.ba

2. Selected patch tests

In order to compare the solutions of the selected commercial program and academic one, two problems were chosen to be analysed. In the first problem, it is a simple curved arched structure (half of a circular cylinder), as can be seen in Figure 1. In the second problem, it is a cylindrical shell, so called Scordelis–Lo roof, as can be seen in Figure 2. Due to space limitations, no attention will be paid to reactions and internal forces in this paper.

2.1. Simple curved arch

This example is taken from the literature [6]. As already mentioned, because only elastic response is considered in this section, the number of integration points along the thickness direction does not affect the accuracy of the formulation. The construction is hinged at 4 points.

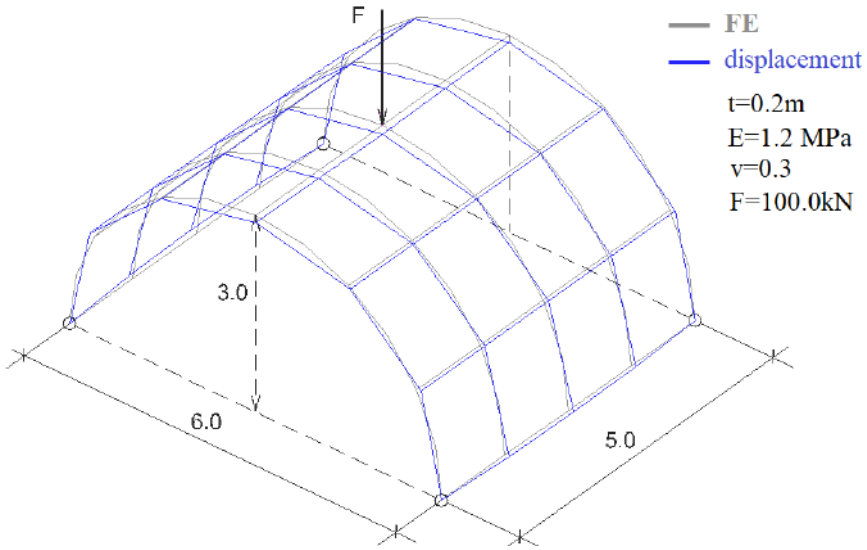


Figure 1. Simple curved arch - construction and the displacement field

2.2. Scordelis–Lo roof

This example is taken from the literature [7], [8]. The Scordelis–Lo roof is a cylindrical shell with length $L = 50$, radius $R = 25$, and thickness $t = 0{,}25$, supported by the rigid diaphragms at its curved edges as sketched in Figure 2. The material properties are Young's modulus $E = 4.32\ 10^8 kPa$, Poisson ratio $v = 0.0$. The shell is only subjected to its own weight, leading to a membrane-dominated problem [9], [10]. In this case its own weight is the weight of the steel element.

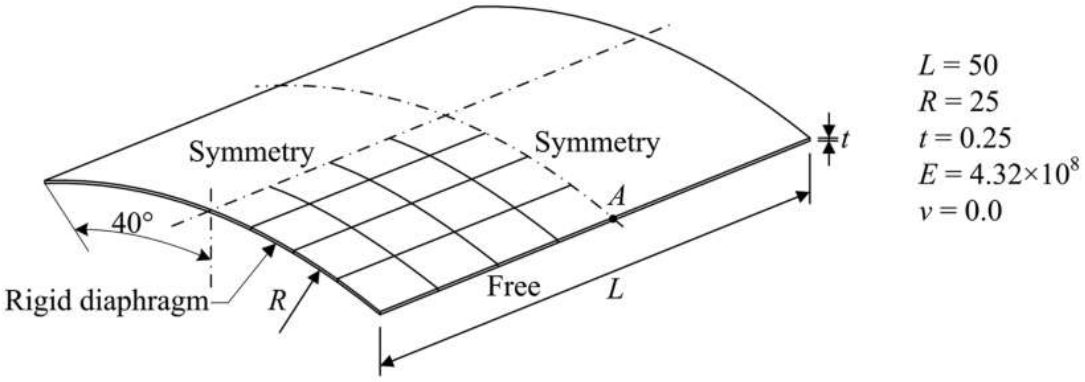


Figure 2. Scordelis–Lo roof

3. Results

3.1. Simple curved arch

The developed numerical model in the academic software Pronell [5] shows a good agreement with the results of the commercial program Tower 3D Model Builder for the given mesh of finite elements (24 FE). The value of displacement w of the central point of the vault, at the point of action of the concentrated force F, is -0.147m. The displacement value of the same point, but for the minimum allowed mesh of finite elements (48 KE), according to Tower 3D Model Builder, is -0.1465m.

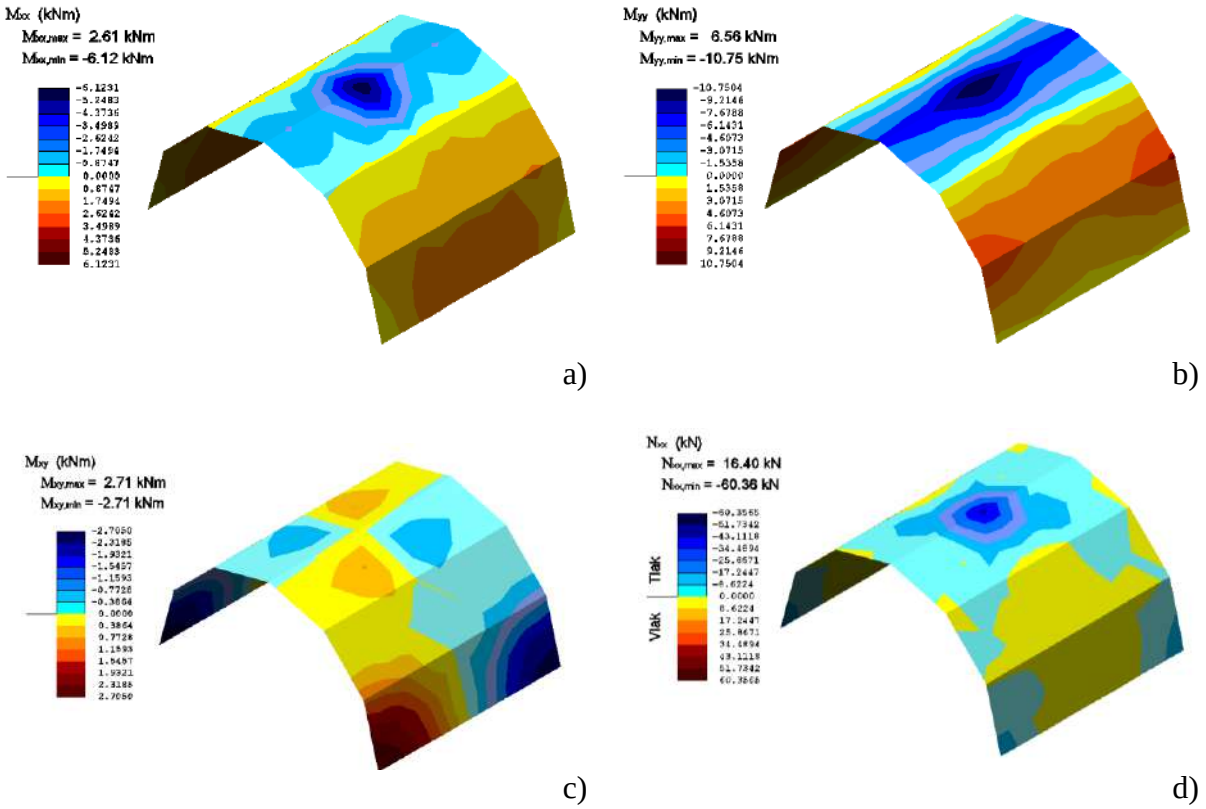


Figure 3. Moment distribution diagram in Pronell: a) M_{xx} b) M_{yy} c) M_{xy} d) normal forces N_{xx}

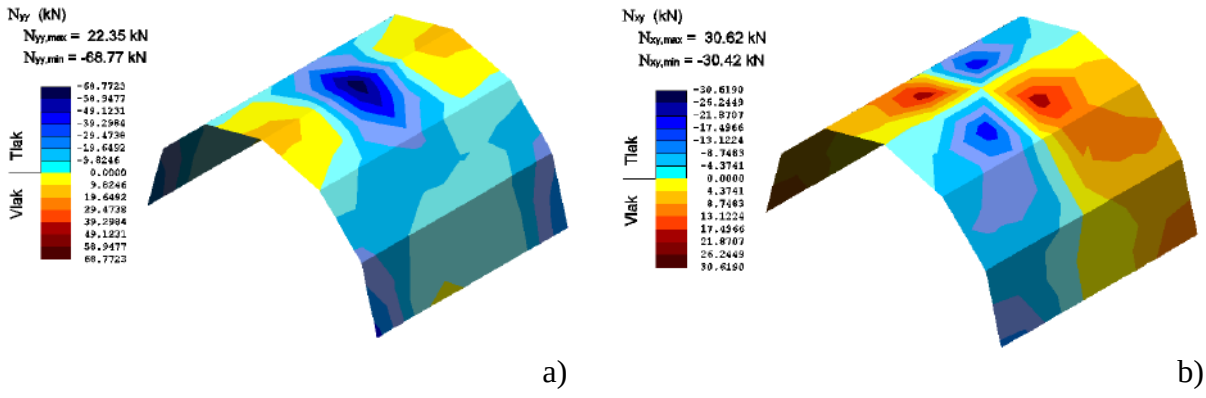


Figure 4. Normal force distribution diagram in Pronell: a) N_{yy} b) N_{yy}

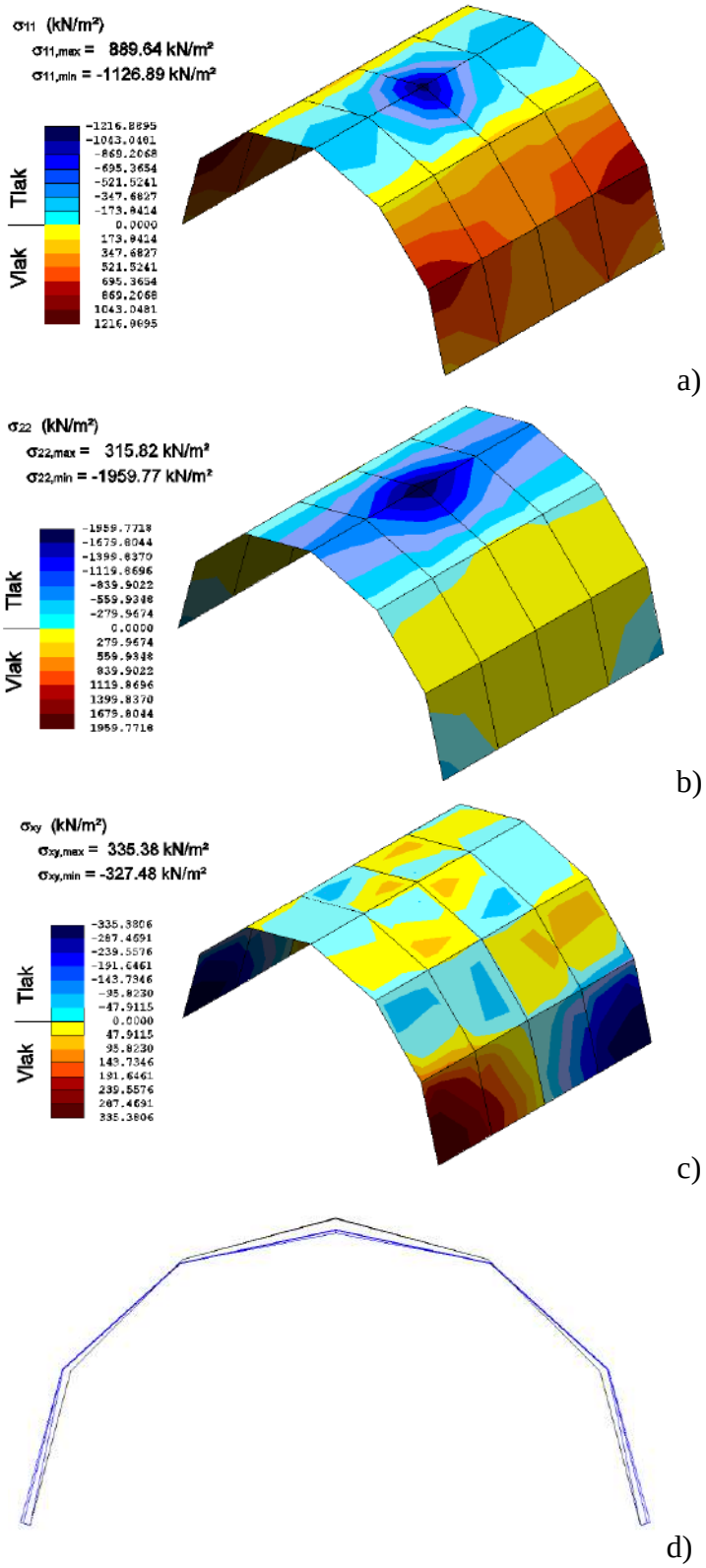


Figure 5. Diagram of the main and shear stresses, and a frontal view of the structure for the displacement field visualisation by Pronell: a) σ_{11} b) σ_{22} c) $\tau \equiv \sigma_{xy}$ d) w

Due to space limitations, the above data (Figures 3, 4 and 5) from the Tower 3D Model Builder software package are not shown. The analysis established a good match of the results, which follows the regularity of the overlap specified for the vertical displacement.

3.2. Scordelis–Lo roof

It is important to point out that the results will be monitored in the same way as in the previous example, namely $w, \sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$, without internal moments and forces. A small change was made in the load, because the intensity was taken from the own weight of the steel 78.5 kN/m^3, instead of the load from the literature in the amount of 90/area.

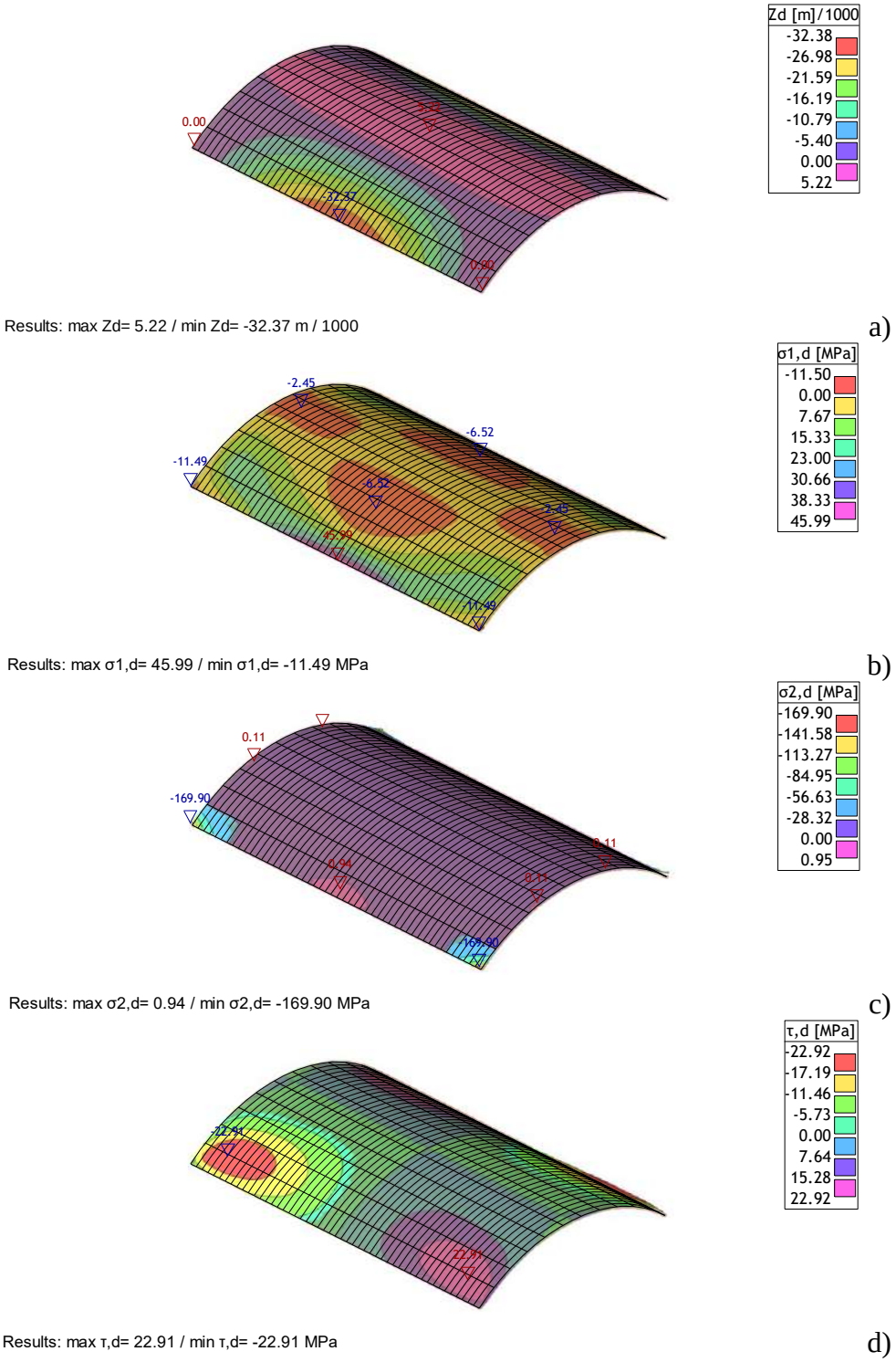


Figure 4. Scordelis–Lo roof analysed in Tower 3D Model Builder: a) vertical displacement b) Normal stress in X direction c) Normal stress in opposite direction d) Shear stress

Due to space limitations, the above data in Figure 4 from the academic software Pronell are not shown. The analysis established a good match of the results, like in the previous example. The similarity of the results is greater with a higher density of the finite element mesh [11], [12], [13], [14].

Conclusion

Two problems have been analysed in two different software packages, commercial software Tower 3D Model Builder and academic software Pronell. The first problem considered is the simple arch structure, that represents a half of a circular cylinder. The second problem is the cylindrical Scordelis–Lo roof, that reflects membrane-dominated problem.

The first problem has been analysed with a sparse finite element mesh, and for the second one a dense finite element mesh has been used. It has been found that the obtained results converged as the mesh density increased.

In further research, it would be interesting to find out the answer to the dilemma about the minimum required size of the finite element mesh with regard to the observed problem.

REFERENCES

[1] Flajs R., M. Saje, Note on the necessity of the patch test, International Journal of Civil and Environmental Engineering, Volume 6, Number 9, 2012, 713 p.
[2] Bazeley G.P., Y.K. Cheung, B.M. Irons, O.C. Zienkiewicz, Triangular elements in bending: Conforming and nonconforming solutions in Proceedings Conference on Matrix Methods in Structural Mechanics, Wright Patterson A. F. B., Dayton, Ohio, 1965, 547p.
[3] Irons B. M., A. Razzaque, Experience with the patch test for convergence of finite elements, A.K. Aziz, The Mathematical Foundations of the Finite Element Method with Applications to Partial Differential Equations, Academic Press, 1972, 557 p., (https://doi.org/10.1016/B978-0-12-068650-6.50025-3).
[4] Zienkiewicz O.C., R.L. Taylor, The finite element patch test revisited a computer test for convergence, validation and error estimates, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Volume 149, Issues 1–4, 1997, 223 p., (https://doi.org/10.1016/S0045-7825(97)00085-6).
[5] Pronell, academic software, Faculty of civil engineering, architecture and geodesy, University of Split, Split, Croatia, 2008.
[6] Akmadžić, V., Model velikih pomaka u analizi plošnih i linijskih konstrukcija, Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Sveučilišta u Mostaru, Mostar, 2008. (in Croatian)
[7] Qiaomin L., L. Yuqi, Z. Zhibing, Z. Wen, A new reduced integration solid-shell element based on EAS and ANS with hourglass stabilization: Reduced Integration Solid-Shell Element, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2015, 805 p.
[8] Timoshenko S., S. Woinowsky-Krieger, Theory of Plates and Shells, McGraw-Hill, 1940
[9] Mihanović A., B. Trogrlić, V. Akmadžić, Građevna statika II., 1st Edition, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije u Splitu, Split, Hrvatska, 2014, 213 p., (ISBN: 978-953-6116-57-7). (in Croatian)
[10] Timoshenko, S. P., Gere, J. M. Theory of elastic stability, McGraw-Hill, London, 1986., 541 p. (in English)

[11] Ramljak D., V. Akmadzic, Influence of the mesh density and concrete quality on the results accuracy in thin plates, XVIII Anniversary international scientific conference by construction and architecture VSU'2018, Sofia, 2018, 341 p.

[12] Lozančić M., V. Akmadžić, Construction of toll station building on the highway, e-Zbornik: Electronic collection of papers of the Faculty of Civil Engineering, Vol. 10, No. 20, 2022, 92 p., (https://doi.org/10.47960/2232-9080.2020.20.10.92).

[13] Akmadžić V., H. Smoljanović, I. Balić, Građevna statika II - Metoda pomaka kroz primjere, Sveučilište u Mostaru (University of Mostar), Mostar, BiH, 2018, 220 p., (ISBN 978-9958-16-085-1). (in Croatian)

[14] Raspudić V., Nauka o čvrstoći, pregled teorije i tablice, Sveučilište u Mostaru, Mostar, BiH, 2016, 220 p., (ISBN 978-9958-16-062-2). (in Croatian)

КУПОЛНИ ПРЪТОВИ КОНСТРУКЦИИ - ДИНАМИЧНО ИЗСЛЕДВАНЕ ЧРЕЗ ТРИ МЕТОДА НА КОМБИНИРАНЕ ПО КООРДИНАТНИ НАПРАВЛЕНИЯ НА ЕФЕКТИТЕ ОТ СЕИЗМИЧНОТО ВЪЗДЕЙСТВИЕ

Анита Хандрулева[1]

Висше строително училище „Любен Каравелов“ - София

DOME STRUCTURES - DYNAMIC ANALISIS BASED ON THREE METHODS OF DIRECTIONAL COMBINATION OF THE EFFECTS OF THE SEISMIC ACTION

Anita Handruleva[1]

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) "Lyuben Karavelov" – Sofia

Abstract: *In the paper three methods of dierectional combination of the seizmic effects are compared from theoretical point of view. These methods are given in Eurocode 8. The results, obtained by the SRSS method are juxtaposed with the 30 percent method for a model of a dome structure. The CQC is adopted in such a way that the results, obtained by the method to be more safety and conservative than the other two methods.*

Key words: *dome structure, dynamic analysis, SRSS and CQC methods*

1. Теоретечна съпоставка на *SRSS, CQC* и Метода на *30-те процента*

Комбинирането по координатни направления по нашите норми към момента се осъществява по метода *SRSS* (корен квадратен от сумата на квадратите), които при две направления е на практика Питагорова теорема. Записва се като:

(1) $$E_E = \sqrt{E_{E,x}^2 + E_{E,y}^2}\ ,$$

където E_E е усилието в сечение E, ползувано за оразмерителни цели;

$E_{E,x}^2$ е усилието в сечение E, получено от действието на сеизмичните сили по ос x, т.е. от прилагането на спектър по това направление;

[1] Анита Хандрулева, доц. д-р инж., Строителен факултет, катедра „Механика и математика”, ВСУ „Л. Каравелов” - София, ул. „Суходолска” № 175, e-mail: anita_handruleva@abv.bg ;
Anita Handruleva, Assoc. Prof. dr., University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “Lyuben Karavelov” – Sofia, Faculty of Construction, Department “Mechanics and Mathematics”, 1373 Sofia, 175 Suhodolska str., e-mail: anita_handruleva@abv.bg

$E_{E,y}^2$ е усилието в сечение *E*, получено от действието на сеизмичните сили по ос *y*, т.е. от прилагането на спектър по това направление.

Могат да се използват и други начини на комбиниране, наречени методи на координатно комбиниране. Един от тях се основава на изрази (4.18) и (4.19) от *Eurocode 8, Част I.* Представлява комбиниране на пълните ефекти, получени от въздействие по едно координатно направление с тези от другото, но умножени с $\pm 0,3$, т.е. *30%* от тяхната големина. Изразява се като:

$$E_E = \pm E_{E,x} \pm 0,3E_{E,y}$$
(2)
$$E_E = \pm 0,3E_{E,x} \pm E_{E,y}$$

при отчитане само на хоризонталните сили.

Съществуват и редица национални норми, за които коефициентът с който се комбинира е $\pm 0,4$. Най-често се среща в границите от $\pm 0,3$ до $\pm 0,5$. Тогава при две направления общата форма на този метод на координатно комбиниране може да се запише като:

$$E_E = \pm E_{E,x} \pm \alpha E_{E,y}$$
(3)
$$E_E = \pm \alpha E_{E,x} \pm E_{E,y}$$

при $\alpha \in [0,3 \div 0,5]$.

Най-общият метод на комбиниране на ефектите по координатни направления се записва като:

$$E_E = \sqrt{\left(E_{E,x}\right)^2 + 2\beta E_{E,x}E_{E,y} + \left(E_{E,y}\right)^2}\ , \quad (4)$$

където β е коефициент, чиито общи граници са $\beta \in [-1 \div 1]$. Най-често обаче той се приема в границите $\beta \in [0 \div 0,3]$. Може да се оприличи на *CQC* метода при комбиниране на модалните максимуми. Съвсем очевидно е, че ако се приеме долната граница на β, т.е. $\beta = 0$, този метод се преобразува в метода *SRSS*, т.е. като негов частен случай.

От математическа гледна точка *CQC* метода е най-общ. Методът *SRSS* се разглежда като частен случай, а методът, основан на коефициентите α, е едно първо приближение.

Приема се, че като цяло *SRSS* методът на комбинация по направления дава резултати в посока на сигурността, т.е. по-високи от тези при използуване на коефициент $\alpha = \pm 0.3$. Това обаче не е винаги в сила. То е валидно когато ефектите по двете направления са близки по стойност. Така например, ако те са еднакви, *SRSS* съответствува на коефициент $\alpha = 0.44$ или дава около *10%* по-високи резултати. Може да се възприеме като Питагоровата теорема за равнобедрен правоъгълен триъгълник. Когато обаче споменатите ефекти се различават значително (единият ефект е по-малък от *83%* от този по ортогоналното направление), се наблюдава обратното. Това лесно

може да се докаже. Ако означим с ζ съотношението на двата ефекта, т.е. $\zeta = E_{E,y} / E_{E,x}$ като условно приемем $E_{E,y} < E_{E,x}$, тогава $E_E = \sqrt{\left(1+\zeta^2\right)\left(E_{E,x}\right)^2}$ Това означава, че ако $\sqrt{\left(1+\zeta^2\right)} < 1.3$ методът, основан на коефициент $\alpha = \pm 0.3$, дава по-високи стойности от комбинирането. Това е налице при $\zeta < 0.83$.

Методът с коефициент $\alpha = \pm 0.3$ е препоръчителен е при доминиране на ротационни собствени форми. Въпреки това при силна нерегулярност в план е уместно резултатите да се съпоставят и други техники на комбиниране.

В [3], [4] са разгледани иновационни решения при проектиране на тенсегрити конструкциите, при които чрез обединяване на основни модули в по-сложни структури могат да се създават както равнинни форми, така и такива с единична и двойна кривина.

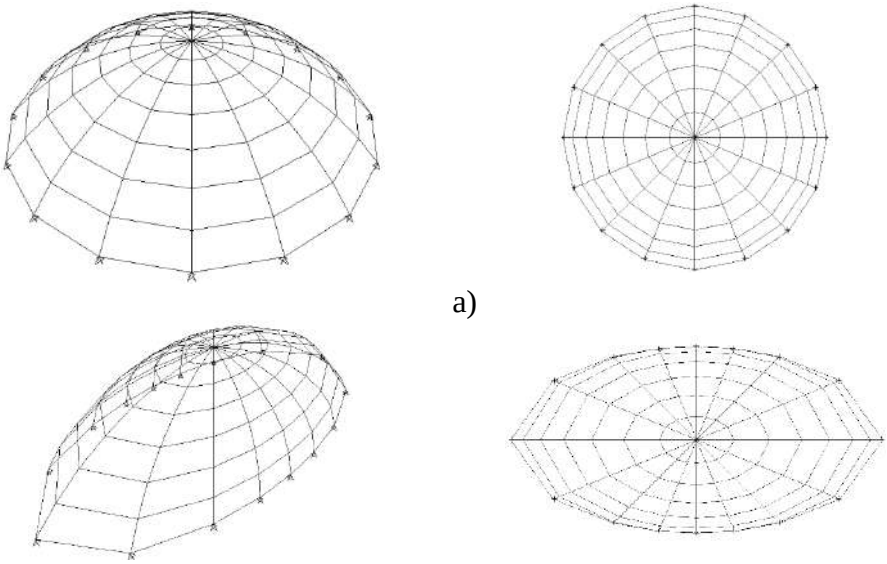
В [5] е показан обстоен анализ, касаещ посочното комбиниране. В [6], [7] и [8] могат да се видят формообразуване и сеизмични анализи на черупкови конструкции, свързани с показаните методологии.

2. Описание на избраните изчислителни модели

Като обекти за изследване на пространствени прътови конструкции са разгледани единадесет представители на куполи. Условно куполите са означени съответно с ***К1***, ***К2, К3, К4, К5, К6***, ***К7, К8, К9, К10*** и ***К11***, показани на фиг.1а (***К1***) и фиг.1.б (***К11***). Изследването е параметрично с изменение на диаметъра в направление *y* в интервала от *30÷15m*

За избраните модели на прътови куполи са приети следните фиксирани параметри:

- диаметър на основата по направление *x* - *Dx=30m*;
- височина на купола *h=7m.*



а)

б)

Фигура 1. Избрани прътови куполи: а). Купол К1 (30х30); б). Купол К11 (30х15)

При генерирането на изчислителните модели е прието:

- Гранични опорни условия: опорен пръстен върху радиално подвижни опори;

- Корава връзка на елементите с опорният пръстен;
- Корава връзка между елементите от ребрата и вътрешните пръстени от решетката.

За конструктивните елементите са приети напречни сечения от тръбни профили и стандартни горещо валцувани профили. В табл.1 са показани общите геометрични характеристиките на избраните куполи.

Таблица 1. Геометрични характеристики на изчислителните модели

	K1	**K2**	**K3**	**K4**	**K5**	**K6**	**K7**	**K8**	**K9**	**K10**	**K11**
височина на купола *h* [m]	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
диаметър на купола *Dx* [m]	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
диаметър на купола *Dy* [m]	30	30	29	29	28	28	25	23	20	18	15
покривна площ [m2]	707	695	683	672	660	648	589	530	471	412	353

За елементите от седемте купола по меридиана и пръстените са приети еднакви геометрични характеристики на напречните сечения, дадени в табл.2.

Таблица 2. Геометрични характеристики на напречните сечения на елементите

K1, K2, K3, K4, K5, K6, K7, K8, K9, K10, K11			
	опорен пръстен	меридианни пръти	поясни пръти
напречно сечение	IPE 300	Ø88,9x4	Ø88,9x4
лице на напречното сечение [cm^2]	53,8	10,7	10,7
инерционен момент *Ix* [cm^4]	8356	96,3	96,3
модул на еластичност - *E*= 206 000 MPa			

За изграждане на изчислителните модели са използвани гредови крайни елементи с 6 степени на свобода, тип Frame. Въз основа на приетите параметри и последвалата дискретизация се получават следните характеристики на единадесетте изчислителни модела: брой на елементите - 224, брой на възлите – 113, брой на вътрешните пръстени (без опорния пръстен) – 6. В [1] и [2] е направен сравнителен анализ на решения на модели, дискретизирани с различни крайни елементи.

3. Сравнителен анализ на получените резултати

В таблици от табл. 3 до табл. 5 последователно да дадени: периоди на трептене и сеизмични сили в избран елемент; резултати по различните методи за комбиниране по координатни направления; абсолютна разлика между максималните усилия, получени при различни методи за комбиниране по координатно направление.

Таблица 3. Периоди на трептене и сеизмични сили в избран елемент

	T_1 [s]	T_2 [s]	ΔT [%]	E_x*1000 [kN]	E_y*1000 [kN]	Ey/Ex
K1 (30x30)	0,988	0,988	0,00	19,04	19,04	1,00
K2 (30x29,5)	0,979	0,971	0,89	18,57	20,41	1,10
K3 (30x29)	0,970	0,953	1,81	17,56	22,59	1,29
K4 (30x28,5)	0,961	0,935	2,78	16,60	24,94	1,50
K5 (30x28)	0,953	0,916	3,99	12,28	23,14	1,88
K6 (30x27,5)	0,943	0,899	4,82	15,39	31,40	2,04
K7 (30x25)	0,901	0,810	10,64	17,97	48,44	2,70
K8 (30x22,5)	0,862	0,722	17,68	25,60	68,39	2,67
K9 (30x20)	0,830	0,637	26,29	35,66	88,83	2,49
K10 (30x17,5)	0,810	0,557	36,92	43,70	106,72	2,44
K11 (30x15)	0,836	0,506	49,10	43,90	114,76	2,61

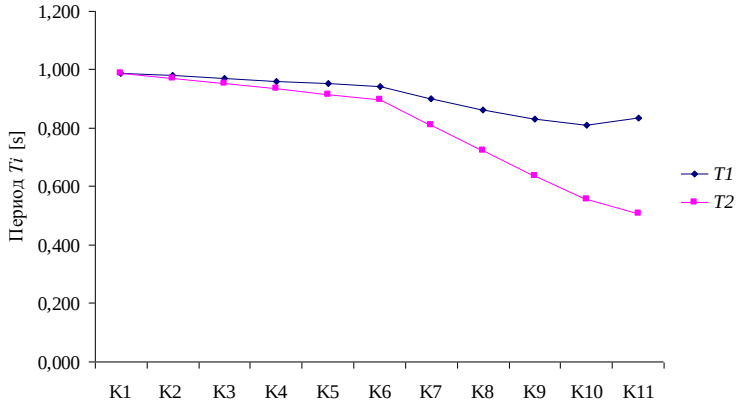
Таблица 4. Резултати по различните методи за комбиниране по координатни направления

	Методи за комбиниране по направления								
	SRSS	$E_x+0{,}3E_y$	$E_x-0{,}3E_y$	$-E_x+0{,}3E_y$	$-E_x-0{,}3E_y$	$0{,}3E_x+E_y$	$0{,}3E_x-E_y$	$-0{,}3E_x+E_y$	$-0{,}3E_x-E_y$
K1	**26,92**	24,75	13,33	-13,33	-24,75	24,75	-13,33	13,33	-24,75
K2	**27,59**	24,70	12,45	-12,45	-24,70	25,98	-14,83	14,83	-25,98
K3	**28,61**	24,34	10,79	-10,79	-24,34	27,85	-17,32	17,32	-27,85
K4	**29,96**	24,08	9,12	-9,12	-24,08	29,92	-19,96	19,96	-29,92
K5	26,20	19,22	5,34	-5,34	-19,22	**26,83**	-19,46	19,46	-26,83
K6	34,97	24,81	5,97	-5,97	-24,81	**36,02**	-26,78	26,78	-36,02
K7	51,67	32,50	3,44	-3,44	-32,50	**53,83**	-43,05	43,05	-53,83
K8	73,02	46,12	5,08	-5,08	-46,12	**76,07**	-60,71	60,71	-76,07
K9	95,72	62,31	9,01	-9,01	-62,31	**99,53**	-78,13	78,13	-99,53
K10	115,32	75,72	11,69	-11,69	-75,72	**119,83**	-93,61	93,61	-119,83
K11	122,87	78,33	9,47	-9,47	-78,33	**127,93**	-101,59	101,59	-127,93

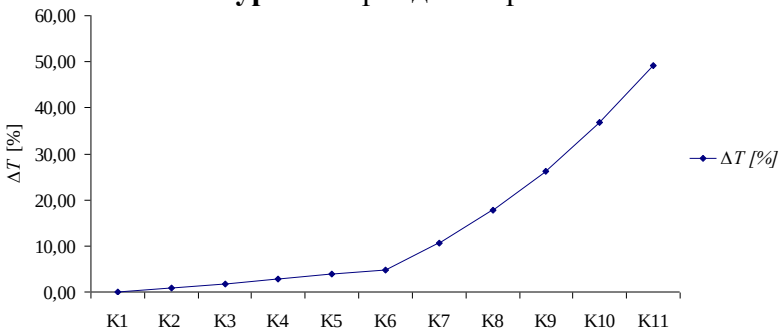
Таблица 5. Абсолютна разлика между максималните усилия, получени при различни методи за комбиниране по координатно направление

	SRSS	$0{,}3E_x+E_y$	$\lvert\Delta\rvert$ [kN]
K1	26,92	24,75	2,17
K2	27,59	25,98	1,62
K3	28,61	27,85	0,76
K4	29,96	29,92	0,04
K5	26,20	26,83	0,63
K6	34,97	36,02	1,05
K7	51,67	53,83	2,17
K8	73,02	76,07	3,05
K9	95,72	99,53	3,81
K10	115,32	119,83	4,51
K11	122,87	127,93	5,06

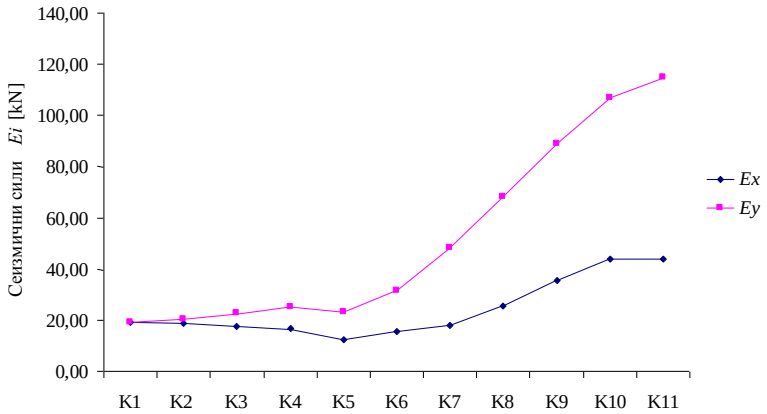
На фигури от фиг. 2 до фиг. 8 са показани съответно: периоди на трептене; графика на ΔT; сеизмични сили *Ex* и *Ey*; отношение *Ey/Ex*; съпоставка между методите за комбиниране по координатни направления; изменение на $|\Delta|$; $|\Delta|$ като функция на *Ey/Ex.*



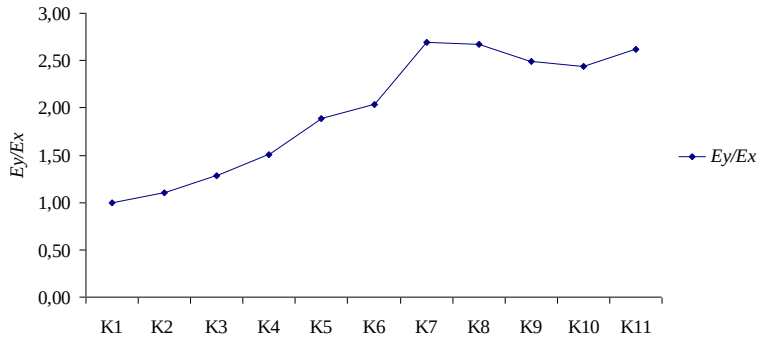
Фигура 2. Периоди на трептене



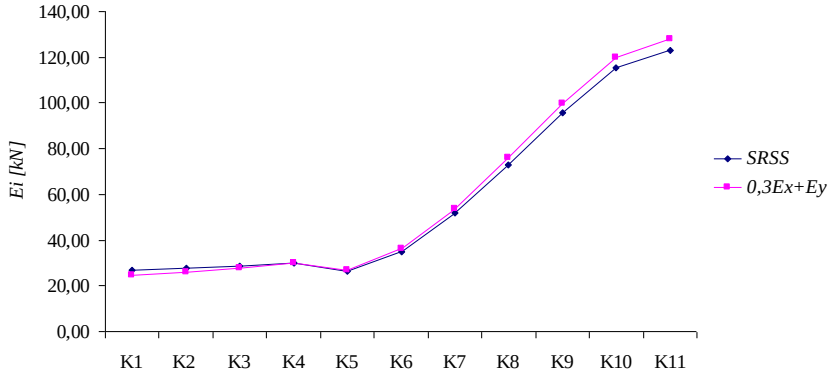
Фигура 3. Графика на ΔT



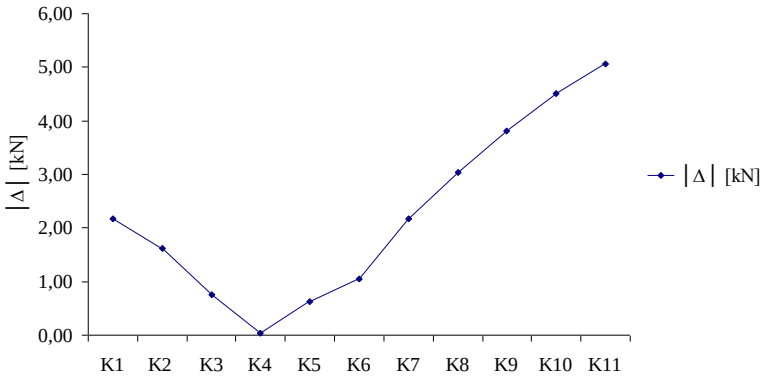
Фигура 4. Сеизмични сили Ex и Ey



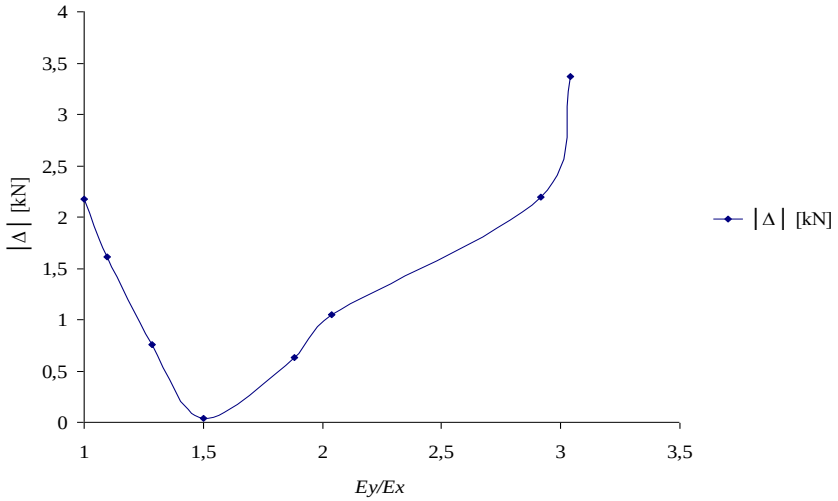
Фигура 5. Отношение Ey/Ex



Фигура 6. Съпоставка между методите за комбиниране по координатни направления



Фигура 7. Изменение на $|\Delta|$



Фигура 8. $|\Delta|$ като функция на Ey/Ex

4. Заключение

В настоящето изследване накратко теоретично са съпоставени три метода за комбиниране по координатни направления на ефектите и в частност усилията, получени от независимо сеизмично въздействие по същите тези направления. Това са трите възможни технологии, предоставени от *Единните европейски конструктивни норми*, отнасящи се до проектиране в сеизмично рискови райони, т.е. *Eurocode 8*. Въз

основа на числен експеримент, практически са сравнени два от тези метода, а именно методът *SRSS* и методът на *30-те процента*. Това е направено чрез изчислителни модели на пръстови куполи. От получените резултати, могат да се направят следните по-важни изводи:

- при ефекти сравнително близки по стойност по двете хоризонтални координатни направления, методът *SRSS* дава по-високи резултати, т.е. в посока на сигурността;
- в случай, те ефектите се различават съществено (с повече от 80 % за конкретните модели), чрез методът на *30-те процента* се получават по-високи окончателни стойности;
- методът на комбиниране *CQC*, т.е методът основан на зависимост (4), може да се разглежда като най-общ и при подходящ избор на коефициент β ще дава резултати винаги в посока на сигурността на конструкцията.

Препоръчетелно е, особено за сложни в геометрично отношение пространствени системи, да се прави индивидуална съпоставка на резултатите по методи *SRSS* и този на *30-те процента*. Това важи с особена сила за тези зони или елементи, които са в основата на носимоспособността на конструкцията, т.е предопределящи нейния капацитет. Изследвания от подобен характер дават една допълнителна яснота относно диспозитивните нормативни текстове на *Eurocode 8*. Желателно е изследвания от такова естество да продължат и за в бъдеще, като се използват различни конструктивни конфигурации и се търси тази референтна стойност на коефициента β, която води до по-висока обща сигурност на конструкцията.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Stoynova Iliana, Hristov Tsvetomir, COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN BY CLASSIC SOLUTIONS METHODS OF FLAT SLAB AND NUMERICAL SOLUTIONS. VERIFICATION OF FINITE ELEMENTS, In Proc.: 18-th International Symposium MASE 2019, 2-5 October 2019, Ohrid, North Macedonia, ISBN 978-608-4510-35-2, on USB, pp 1020-1029, (2019)

[2] I. Stoynova, Vibration analysis of a simply supported R/C beam, COMPUTATIONAL CIVIL ENGINEERING CCE 2021, May 27th-29th 2021, Iasi, Romania, In Proc.:IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 1141 012036, SJR=0.19 (2018), IOP Publishing, ISSN 17578981, 1757899X https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/1141/1/012036/pdf.

[3] Илиева Ю., Иновационни решения при проектиране на тенсегрити структури, Международна научна конференция – Проектиране и строителство на сгради и съоръжения DCB 2014, 11 - 13 септември 2014 г., Варна, ВСУ "Черноризец Храбър", 394-401 (ISBN: 978-954-322-310-7)

[4] Y. Ilieva, New Geometrical Form-finding Method for Creating Tensegrity Modules, Proceedings of the 13th International Scientific Conference iNDiS 2015, Planning, Design, Construction and Renewal in the Civil Engineering, 25-27 November 2015, Novi Sad, Serbia, (Editors: V. Radonjanin, Đ. Lađinović, R. Folić), University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences in Cooperation with Association of Structural Engineers of Serbia, 470-477, (ISBN 978-86-7892-750-8)

[5] Цветков Ст., Стоева П., Параметрично изследване на стоманобетонни резервоари за вода, Научно списание „Механика, транспорт, комуникации“ (МТС АЈ), статия № 1270, том 13, брой 2, 2015 г. (ISSN 1312-3823 - print; ISSN 2367-6620 - online)
[6] Цветков Ст., Конструктори за строителни инженери – сглобяемите едноетажни сгради от стоманобетонни елементи. ВСУ, С., 2019 (ISBN: 978-954-331-103-3)
[7] Цветков Ст., Проектиране на стоманени дъговидни покриви и осъществяване връзката „стомана-бетон (стоманобетон)“ при основите, IX международна научна конференция по архитектура и строителство ArCivE 2019 31 Май – 02 Юни 2019 г., Варненски свободен университет „Черноризец Храбър“, Варна (ISSN: 2535-0781) – секция II, доклад № 9
[8] Георгиев Г., Цветков Ст., Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции по Еврокодове, част Втора: Сеизмичен анализ на съоръженията, ВСУ, С., 2016 (ISBN 978-954-331-069-2)

ОПРЕДЕЛЯНЕ НА НАПРЕГНАТОТО СЪСТОЯНИЕ НА СТОМАНОБЕТОННА КОНСТРУКТИВНА ВРЪЗКА КОЛОНА – ПЛОЧА С ПРОГРАМЕН ПРОДУКТ ANSYS

Илиана Стойнова[1]

ВСУ "Любен Каравелов", Строителен факултет, катедра "Механика и математика"

DETERMINATION OF STRESS STATE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL COLUMN - SLAB CONNECTION USING ANSYS

Iliana Stoynova[1]

USEA "Lyuben Karavelov" Bulgaria, Faculty of Construction, Department "Mechanics and Mathematics"

***Abstract**: Five computational models of a concrete connection were compiled in order to determine the stress state in the contact zone and to verify the results obtained for the stresses and displacements in the different computational models. A model of a concrete column-flat slab connection was built. Identical boundary conditions are defined for all five models, limiting displacements in the x, y, and z contour lines. An eight-node SOLID65 finite element with three degrees of freedom at each node or twenty-four degrees of freedom was used to model the behavior of the concrete. Concrete is modeled as a material with linear-elastic behavior.*

***Key words**: concrete, model, column-flat slab connection*

1. Въведение

Моделите на бетона като материал могат да се класифицират най-общо като микро и макро модели. При микро моделите на структурата на материала се моделира като на микро ниво взаимодействието между компонентите се описва с помощта на сравнително прости закони. От поведението на микро компонентите и тяхното взаимодействие се получава автоматично макроскопичното поведение [1]. Основният недостатък на тези микро модели е огромната изчислителна работа при анализа. Затова реални конструкции следва да се моделират като се използват най-вече макро модели. Макро моделите са базирани основно на механиката на непрекъснатите среди и трябва коректно да възпроизвеждат сравнително сложни механизми на микро ниво като напукване, кохезия, триене, взаимодействие между микропукнатините и др.

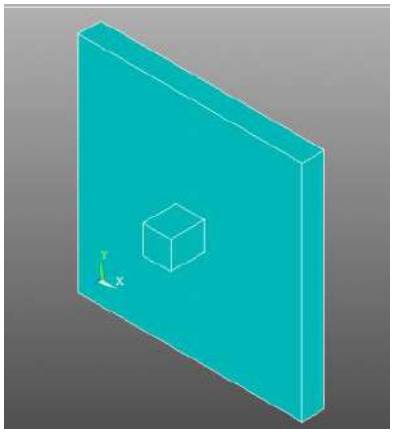
[1] Илиана Стойнова, доц. д-р инж., ВСУ „Любен Каравелов“, Строителен факултет, Катедра „Механика и математика“, 1373 София, ул. „Суходолска“№175, e-mail: stoynova@vsu.bg
Iliana Stoynova, Assoc. prof., PhD, Eng. USEA /VSU/ "Lyuben Karavelov", Faculty of Construction, Department "Mechanics and Mathematics", 1373 Sofia, 175 Suhodolska str., e-mail: stoynova@vsu.bg

За всеки конкретен случай на анализ е необходимо известно прецизиране на входните параметри, с цел точност на резултатите и в същото време сигурност при решението. Важни са приеманията и опростяващите предпоставки, както и вида изчислителна процедура.[8]

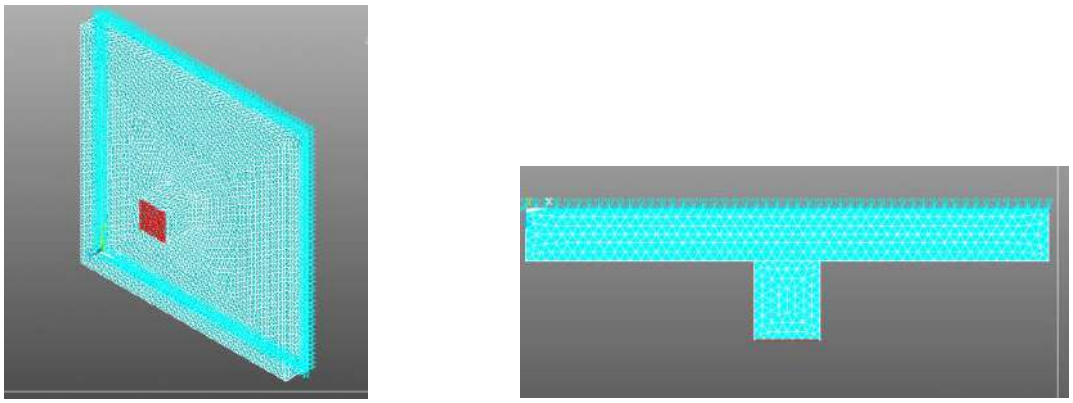
2. Изчислителни модели

Съставени са пет изчислителни модела на бетонна връзка с цел да се определи напрегнатото състояние в контактната зона и да се проверят резултатите получени за напреженията и преместванията при различните изчислителни модели. Изграден е модел на бетонова връзка колона – гладка плоча. Плочата е с размери 2,00 m/2,00 m и дебелина 0,20 m, колоната е с размери 0,25m/0,25 m. Дефинирани са идентични гранични условия и при четирите модела, като са ограничени преместванията в контурните линии по x, y и z. За моделиране на поведението на бетона е използван краен елемент SOLID65 с осем възела и с по три степени на свобода във всеки възел или с двадесет и четири степени на свобода. Бетонът е моделиран като материал с линейноеластично поведение. Избран е бетон клас С20/25 съгласно ЕВРОКОД 2 с модул на еластичност $E=3.10^7$ kN/m2 и коефициент на Поасон - 0,2. Натоварването е приложено по долната повърхност на колоната, равномерно разпределено с интензивност 5000 kN/m2. [5], [6], [7], [8**]**

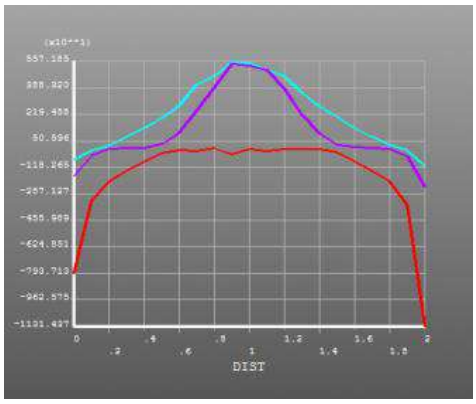
2.1. Първи модел - М1- състои се от два обема (фиг.1) – от един е изградена плочата с размери 2,00m/2,00 m, дебелина 0,2 m и с втори част от колона с размери 0,25m/0,25m/0,5m.



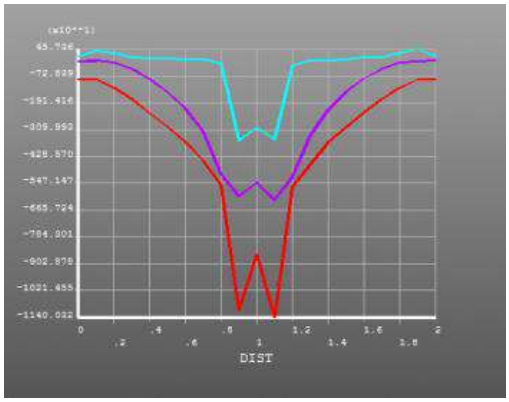
Фигура 1. 3D изглед на първи модел (М1).



Фигура 2. 3D изглед с дискретизация и страничен изглед на първи модел (М1).

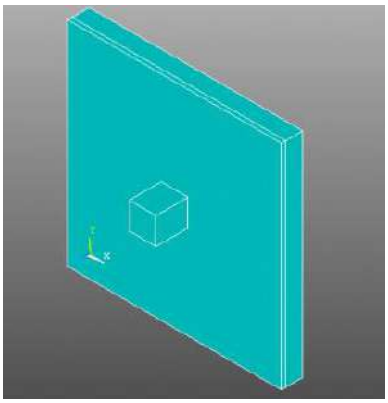


Фигура 3. Разпределение на главните напрежения в горната повърхност на плочата в сечение с y=1.00 m, z=0 при модел M1.

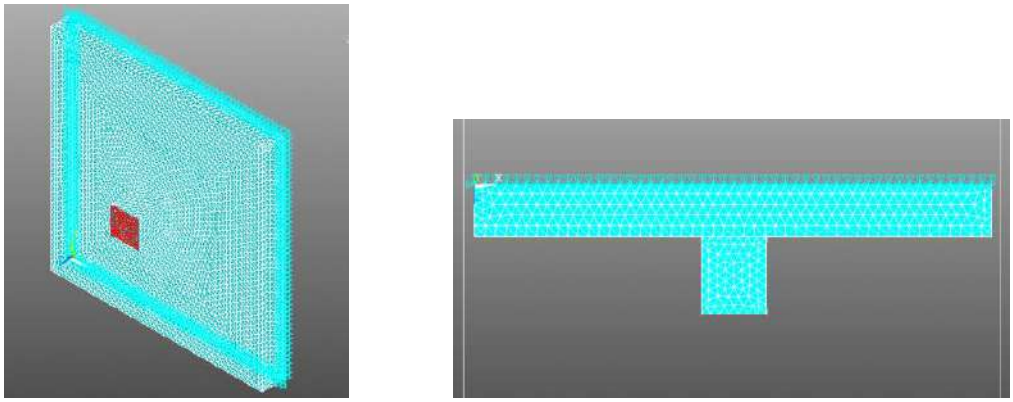


Фигура 4. Разпределение на главните напрежения в долната повърхност на плочата в сечение с y=1,25 m, z=0,20 m при модел M1.

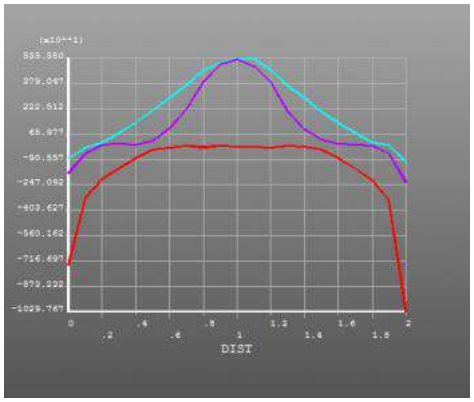
2.2. Втори модел – M2 - плочата се състои от два обема (фиг.5)– единият е с дебелина 0,04 m, а вторият – 0,16 m. С трети обем - с размери 0,25m/0,25m/0,5m е моделирана част от колоната. Обемът с дебелина 0,04 m е в контакт с колоната.



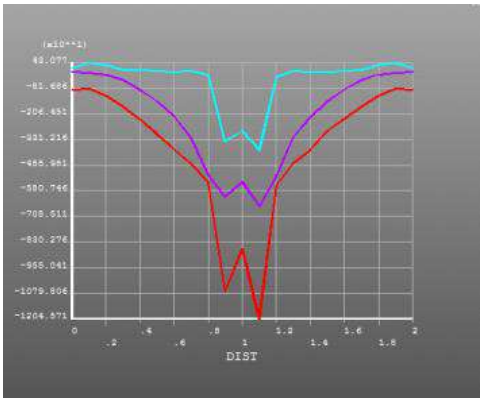
Фигура 5. 3D изглед на втори модел (M2).



Фигура 6. 3D изглед с дискретизация и страничен изглед на втори модел (М2).

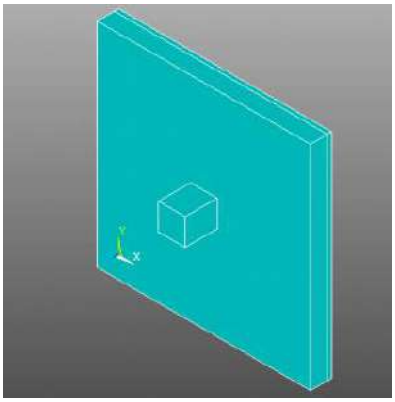


Фигура 7. Разпределение на главните напрежения в горната повърхност на плочата в сечение с y=1,00 m, z=0 при модел М2.

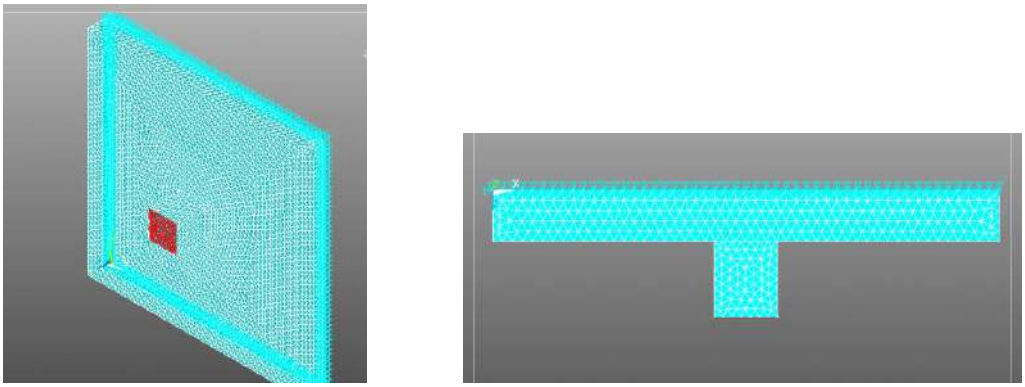


Фигура 8. Разпределение на главните напрежения в долната повърхност на плочата в сечение с y=1,25 m, z=0,20 m при модел М2.

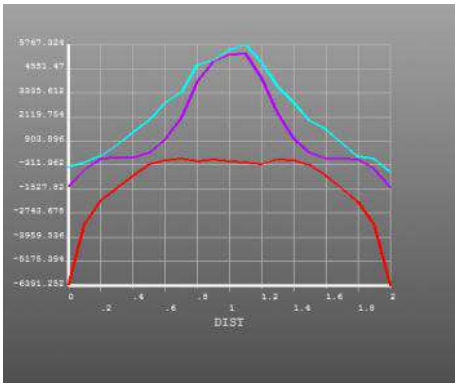
2.3 Трети модел - М3 – плочата се състои от два обема (фиг. 9) – единият е с дебелина 0,16 m, а вторият – 0,04 m. С трети обем с размери 0,25m/0,25m/0,5m е моделирана част от колоната. Обемът с дебелина 0,16 m е в контакт с колоната.



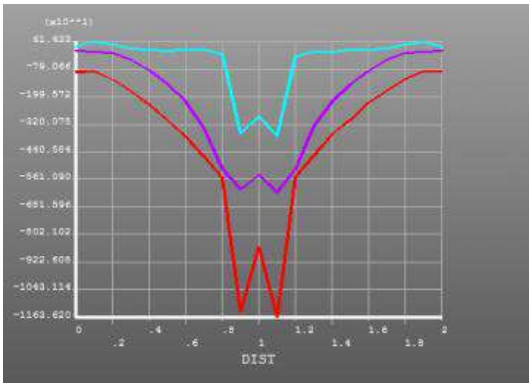
Фигура 10. 3D изглед на трети модел (М3).



Фигура 11. 3D изглед с дискретизация и страничен изглед на трети модел (М3).

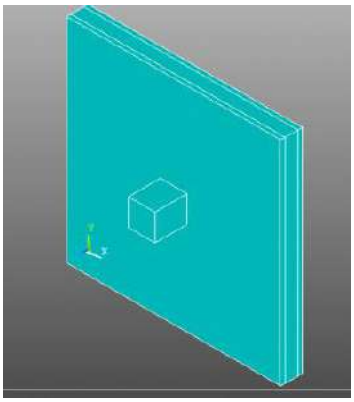


Фигура 12. Разпределение на главните напрежения в горната повърхност на плочата в сечение с y=1,00 m., z=0 при модел М3.

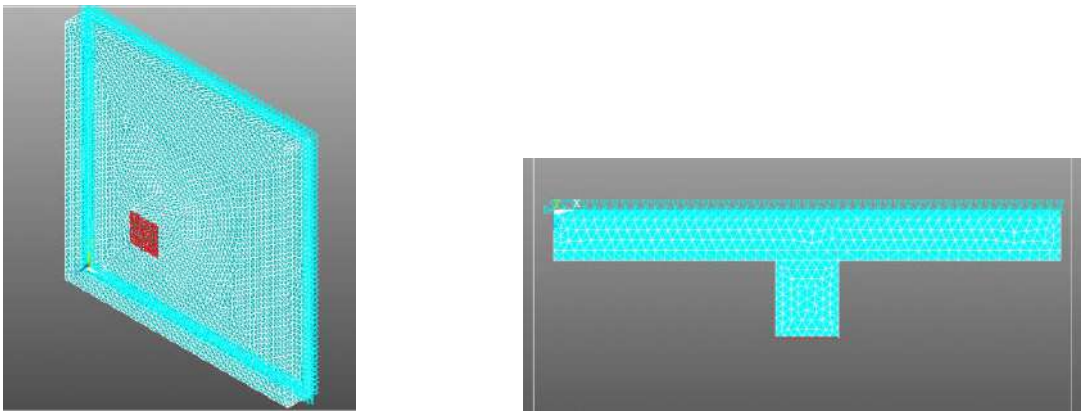


Фигура 13. Разпределение на главните напрежения в долната повърхност на плочата в сечение с y=1,25 m., z=0,20 m при модел М3.

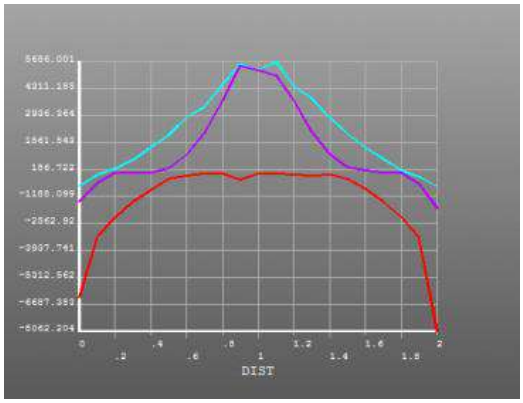
2.4. Четвърти модел M4 – плочата се състои от три обема (фиг.14) – първи, с дебелина 0,04 m, вторият е с дебелина 0,16 m, и третият – с дебелина 0,04 m. С четвърти обем с размери 0,25m/0,25m/0,5m е моделирана част от колоната.



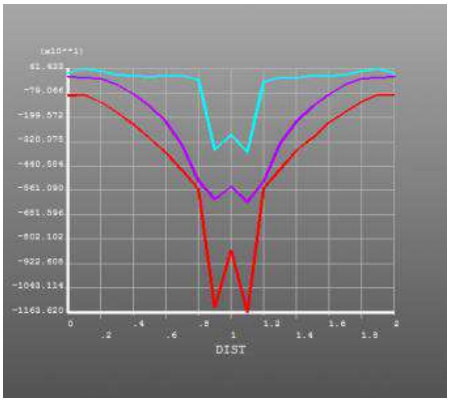
Фигура 14. 3D изглед на четвърти модел (M4).



Фигура 15. 3D изглед с дискретизация и страничен изглед на четвърти модел (M4).

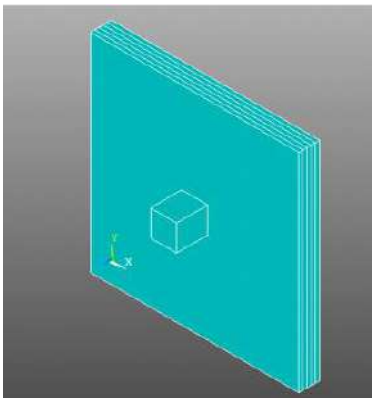


Фигура 16. Разпределение на главните напрежения в горната повърхност на плочата в сечение с y=1.00 m., z=0 при модел M4.

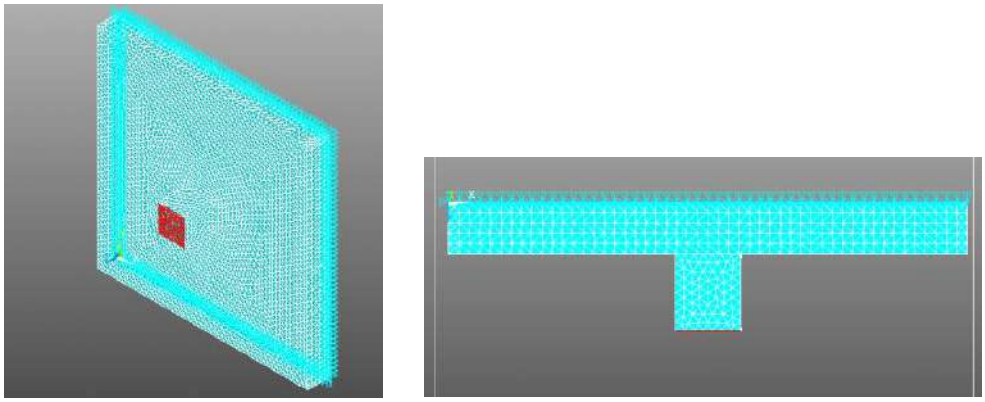


Фигура 17. Разпределение на главните напрежения в долната повърхност на плочата в сечение с y=1,25 m., z=0,20m при модел M4

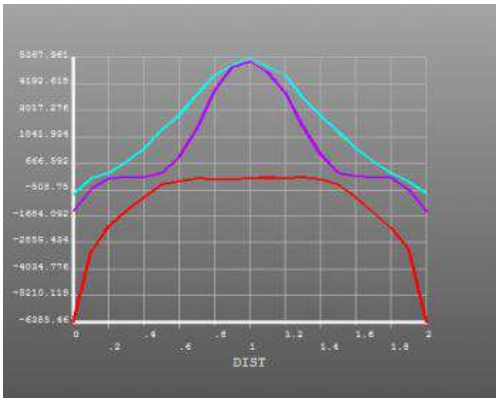
2.5. Пети модел M5 – плочата се състои от пет обема (фиг.18)– всеки с дебелина 0,04 m. С шести обем с размери 0,25m/0,25m/0,5m е моделирана част от колоната.



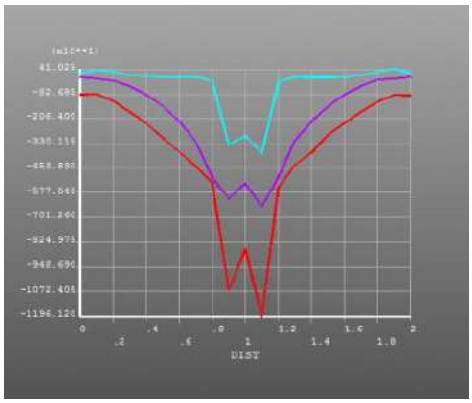
Фигура 18. 3D изглед на пети модел



Фигура 19. 3D изглед с дискретизация и страничен изглед на пети модел (M5)



Фигура 20. Разпределение на главните напрежения в горната повърхност на плочата в сечение с y=1.00 m., z=0 при модел M5



Фигура 21.. Разпределение на главните напрежения в долната повърхност на плочата в сечение с y=1,25 m., z=0,20m при модел M5

3. Числени резултати

В табл.1, 2 и 3 е показано сравнение на стойностите на главните напрежения, получени от решенията на петте модела при идентични материални характеристики и поведение на бетона, използван е един краен елемент– SOLID65, опорните условия и натоварването също са идентични и са описани в началото. Зададена е също така и еднаква размерност на крайния елемент SOLID65 – *0,04 m.*

Показани в табличен вид са стойностите на главните напрежения σ_1, σ_2 и σ_3 в точка с координати (1;1;0) – по горната повърхност на плочата – табл.1; стойностите на главните напрежения σ_1, σ_2 и σ_3 в точки с координати съответно *(0,9;1,125;0,2)* – табл.2 и (1,1;1,125;0,2) – табл.3 – в долната повърхност на плочата непосредствено до контакта колона – плоча.

Анализ на резултатите при петте модела е направен с цел да се прецени възможността за използването на модел от вида M5 с подобна дискретизация на модела и моделиране на горна и долна армировка.

Таблица 1. Сравнение на стойностите на главните напрежения по горната повърхност на плочата в точка с координати (1,1,0), получени при решенията на петте модела

Модел	σ_1, kN/m^2	σ_2, kN/m^2	σ_3, kN/m^2
M1	5447,70	5290,80	-26,46
M2	5354,10	5257,50	-90,16
Разлика на резултатите от M2 спрямо M1	-1,75%	0,63%	70,65%
M3	5521,40	5269,40	-117,85
Разлика на резултатите от M3 спрямо M1	1,35%	0,40%	345,39%
M4	5282,90	5235,50	3,05
Разлика на резултатите от M4 спрямо M1	-3,12%	1,06%	697,54%
M5	5368,00	5148,40	12,72
Разлика на резултатите от M5 спрямо M1	-1,48%	2,77%	308,02%
Разлика на резултатите от M5 спрямо M4	1,61%	1,66%	317,05%

Таблица 2. Сравнение на стойностите на главните напрежения в долната повърхност на плочата в точка с координати (0,9;1,125;0,2) – контакт плоча – колона, получени при решенията на петте модела.

модел	σ_1, kN/m^2	σ_2, kN/m^2	σ_3, kN/m^2
M1	-3562,40	-6023,10	-11069
M2	-3386,50	-6140,70	-10719
Разлика на резултатите от M2 спрямо M1	-5,19%	1,92%	-3,27%
M3	-3593,00	-6036,00	-11359
Разлика на резултатите от M3 спрямо M1	0,86%	0,21%	-2,62%
M4	-3384,90	-6163,40	-10711
Разлика на резултатите от M4 спрямо M1	-5,24%	2,28%	-3,34%
M5	-3373,90	-6071,50	-10648
Разлика на резултатите от M5 спрямо M1	-5,59%	0,80%	-3,95%
Разлика на резултатите от M5 спрямо M4	-0,33%	-1,51%	-0,59%

Таблица 3. Сравнение на стойностите на главните напрежения в долната повърхност на плочата в точка с координати (1,1;1,125;0,2) – контакт плоча – колона, получени при решенията на петте модела.

Модел	σ_1, kN/m^2	σ_2, kN/m^2	σ_3, kN/m^2
M1	-3562,40	-6203,50	-11400
M2	-3836,30	-6562,60	-12046
Разлика на резултатите от M2 спрямо M1	7,69%	5,79%	5,67%
M3	-3698,30	-6185,40	-11636
Разлика на резултатите от M3 спрямо M1	3,81%	-0,29%	2,07%
M4	-3819,90	-6517,80	-12013
Разлика на резултатите от M4 спрямо M1	7,23%	5,07%	5,38%
M5	-3793,20	-6458,70	-11961
Разлика на резултатите от M5 спрямо M1	6,48%	4,11%	4,92%
Разлика на резултатите от M5 спрямо M4	-0,70%	-0,92%	-0,43%

Изводи

Напрегнатото състояние по горната повърхност на плочата е двумерно – табл. 1 - стойността на σ3 е значително по-малка от стойностите на главните напрежения σ1 и σ2. Стойностите за σ1 и σ2 при решението с изчислителен модел М5 се различават съответно с -1,48% и 2,77% спрямо тези, получени от решението с изчислителен модел М1 и 1,61% и 1,66% спрямо резултатите от решението на модел М4.

Както е видно от табл.2 и 3 напрегнатото състояние в долната повърхност на плочата в близост до контакта с колоната е ясно изразено тримерно. Стойностите за σ1 и σ2 и σ3 при решението с изчислителен модел М5 се различават от 0,80% до -5,59% спрямо тези, получени от решението с изчислителен модел М1 и от 0,33% до 1,51% спрямо стойностите, получени от решението на модел М4.

Стойностите, получени от решението с модели М2 и М3 също се доближават до стойностите, получени от решенията на другите три модела М1, М4 и М5. Описаните по – горе разлики се дължат на вида на дискретизационната мрежа, размерите на крайните елементи, сгъстяването ѝ при модел М4 в горната и долна зони. Наблюдава се също така и малка несиметричност на напреженията спрямо остта на симетрия, което се дължи на несиметричността на дискретизационната мрежа.

В заключение може да се каже, че резултатите не се повлияват значително от приетия подход при изграждането на изчислителния модел. Получените резултати ми дават основание за по-нататъшната работа да използвам модел от вида М5 с подобно разделяне на отделните обеми, като главните напрежения, както по горната повърхност, така и по долната повърхност на плочата, са достатъчно близки, като за σ1 и σ2 по горната повърхност разликата е до 3%, а по долната повърхност – до 6,48%.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Slowik M., Blazik – Numerical study of fracture process zone width concrete members, Architecture, Civil Engineering, Environment ACEE 2/2011;
[2] ANSYS Academic 2020 R1 Reference Manual, www.ansys.com;
[3] Chopra A., "Dynamic of structures", Prentice Hall Inc. 1995, ISBN 0-13-855214-2;
[4] European standard Eurocode 2 – BDS EN 1992-1-1;
[5] Хандрулева Ан., Матуски Вл., Казаков К., Банков Б.," Ръководство за упражнения по Теория на еластичността, Устойчивост и Динамика на строителните конструкции", Издателство на ВСУ, София, 2011, ISBN 978-954-331-033-3;
[6] Kazakov K., Yanakieva An.,Handruleva An., "Comparison of plain problems modeled by different FE formulation", In Proc.: X International Scientific Conference VSU2010, ISSN 1314-071X, pp. I-1-I-6;
[7] Цветков Ст., Георгиев Г., " Методическо ръководство за разработване на курсов проект по Стоманобетон по Еврокод 2", Издателство на ВСУ, София, 2012, ISBN : 978-954-331-037-1;
[8] Янчев Г., Цветков Ст., „Едно решение, третиращо изчисляването на ефективни (съдействащи) широчини и армировки при стоманобетонни греди", Издателски комплекс на НВУ „Васил Левски", Велико Търново 2020 , ISSN 2367-7481, стр. 1769.

СИСТЕМА ЛИНЕЙНИ АЛГЕБРИЧНИ УРАВНЕНИЯ СЪС СИМЕТРИЧНА МАТРИЦА (Метод на квадратния корен ($[L][L^I]$–Декомпозиция))

Лилия Б. Петрова
E-mail: lbphr@abv.bg

Кат. "Механика", ВТУ "Т. Каблешков"
бул. "Гео Милев" 158, София 1574, Bulgaria

SISTEM LINEAR ALGEBRAIC EQUATIONS WITH SIMMETRICAL MATRIX (Method of square root ($[L][L^I]$–Decomposition))

Liliya B. Petrova[1]
E-mail: lbphr@abv.bg

Dep. "Mechanics", VTU "T. Kableshkov"
158 Geo Milev Str., Sofia 1574, Bulgaria

Abstract: *In a system linear algebraic equations, square, with arbitrary measurement, with symmetrical matrix of coefficients, is traced a method of square root - ($[L][L^I]$– decomposition). A method is applied in a numerical example. The solutions are carried out with compound computers program. With a method of square root is received and an inverse matrix of the initial. In the process of solutions is made an analysis of the solution and a comparison of the results.*

Keywords: *System linear algebraic equations, arbitrary measuremen, symmetrical matrix of coefficients, method of square root - ($[L][L^I]$ – decomposition)*

1. Въведение

Методът е описан в [3]. Методът е илюстриран върху система линейни алгебрични уравнения със симетрична матрица и шест неизвестни.

2. Метод на квадратния корен ($[L][L^I]$ - декомпозиция)

Разглежда се система линейни алгебрични уравнения от вида

$$[A]\{X\}=\{B\}, \qquad (1)$$

където $[A]$ е квадратна симетрична матрица, $\{X\}$ е вектор на неизвестните, $\{B\}$ - вектор на свободните членове, в общ случай всичките с произволна размерност n

[1] Liliya Petrova, Assoc. Prof. PhD Eng. -Math., E-mail: lbphr@abv.bg
dep. "Mechanics", Univ. of Transport "T. Kableshkov", 158 Geo Milev Str., Sofia 1574, Bulgaria

$$[A]=\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \dots & a_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ a_{n1} & a_{n2} & \dots & a_{nn} \end{bmatrix},\ \{X\}=\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \dots \\ x_n \end{Bmatrix},\ \{B\}=\begin{Bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ \dots \\ b_n \end{Bmatrix}. \quad (2)$$

Матрицата $[A]$ се представя във вида

$$[A]=[L][L^I], \quad (3)$$

където $[L]$ е долна триъгълна матрица, $[L^I]$ - горна триъгълна матрица, $[L^I]=[L]^T$.

В разгърнат вид матриците $[L]$, $[L^I]$ се записват във вида

$$[L]=\begin{bmatrix} \ell_{11} & & \dots & \\ \ell_{21} & \ell_{22} & \dots & \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \ell_{n1} & \ell_{n2} & \dots & \ell_{nn} \end{bmatrix}\ [L]^T=\begin{bmatrix} \ell_{11} & \ell_{12} & \dots & \ell_{1n} \\ & \ell_{22} & \dots & \ell_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ & & \dots & \ell_{nn} \end{bmatrix}, \quad (4)$$

в които изразите за елементите ℓ_{ij}, $(i=1,2,...,n)$, $(j=1,2,...,n)$ засега са неизвестни.

Матричното произведение $[A]=[L][L^I]$ за размерност на матрицата $n=3$ е показано в табл. 1.

Табл.1

				$[L]^T$			
				ℓ_{11}	ℓ_{21}	ℓ_{31}	
					ℓ_{22}	ℓ_{32}	
						ℓ_{33}	
	ℓ_{11}			ℓ_{11}^2	$\ell_{11}\ell_{21}$	$\ell_{11}\ell_{31}$	
$[L]$	ℓ_{21}	ℓ_{22}		$\ell_{21}\ell_{11}$	$\ell_{12}^2+\ell_{22}^2$	$\ell_{21}\ell_{31}+\ell_{22}\ell_{32}$	$[A]$
	ℓ_{31}	ℓ_{32}	ℓ_{33}	$\ell_{31}\ell_{11}$	$\ell_{32}\ell_{21}+\ell_{32}\ell_{22}$	$\ell_{31}^2+\ell_{32}^2+\ell_{33}^2$	

Определяне изразите за елементите ℓ_{ij}, $(i=1,2,...,n)$, $(j=1,2,...,n)$.

Сравнение изразите на матричното произведение $[L][L^I]$ и на матрицата $[A]$ показва

$a_{k1}=\ell_{k1}\ell_{11}$,

$a_{k2}=\ell_{k1}\ell_{21}+\ell_{k2}\ell_{22}$,

…

$a_{kk}=\ell_{k1}\ell_{k1}+\ell_{k2}\ell_{k2}+...+\ell_{kk}\ell_{kk}$,

където в общ случай $(k=1,2,...,n)$ е размерността на матриците.

Оттук при размерност на матриците

$$\begin{aligned}
&k=1 \quad && a_{11}=\ell_{11}^2 && \ell_{11}=\sqrt{a_{11}}\,, \\
&k=2 \quad && a_{22}=\sqrt{\ell_{12}^2+\ell_{22}^2} && \ell_{22}=\sqrt{a_{22}-\ell_{12}^2}\,, \\
& && a_{21}=\ell_{21}\ell_{11} && \ell_{21}=\frac{a_{21}}{\ell_{11}}\,; \\
&k=3 \quad && a_{33}=\sqrt{\ell_{31}^2+\ell_{32}^2+\ell_{33}^2} && \ell_{33}=\sqrt{a_{33}^2-\ell_{31}^2-\ell_{32}^2}\,, \\
& && a_{31}=\ell_{31}\ell_{11} && \ell_{31}=\frac{a_{31}}{\ell_{11}}\,,
\end{aligned} \quad (5)$$

$$a_{32}=\ell_{31}\ell_{21}+\ell_{32}\ell_{22} \qquad \ell_{32}=\frac{a_{32}-\ell_{31}\ell_{21}}{\ell_{12}}.$$

Обобщение на изразите на матриците $[L]$, $[L^I]$ при размерност на матрицата $[A]_{(n,n)}$ се извършва по математическа индукция

при известни елементи a_{ij}, $(i=1,2,...,n)$, $(j=1,2,...,n)$ при $i\le m$, $(m=1,2,...,n)$

$$\ell_{m1}=\frac{a_{m1}}{\ell_{11}},$$

$$\ell_{m2}=\frac{\left(a_{m2}-\ell_{m1}\ell_{21}\right)}{\ell_{22}},$$

...

$$\ell_{m,m-1}=\frac{\left(a_{m,m-1}-\ell_{m1}\ell_{m-1,1}-\ell_{m2}\ell_{m-1,2}-...-\ell_{m,m-2}\ell_{m-1,m-2}\right)}{\ell_{m-1,m-1}}, \qquad (6)$$

$$\ell_{m,m}=\sqrt{a_{mm}-\ell_{m1}^{\,2}-\ell_{m2}^{\,2}-...-\ell_{m,m-1}^{\,2}}.$$

В получените изрази индексът $(m=1,2,...,n)$ кореспондира на $(k=1,2,...,n)$ и означава размерността на изходната матрица. Изразите (6) определят елементите от главния диагонал и елементите, разположени под него в матрицата $[L]$, съответно $[L^I]$.

Изискване на метода е $\ell_{ii}\neq 0$.

Следва да се отбележи, че в матрицата $[L]$ елементите на $i-$ ред се определят само от елементите на първите $i-$ реда и първите $j=i$ стълба на матрицата $[A]$.

Следствие представянето $[A]=[L][L^I]$

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & ... & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & ... & a_{2n} \\ ... & ... & ... & ... \\ a_{n1} & a_{n2} & ... & a_{nn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \ell_{11} & & ... & \\ \ell_{21} & \ell_{22} & ... & \\ ... & ... & ... & ... \\ \ell_{n1} & \ell_{n2} & ... & \ell_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ell_{11} & \ell_{12} & ... & \ell_{1n} \\ & \ell_{22} & ... & \ell_{2n} \\ ... & ... & ... & ... \\ & & ... & \ell_{nn} \end{bmatrix}.$$

следва детерминантата $\det[A]=\det\left([L][L^I]\right)$, т. е.

$$\begin{vmatrix} \underline{a_{11}} & \underline{a_{12}} & \underline{...} & \underline{a_{1k}} \\ \underline{a_{21}} & \underline{a_{22}} & \underline{...} & \underline{a_{2k}} \\ \underline{-} & \underline{-} & \underline{...} & \underline{-} \\ \underline{a_{k1}} & \underline{a_{k2}} & \underline{a_{kk}} & \underline{a_{kk}} \end{vmatrix} = \ell_{11}^2\ell_{22}^2...\ell_{kk}^2 \text{ за } (k=1,2,...,n). \qquad (7)$$

В случая k е означение на размерността на матриците $[A]$, съответно $[L]$, $[L^I]$.

Зависимостта (7) за всеки ред от матрицата $[A]$ има вида

при $k=1$ $\quad \ell_{11}^{\,2}=a_{11}$,

при $k=2$ $\quad \ell_{11}^{\,2}\ell_{22}^{\,2}=a_{11}a_{22}-a_{12}a_{21}$, $\quad \ell_{22}^{\,2}=\frac{a_{11}a_{22}-a_{12}a_{21}}{a_{11}}$,

при $k=3$ $\quad \ell_{11}^{\,2}\ell_{22}^{\,2}\ell_{33}^{\,2}=\det|A|$, откъдето $\quad \ell_{33}=\sqrt{a_{33}-\ell_{31}^{\,2}-\ell_{32}^{\,2}}$.

Следователно елементите ℓ_{ii} са различни от нула ($\ell_{ii}\neq 0$ $(i=1,2,...,n)$, $(j=1,2,...,n)$), когато детерминантите на матрицата $[A]$ са различни от нула. Чрез детерминантите се определят елементите ℓ_{ii}, $(i=1,2,...,n)$ на матрицата $[L]$, съответно $[L^I]$. Условието (7)

се съгласува със зависимостите (6), определящи елементите на $[L][L^I]$, лежащи върху и под главния диагонал.

С увеличаване размерността на изходната матрица $[A]$, съответно $[L]$, $[L^I]$, стойността на детерминантата $\det[A]=\det([L][L^I])$ се променя. При стойност на детерминантата $\det[A]=\det([L][L^I])\to 0$ съответната ѝ матрица клони към лошо обусловена (особена, изродена) матрица.

В сила са и зависимостите

$$([L][L^I])^I=([L^I])^I[L]^I=[L][L^I]. \tag{8}$$

В съкратен форма зависимостите (6) могат да се запишат във вида

$$\ell_{mm}=\sqrt{a_{mm}-\sum_{m=1}^{m-1}\ell_{mm}{}^2}, \qquad (m=1,2,...,n); \tag{9}$$

$$\ell_{mi}=\frac{1}{\ell_{ii}}\sqrt{a_{mi}-\sum_{i=1}^{m-1}\ell_{mi}\ell_{im}}, \qquad (i=1,2,...,m-1),\ (m=1,2,...,n).$$

Получените изрази за елементите ℓ_{ij}, $(i=1,2,...,n)$, $(j=1,2,...,n)$ определят напълно матриците $[L]$, $[L^I]$.

Методът, приложен директно, представя системата във вида

$$([L][L^I])\{X\}=\{B\}. \tag{10}$$

Матрицата на коефициентите на преобразуваната система е от същия ред като матрицата на изходната система линейни алгебрични уравнения.

Доказва се, в матричен запис, решението на системата по метода на квадратния корен, може да се представи във вида

$$[L]\{Y\}=\{B\} \quad \text{и след това} \quad [L^I]\{X\}=\{Y\}. \tag{11}$$

Решението на системата се разпада на две системи с триъгълна матрица на коефициентите пред неизвестните. Поради това че матриците са триъгълни, компютърно решение на двете системи е улеснено. То можеда се извърши чрез последователно изключване на неизвестните, чрез обръщане на матриците и др. Приложението на $[L][L^I]$ – декомпозицията намалява размерността на матричните изчисления.

3. Числена реализация

Система линейни алгебрични уравнения със симетрична матрица

С цел проверка и сравнение на резултати най-напред е решен системата от [3]. Размерността на изходната матрица е $[A]=[a_{(6,6)}]$. Коефициентите и свободните членове на изходната матрицата $[A]=[a_{(6,6)}]$ са записани в табл. 2.

Табл. 2

$[A]=[a_{ij}]$	6,1818	0,1818	0,3141	0,1415	0,1516	0,2141
	0,1818	7,1818	0,2141	0,1815	0,1526	0,3141
	0,3141	0,2141	8,2435	0,1214	0,2516	0,2618
	0,1415	0,1815	0,1214	9,3141	0,3145	0,6843
	0,1516	0,1526	0,2516	0,3145	5,3116	0,8998
	0,2141	0,3141	0,2618	0,6843	0,8998	4,1313

$[B]$	7,1818
	8,2435
	9,3141
	5,3116
	4,1313
	3,1816

Следва да се отбележи, че в изходната матрица между елементите по главния диагонал и останалите извъндиагонални елементи, разликата в стойностите им е значителна, в порядък.

Използва се симетрията на системата.

Резултатите от решението на системата са показани в табл. 3.

Табл. 3.

	2,486323					
	0,07312	2,678891		$[\ell_{ij}]^T$		
$[\ell_{ij}]$	0,126331	0,076473	2,867349			
	0,056911	0,066199	0,038066	3,050415		
	0,060974	0,055300	0,083585	0,099720	2,299543	
	0,086111	0,113892	0,084472	0,219198	0,373697	1,978909
	1,040932	1,050668	1,026605	0,474071	0,578973	0,36730

	2,888522
	2,998364
$[B]$	3,041100
	1,584361
	1,468632
	0,726854
	$\leftarrow x_i \; y_i \uparrow$

В случая $\det[A]=70298{,}17768764$.

Проверка на триъгълните матрици - извършва се чрез матричното умножение $[L][L^I]$ и сравнение с матрицата $[A]$. Заместване в $[A]\{X\}=\{B\}$ (1) стойностите на $\leftarrow x_i$ удовлетворява изходната система.

Резултатите от проведеното компютърното решение в настоящия пример съвпадат с публикуваните в [3].

Матрица на коефициентите с няколко вектора на свободните членове

В система с една и съща матрица на коефициентите при няколко вектора на свободните членове се използва матрица на свободните членове. На всеки стълб на матрицата на свободните членове съответства отделен вектор на неизвестните - отделно решение на системата линейни алгебрични уравнения.

Обратна матрица

Определянето на обратната матрица чрез $[L][L^I]$- декомпозиция се извършва върху система линейни алгебрични уравнения със симетрична матрица на коефициентите с четири неизвестни.

На мястото на свободните членове се записва единичната матрица $[B]\equiv[E]$.

Табл. 4

$[A]=[a_{ij}]$	2,1546	0,8431	0,3146	0,1615
		3,1415	0,6241	0,2131
		sim	4,8216	0,8245
				6,4131

$[B]=[E]$

Резултатите от решението на системата са показани в Табл. 5.

Табл. 5а

$[Y]$	0,681266		sim	
	-0,233365	0,596381		
	$-5{,}67889.10^{-3}$	-0,16246	0,474272	
	$-8{,}831427.10^{-3}$	-0,014058	-0,110979	0,407395

Табл. 5б

	0,518693		sim	
	-0,138128	0,382261		

$[X]$	$-1{,}713242.10^{-3}$	-0,07519	0,23725	
	$-3{,}597882.10^{-3}$	$-5{,}727166.10^{-3}$	-0,045212	0,165971

В случая детерминантата на системата линейни алгебрични уравнения е $\det[A]=177{,}86306$.

Разликата в стойностите на детерминантите на двете решени системи линейни апгебрични уравнения е голяма.

Също в случая $[Y]$ и $[X]$ са матрици, а не вектори.

След определяне на обратната матрица, при произволно зададен вектор на свободните членове, решението на системата линейни алгебрични уравнения може да бъде извършено (Табл. 5в).

Табл. 5в

$[B]$	3,1826	4,6123	5,9681	8,1418
$[X]$	0,974187	0,826336	0,694187	1,043606

Решението на същата система по метода на квадратния корен показва следните резултати.

Табл. 6а

$[A]=[a_{ij}]$	2,1546	0,8431	0,3146	0,1615
		3,1415	0,6241	0,2131
		sim	4,8216	0,8245
				6,4131

	3,1826
$[B]$	4,6123
	5,9681
	8,1418

Резултатите от решението на системата са показани в табл. 5.

Табл. 6б

$[\ell_{ij}]$	1,467656	$[\ell_{ij}]^T$		
	0,574375	1,676781		
	0,214326	0,574375	2,108496	
	0,110024	0,214326	0,574375	2,454618
	0,974187	0,826336	0,694187	1,043606

2,168197
2,00798
2,063112
2,561653
$\leftarrow x_i \quad y_i \uparrow$

Решението на системите линейни алгебрични уравнения е извършено със съставена за случая програма за персонален компютър (PC).

Във всеки от случаите на решението на системите линейни алгебрични уравнения програмата показва number conditions of matrix (число на обусловеност) на матрицата

$$cond[A]=\|A\|\|A^{-1}\|, \tag{12}$$

където $\|A\|$ е норма на матрицата $[A]$.

Нормата на матрица $[A]_{(m,n)}$ в най-общ случай се определя с израза

$$\|A\|=\sup\left|\sum_{i=1}^{m}\sum_{j=1}^{n}a_{ij}\xi_i\eta_j\right|, \qquad \left(\sum_{i=1}^{m}|\xi_i|^2=\sum_{j=1}^{n}|\eta_j|^2=1\right). \tag{13}$$

Числото на обусловеност на матрицата на система линейни алгебрични уравнения, определя точността на решението на системата по отношение на въведените данни и оценява грешката, възникваща при решението.

Следва преценка на резултатите от извършените решения.

Заключение

Във всеки случай на решение на системи линейни алгебрични уравнения методът трябва да бъде програмиран. Програмирането на метода може да се извърши по-различни начини. Методът е предназначен за работа на компютър.

ЛИТЕРАТУРА

[1]. Корн Г., Т. Корн, Справочник по математике для научных работтников и инженеров, Наука, Москва, 1973.
[2]. Карамански Т., Числени методи в строителната механика, София, 1976.
[3]. Березин Н. С., Н. П. Жидков, Методы Вычислений, Издательство, Наука, Москва, 1966г.
[4]. Ганев Т., И. Маноилов, Динамика на строителните конструкции (записки), София, 2003.

ВЪРХУ УСТОЙЧИВОСТТА НА ПРОСТРАНСТВЕНА ПРЪТОВА СИСТЕМА (начин на изследване)

Лилия Б. Петрова
E-mail: lbphr@abv.bg

Кат. "Механика", ВТУ "Т. Каблешков"
бул. "Гео Милев" 158, София 1574, Bulgaria

ON THE STABILITY OF SPACE FRAME SYSTEM (manner of investigation)

Liliya B. Petrova[1]
E-mail: *lbphr@abv.bg*

Dep. "Mechanics", VTU "T. Kableshkov"
158 Geo Milev Str., Sofia 1574, Bulgaria

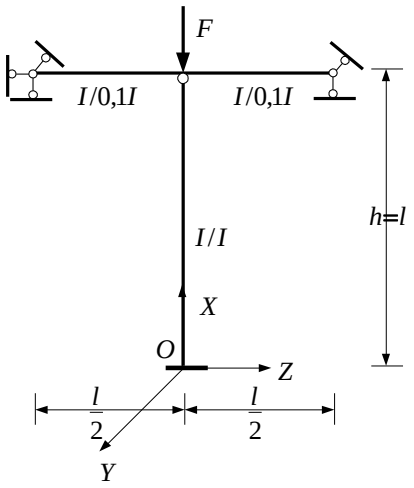
Abstract: *It is made a spatial stability investigation of frame system with determined geometry, characteristics and parameter of loading. It is uses a displacements method. The stabilities investigation is does trough decomposition of the phenomenon in the two main central inertial planes. It is determined a critical value of parameter of loading. It is made a comparison of the results received for critical force. It is determined the shapes functions an indifferently equilibrium of frames axis in the plane and out the plane of the frame structure. With symmetrical cross section of the frames the axes of the local coordinate system are a mains central inertial axes. It is indicated a manner of theirs normalization trough an angle of the rotation of mains central inertial axes in relation to centrals inertial axes in a case of nonsymmetrical cross section of the frame system. It is made an analysis in the process of the investigation.*

Key words: *stability, space system, parameter of critical load, shapes functions of indifferently equilibrium*

1. Постановка на задачата

Изследване на устойчивост е извършено на пространствената система от [3], за която при зададена геометрия и натоварване, е определена стойността на критичната сила. Съставената от едномерни (пръстови) елементи пространствена система, е показана на фиг. 1. Със системата е свързана глобална координатна система $O(X,Y,Z)$, дясно ориентирана, с определено начало. Във всеки от елементите на рамката съществува локална координатна система $C(x,y,z)$ - дясно ориентирана. Оста x е насочена по оста на пръта. Локалните оси (x,y,z), в случая, са главни централни инерционни оси на пръта.

[1] Liliya Petrova, Assoc. Prof. PhD Eng. -Math., E-mail: lbphr@abv.bg
dep. "Mechanics", Univ. of Transport "T. Kableshkov", 158 Geo Milev Str., Sofia 1574, Bulgaria



Фиг. 1

В показаната система, колоната има еднакво напречно сечение, съответно еднакъв инерционен момент (**I**) в двете главни централни инерционни равнини. Инерционният момент на напречното сечение на гредата относно вертикалната ос е 0,1% **I**, а относно хоризонталната ос е **I**.

Да се определи критичната стойност на параметъра на натоварване F. Да се определят формите на безразлично равновесие на системата.

Напречното сечение на пръти на системата е с ос на симетрия.

Коравината на пръта в колоната е еднаква в двете главни централни инерционни равнини. Коравината на пръти в гредата спрямо хоризонталната ос е много по-голяма спрямо коравината на колоната във вертикалната ос.

Огъването на системата, ординатите (линията на вертикалните премествания) на еластичната линия, в гредата, в направление извън равнината на системата трябва да са по-малки от тези в равнината на системата.

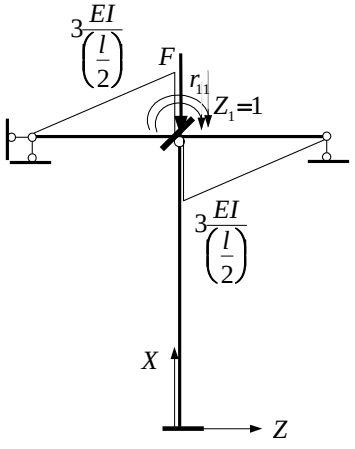
Прилага се деформационен метод. Изследването на устойчивост на системата се извършва чрез декомпозиране на явлението поотделно в двете главни централни инерционни равнини.

2. Загуба на устойчивост в равнината на системата

Основната система по деформационен метод е показана на фиг. 2. Системата е един път кинематически неопределима. Основна неизвестна е завъртането Z_1. Каноничното уравнение има вида $r_{11}Z_1=0$.

Уравнение на устойчивостта $r_{11}=0$. (1)

В състоянието единично завъртане $Z_1=1$ в участъците от ригела на рамката моментовата диаграма е праволинейна. Нормалното усилие в тези участъци е равно на нула. Изразът за коефициента r_{11} не съдържа коректурни функции.



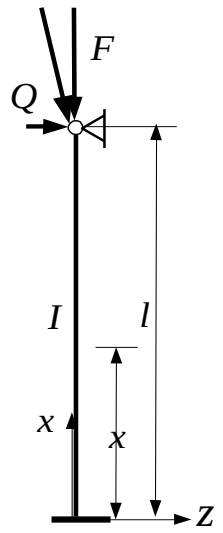
Фиг. 2

В този случай от уравнението на устойчивостта критичната стойност на параметърът на устойчивостта не може да се определи.

$$r_{11}=2.3\frac{EI}{\left(\frac{l}{2}\right)} \qquad (2)$$

Критична стойност на параметъра на натоварване на вертикален прът запъване – става

Определя се критичната стойност параметъра на натоварване за колоната, натоварена със сила F (скрита форма на загуба на устойчивост) (фиг. 3). Задачата в случая е равнинна. Предполага се, че външната натисковата сила е в общо положение. Зависимостите при определяне критичната стойност параметъра на натоварване се записват в локалната координатна система $C(x,y,z)$ на пръта.



Фиг. 3

$$kl=4{,}49$$

$$F_{cr}=20{,}160\frac{EI}{l^2}$$

То се основава на диференциалното уравнение на огънатата ос на пръта.

$$EIz^{II}=-M\,,\qquad EIz^{II}+Fz=Q(l-x)$$

$$z^{II}+k^2z=\frac{Q}{EI}(l-x),\qquad \text{където}\qquad k^2=\frac{F}{EI}. \tag{3}$$

В израза (3) $z(x)$ е функцията на напречното преместване на точките от оста на пръта.

Хомогенно диференциално уравнение

$$z^{II}+k^2z=0 \tag{4}$$

Характеристично уравнение - корени

$$r^2+k^2=0;\qquad r_{1,2}=\pm ki\,.$$

Общ интеграл на хомогенното диференциално уравнение

$$z(x)=C_1\sin(kx)+C_2\cos(kx) \tag{5}$$

Частен интеграл на нехомогенното диференциално уравнение

В зависимост от дясната част на нехомогенното диференциално уравнение той се избира във вид на линейна функция. След заместване в уравнението, по метода на неопределените коефициенти, частният интеграл се получава във вида

$$\bar{z}(x)=\frac{Q}{EIk^2}(l-x) \tag{6}$$

Общ интеграл на нехомогенното диференциално уравнение

$$z(x)=C_1\sin(kx)+C_2\cos(kx)+\frac{Q}{EIk^2}(l-x) \tag{7}$$

Изразите за функцията на завъртането и на кривината на точките от оста на пръта се представят от първата и втората производна на функцията на преместването и имат съответно вида

$$z^{I}(x)=C_1k\cos(kx)-C_2k\sin(kx)-\frac{Q}{EIk^2}; \qquad z^{II}(x)=-C_1k^2\sin(kx)-C_2k^2\cos(kx). \tag{8}$$

В записаните изрази неизвестните интеграционни константи C_1 и C_2 трябва да удовлетворяват граничните условия на краищата на пръта.

$$\begin{aligned} &z(0)=0 && C_2+\frac{Q}{EIk^2}l=0,\\ &z^{I}(0)=0 && C_1k-\frac{Q}{EIk^2}=0,\\ &z(l)=0 && C_1\sin kl+C_2\cos kl=0. \end{aligned} \tag{9}$$

В уравненията на граничните условия на пръта неизвестни са C_1, C_2 и Q. Системата съдържа само отношения на C_1, C_2 и Q. Записаните уравнения формулират хомогенна система линейни алгебрични уравнения. Възможни решения на системата са

$C_1=C_2=0$, $Q=0$. В този случай напречното преместване $z(x)=0$. Прътът запазва първоначалната си праволинейна равновесна форма.

Не всички неизвестни в системата са равни на нула - $C_1\neq0$, $C_2\neq0$, $Q\neq0$ - в този случай прътът получава напречни премествания в равнината си.

Необходимото и достатъчно условие за съществуване на ненулево решение на получената хомогенна система линейни алгебрични уравнения е детерминанта ѝ да бъде равна на нула. Уравнението на устойчивостта в този случай съдържа тригонометрични функции

$$\det\begin{vmatrix} 0 & 1 & \frac{l}{EIk^2}\\ k & 0 & -\frac{1}{EIk^2}\\ \sin(kl) & \cos(kl) & 0 \end{vmatrix}=0. \tag{10}$$

След развитие на детерминантата то приема следния развит вид

$$\frac{1}{EIk^2}(kl-tg(kl))=0; \qquad tg(kl)=kl. \tag{11}$$

Решение на полученото трансцендентно уравнение – числено, с опитване или графично, определя критичната стойност на параметъра на натоварване - F_{cr}.

$$\nu_{cr}=\frac{\pi}{0,7}=4,49, \ (\nu=kl), \qquad F_{cr}=\frac{\nu_{cr}{}^2EI}{l^2}, \quad F_{cr}=20,160\frac{EI}{l^2}. \tag{12}$$

Форма на безразлично равновесие

Определянето ѝ по същността си представлява задача за собствени числа.

От хомогенната система линейни алгебрични уравнения може да се определи само отношението на константите C_1, C_2 и Q.

В едното от уравненията се приема например $C_1=1$. Константите C_2 и Q се определят от другото уравнение

$Q=EIk^3$; $C_2=-kl$.

Третото уравнение служи за проверка.

$\sin kl-kl\cos kl=0$, $-tgkl+kl=0$.

Третото уравнение е проверено и се удовлетворява автоматично.

При полученото отношение на интеграционните константи видът на функциите на преместването, на завъртането и на кривината окончателно се описва от уравненията

$$z(x)=(\sin(kx)-kl\cos(kx)+k(l-x));$$

$$z^{I}(x)=k\cos(kx)+k^{2}l\sin(kx)-k; \qquad z^{II}(x)=-k^{2}\sin(kx)+k^{3}\cos(kx)-k. \qquad (13)$$

При определяне формата на безразлично равновесие стойността на параметъра kl е известна и съответства на F_{cr}.

Условието $z^{I}(x)=0$, съответно $tg\frac{kx}{2}=kl$, следва $kx=2{,}703$ определя екстремума на функцията $z(x)=6{,}2764$.

Условието $z^{II}(x)=0$, съответстно $tgkx=kl$, следва $kx=1{,}3516$ определя инфлексната точка на функцията на преместването. В инфлексната точка на функцията $z(x)$ стойността на функцията е $z(x)=3{,}1384$.

Изследване вида на функцията $z^{II}(x)$ определя вида на кривината на оста на пръта, съответно изпъкналост и вдлъбнатост на функцията на преместването $z(x)$. При $z^{II}(x)>0$, функцията $z(x)$ е изпъкнала, при $z^{II}(x)<0$ функцията $z(x)$ е вдлъбната.

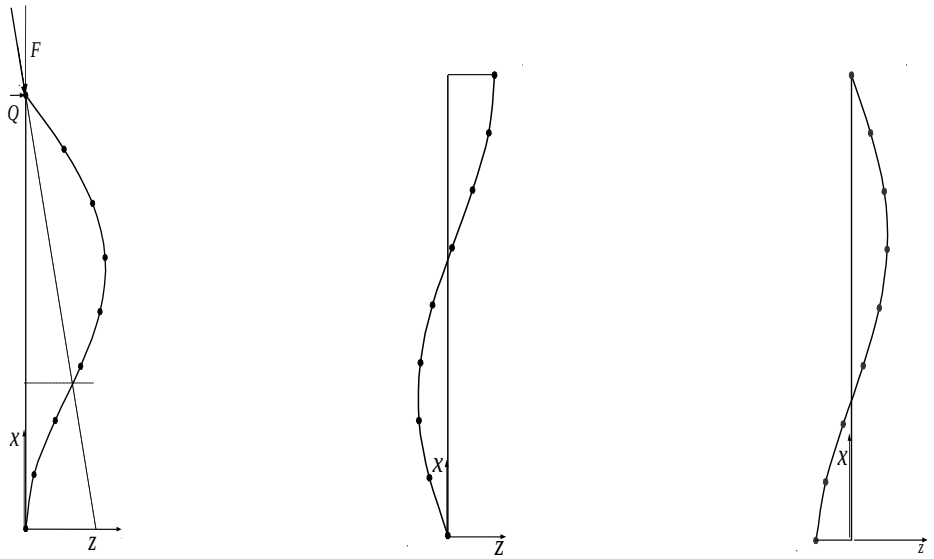
Записаните условия се установяват при определени изходни данни.

Функции на напречното преместване, на завъртането и на кривината

Ординатите на графиките на функциите се определят при подходящо избрана дискретизационна стъпка (достатъчен брой дискретни стойности на функциите) по дължината на пръта.

Възможно е преминаване към безразмерни координати.

Проведени изследвания показват очертанието на функцията на преместванията, на завъртанията и на кривината на точките от оста на пръта (фиг. 4).



Напречни премествания $z(x)$ | Завъртания $z^{I}(x)$ | Кривина $z^{II}(x)$

Фиг. 4

Функцията на кривината на оста на пръта съвпада, съответно очертава моментовата диаграма в пръта в състоянието на безразлично равновесие.

Двете нулеви точки в графиката на функцията на преместването, в състоянието на безразлично равновесие, лежат върху права, направлението на която съвпада с

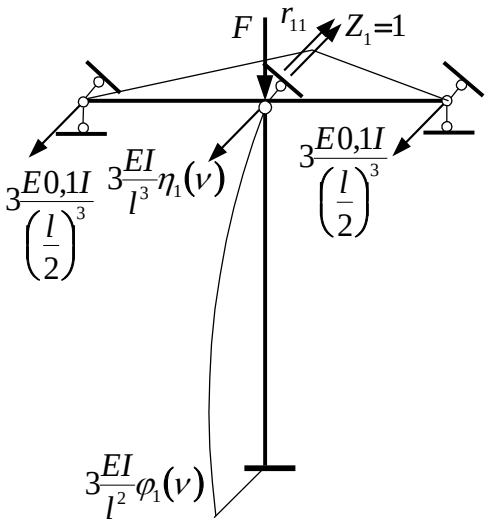
направлението на натисковата сила F, приета за приложена в общо положение. Правата свързва двете нулеви ординати на моментовата диаграма в състоянието на безразлично равновесие. Следва силата Q формулира реакцията в ставно подпрения край на системата в равнината ѝ.

3. Загуба на устойчивост извън равнината на системата

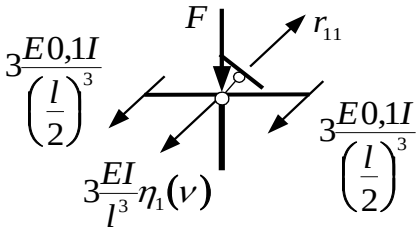
Системата и този случай е един път кинематически неопределима.

Основна неизвестна е линейното преместване Z_1. Моментовата диаграма, предизвикана от $Z_1=1$, е показана на фиг. 5.

Каноничното уравнение в този случай има вида $r_{11}Z_1=0$.



В някои литературни източници функцията $\eta_1(\nu)$ е означена с $\varphi_5(\nu)$.



Фиг. 5

Уравнение на устойчивостта $r_{11}=0$. (14)

Коефициент на каноничното уравнение $r_{11}=2\dfrac{3E.0,1I}{\left(\frac{l}{2}\right)^3}+3\dfrac{EI}{l^3}\eta_1(\nu)$. (15)

Аналитичен израз на коректурната функци $\eta_1(\nu)$

$\eta_1(\nu)=\varphi_1(\nu)-\dfrac{\nu^2}{3}$, където $\varphi_1(\nu)=\dfrac{\nu^2}{3\left(1-\frac{\nu}{tg\nu}\right)}$. (16)

Функциите $\varphi_1(\nu)$, $\eta_1(\nu)$ и др. са табулирани.

Следователно

$2\dfrac{3E.0,1I}{\left(\frac{l}{2}\right)^3}+3\dfrac{EI}{l^3}\eta_1(\nu)=0$, $\eta_1(\nu)=1,6$, $\nu=2,5$. (17)

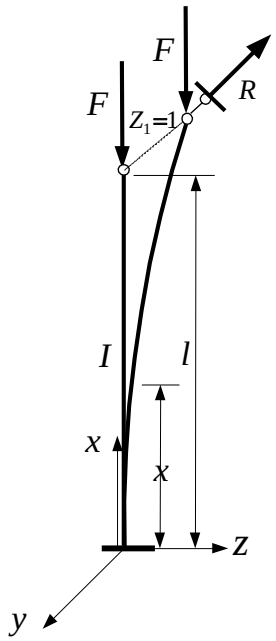
Оттук за параметъра на критичното натоварване се получава

$F_{cr}=\dfrac{\nu^2EI}{l^2}$ $F_{cr}=\dfrac{6,25EI}{l^2}$. (18)

Меродавна е по–малката стойност на критична сила, определена от двете изследвания. Меродавна е стойността на критичната сила, получена при загубатата на устойчивост извън равнината на рамката.

Форма на безразлично равновесие

Състоянието на действащата натискова сила и на линейното преместване $Z_1=1$ в ставно подпрения край на отделения вертикален прът е показано на фиг. 6. На същата фигура е показана и огънатата ос на пръта в разглежданото състояние.



$$kl=2{,}5$$

$$F_{cr}=\frac{6{,}25EI}{l^2}$$

Фиг. 6

Диференциално уравнение на огънатата ос на колоната

$$z^{II}-k^2(1-z)=\frac{R}{EI}(l-x), \qquad \text{където} \qquad k^2=\frac{F}{EI}. \tag{19}$$

Хомогенно диференциално уравнение $z^{II}+k^2z=0$.

Характеристично уравнение – корени $r^2+k^2=0 \qquad r_{1,2}=\pm ki$.

Общ интеграл на хомогенното диференциално уравнение

$$z(x)=C_1\sin(kx)+C_2\cos(kx); \tag{20}$$

Частен интеграл на нехомогенното диференциално уравнение

При дясна част на нехомогенното диференциално уравнение линейна функция, след заместване в уравнението, по метода на неопределените коефициенти, той се получава във вида

$$\bar{z}(x)=\frac{R}{F}(l-x)+1 \tag{21}$$

Общ интеграл на нехомогенното диференциално уравнение

$$z(x)=C_1\sin(kx)+C_2\cos(kx)+\frac{R}{F}(l-x)+1$$

$$z^I(x)=C_1k\cos(kx)-C_2k\sin(kx)-\frac{R}{F}; \qquad z^{II}(x)=-C_1k^2\sin(kx)-C_2k^2\cos(kx) \tag{22}$$

Гранични условия в краищата на пръта – интеграционни константи

$$z(0)=0 \quad C_2+\frac{R}{F}l+1=0; \qquad C_2=-\frac{R}{F}l-1;$$

$$z^I(0)=0 \quad C_1k-\frac{R}{F}=0; \qquad C_1=\frac{1}{k}\frac{R}{F};$$

$$z(l)=1 \quad C_1\sin kl+C_2\cos kl=0, \qquad R=\frac{F}{l}\frac{kl}{(tgkl-kl)}. \tag{23}$$

В случая системата не е хомогенна. От нея се определят неизвестните интеграционни константи.

Функциите на преместването, на завъртането и на кривината на оста на пръта приемат вида

$$z(x)=\frac{R}{F}\frac{1}{k}\sin kx-\left(\frac{R}{F}l+1\right)\cos kx+\frac{R}{F}(l-x)+1;$$

$$z^I(x)=\frac{R}{F}\cos kx+\left(\frac{R}{F}l+1\right)k\sin kx-\frac{R}{F}; \qquad z^{II}(x)=-\frac{R}{F}k\sin kx+\left(\frac{R}{F}l+1\right)k^2\cos kx. \tag{24}$$

Изследването на функциите се извършва аналогично както в първоначалния случай.

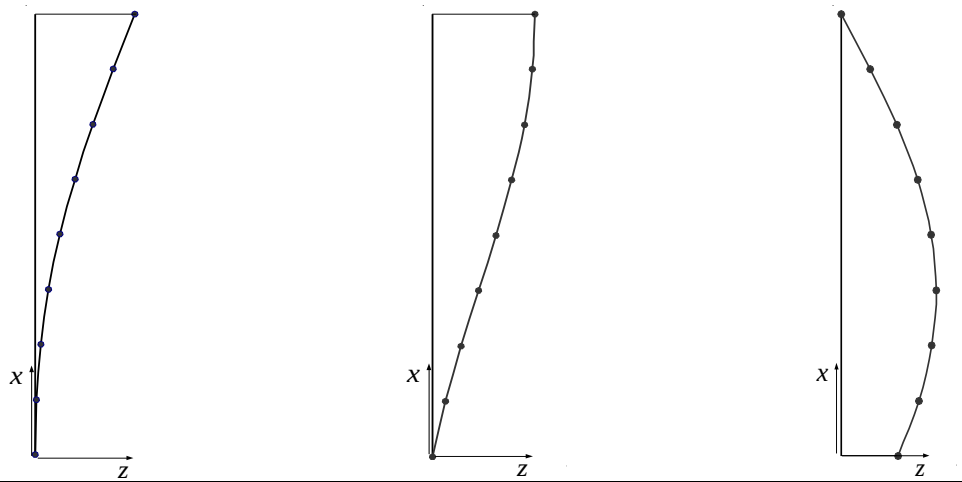
Условието $z^I(x)=0$, съответно $tg\frac{kx}{2}=\left(l+\frac{F}{R}\right)k$, следва kx и показва че функцията $z(x)$ в интервала $(0,l)$ няма екстремум. При $x=0$ условието $z^I(x)=0$ се удовлетворява тъждествено.

Условието $z^{II}(x)=0$ определя инфлексната точка на функцията на преместването $z(x)$. Условието $z^{II}(x)=0$, съответстно $tgkx=kl\left(1+\frac{F}{R}\frac{1}{l}\right)$, следва kx, определя инфлексната точка на функцията на преместването $z(x)$. Функцията $z^{II}(x)$ в интервала $(0,l)$ не се анулира. Функцията $z(x)$ в интервала $(0,l)$ няма инфлексна точка.

Записаните условия се установяват при определени изходни данни.

Функции на напречното преместване, на завъртането и на кривината

В резултат, в разглеждания случай, от решението на уравнението на устойчивостта, следва $kl=2{,}5$. Ординатите на графиките на функциите се определят при подходящо избрана дискретизационна стъпка (достатъчен брой дискретни стойности на функциите) по зададената дължина на пръта. Графичното представяне на функциите на преместванията, на завъртането и на кривината е показано на фиг. 7.



Напречни премествания $z(x)$	Завъртания $z^I(x)$	Кривина $z^{II}(x)$
	Фиг. 7	

Функцията на кривината в състоянието на безразлично равновесие се съобразява с вида на моментовата диаграма в пръта при действие на натисковата сила и единичното линейно преместване в ставно подпрения край на пръта е показана на фиг. 7.

Изчислението на ординатите на функциите на преместванията се извършва при използване на параметъра на устойчивостта $\nu=kl$. В изразите на същите функции участва дължината на изследвания елемент. Възможно е, след преобразувания, в същите изрази, изолиране на множител, съдържащ дължината на изследвания елемент.

Съществува визуална кореспондентност между функциите на преместванията, на завъртанията и на кривината на изследвания елемент на устойчивост.

Функциите на преместванията, на завъртанията и на кривината, и в двата случая, съвпадат в очертанието си с вида на функцията на преместването и с моменовата диаграма на прът запъване – става при натискова сила в общо положение, съответно при натискова сила и напречно преместване единица на ставно подпрения край, известни от теорията на устойчивостта на строителните конструкции.

Анализ. Изводи

Извършеното дотук пространствено изследване на устойчивост се отнася за система, напречното сечение на прътите на която има ос на симетрия. В случай на несиметрично напречно сечение главните централни инерционни оси на напречното сечение са завъртени спрямо осите на централната координатна система. Оста на пръта запазва изображението си. Формите на загуба на устойчивост, получени в равнината и извън равнината на системата, се коригират (нормират) с ъгъла на завъртане на главните централни инерционни оси спрямо централните инерционни оси. Видът на функцията се запазва. Изобразяването на формите е пространствено. Пространствената форма на загуба на устойчивост се получава от декомпозираните равнинни.

Колоната в изследваната система представлява един от основните елементи на метода на преместванията, съответно на устойчивостта на строителните конструкции.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Попов Ал., Т. Караманski, Т. Бобев, Б. Банков, А. Тепавичаров, Ю. Павлова, Таблици за решаване на задачи по теория на еластичността, устойчивост и динамика на еластичните системи, ВИАС- София, 1987.

[2] Байчев И., Помощни таблици по строителна механика за строителния и транспортния факултет, част III – устойчивост и динамика на строителните конструкции, УАСГ, 1996.

[3] Безухов Н. И., О. В. Лужин, Устойчивость и динамика сооружений (в примерах и задачах), Государственное издательство литературы по строительство, архитектуре и строительным материалам, Москва 1963.

[4] Феодосеев В. И., Съпротивление на материалите, Техника 1965, София.

[5] Колев П. Т., К. А. Младенов, Съпротивление на материалите (записки), УАСГ, София, 1996.

МОДЕЛИРАНЕ НА ВЕРТИКАЛНА ДИАФРАГМА С ОТВОРИ

Любен Любенов[1]

ВСУ „Любен Каравелов“, град София

MODELLING OF SHEAR WALL WITH OPENINGS

Lyuben Lyubenov[1]

VSU “Lyuben Karawelov”, Sofia

***Abstract**: Concrete shear walls are used in high-rise buildings to withstand seismic loads. Often, for reasons imposed by the architecture of the building, they are made with openings for doors and windows. Modelling of such a structure is not a trivial task at all. There are different analytical and computer models for representing shear walls with openings. In this paper examines the influence of the model on shear forces, and bending moment in shear walls. Here are represented different models of couple beams in shear walls for discrete models. In the paper several different models are chosen and compared. Computer models based to the finite element method are analyzed by SAP2000 program. The computation analysis is based to elastic behaviour of the material. All results are compared and some conclusion are formulated.*

***Key words**: Reinforced concrete shear wall, Openings, Computer modeling, The Finite Element method, Couple beam*

1. Въведение

От една страна вертикалните диафрагми с отвори (фигура 1а) са сравнително често срещано решение в проектантската практика, а от друга страна такива диафрагми се намират в доста сложно и все още ненапълно изучено напрегнато и деформирано състояние. Това поддържа постоянно интереса на множество изследователи. Още преди масовото навлизане на компютърното моделиране и Метода на крайните елементи (МКЕ) в стройтелната наука и практика, въпроса с адекватното представяне и изчисляване на вертикални диафрагми с отвори е вълнувал съзнанието на множество автори. Много сполучлив анализ на различни методи за моделиране и изчисляване на диафрагми с отвори е направен в [1]. Начинът на моделиране зависи от деформативните свойства на щурца. Последният в зависимост от коравината си може да се класифицира като абсолютно корав, абсолютно гъвкав и деформируем. Първите два типа са строго теоретични.

[1] Любен Любенов, д-р/доцент/ к-ра ИВИК, Архитектурен факултет, гр. София, ул.Суходолска №175;
Lyuben Lyubenov, PhD/Assoc. Prof, Department Informatics Visual Arts and Communications, Faculty of Architecture, Sofia, Suhodolska str. 175, lyubo_el@abv.bg.

Методите за изчисляване на диафрагми с отвори спрямо използвания модел се делят основно на две големи групи: дискретни и непрекъснати. Дискретните модели запазват реалното разположение на стълбовете и свързваюите щурцове. При тях се налага да се решава система алгебрични уравнения от висок порядък, което налага използването им само с помощта на компютърна техника. Към дискретните методи можем да причислим методите предложени от Поляков, Спасов, Jandele, Mann и др. [1]. Типично дискретен метод е и МКЕ. В непрекъснатите модели обикновено се запазва дискретното разположение на вертикалните стълбове, а свързващите щурцове се моделират, като разпределени по височината на диафрагмата връзки. По известни непрекъснати модели са предложените от Albiges и Goulet, Rosman, Дроздов, Ленович и Сигалов [1]. В [4] се казва, че тези решения дават добри резултати за диафрагми с 5 и повече етажа.

В този доклад ще бъдат разгледани само вертикални диафрагми с една колонка отвори. Ще бъдат сравнени няколко дискретни методи реализирани в SAP2000, както помежду си, така и с резултатите от непрекъснати и дискретни модели на различни автори. За допълнително изчислително улеснение ще бъде разгледана диафрагма с един ред отвори разположени симетрично. За пълнота на изложението ще обърнем внимание на основните принципи и предпоставки при двата типа изчислителни модели на диафрагми с отвори.

2. Непрекъснати модели

Тъй, като принципните различия при непрекъснатите модели са незначителни, тук ще бъде разгледан подробно само един от тях - модела предложен от Дроздов [2], [3]. Моделът е базиран на следните предпоставки, изложени според [5] :

- Подовите конструкции са приети идеално корави в своята равнина и гъвкави извън нея (това е обичайна предпоставка при повечето модели за изчисление на вертикални диафрагми под действието на хоризонтални товари);
- Диафрагмите се разглеждат като конзоли, състоящи се от отделни стълбове, свързани помежду си с щурцове;
- Броят на етажите е голям, поради което съсредоточените влияния на подовите конструкции и шурцовете могат да се приемат равномерно разпределени по височина (това е и основната предпоставка на метода, която го причислява към непрекъснатите);
- Стълбовете на диафрагмата поемат припадащата им се част от общия момент, както и момента от щурцовете разпределен по височина , а също така и нормалните сили предизвикани от вертикални и хоризонтални товари;
- Връзките между вертикалните носещи елементи се осъществява чрез подовата конструкция така, че нормалните сили в щурцовете се пренебрегват ;
- Поради относително голямата разлика в коравините на вертикалните стълбове и свързващите ги щурцове се приема, че последните са запънати кораво в стълбовете;
- Влиянието на тангенциалните деформации в стълбовете на диафрагмата върху хоризонталните и ъгловите премествания на вертикалните носещи конструкции се пренебрегва.

За пълнота на изложението ще представим крайните формули за разрезните усилия в колоните. Разгледан е случая при симетрично разположени стълбове около отвора в диафрагмата. Извеждането на дадените изрази може да се види в [4]. Следва да се обърне внимание, че началото на координатната система е прието в свободния

край на диафрагмата, а не в точката на запъване. И така, нормалната сила в стълбовете при натоварване с равномерн разпределен товар се определя по формулата:

$$(1) \qquad \pm N(z) = \frac{\lambda^2 M^0(z) + q(Dsh\lambda z + ch\lambda z)}{\lambda^4 s \sum B} - q.$$

В случай на два еднакви стълба разположени симетрично спрямо отвора, момента във всеки от тях е равен на:

$$(2) \qquad M(z) = \frac{M^0(z) - N(z)b}{2},$$

а за напречната сила е в сила израза:

$$(3) \qquad Q(z) = \frac{Q^0(z)}{2}.$$

В горните формули с $M^0(z)$ и $Q^0(z)$ са означени съответно момента и срязващата сила получени в конзолна греда с дължина равна на височината на диафрагмата, натоварена напречно с товар q. Останалите променливи участващи във формули 1 и 2 се изразяват, както следва:

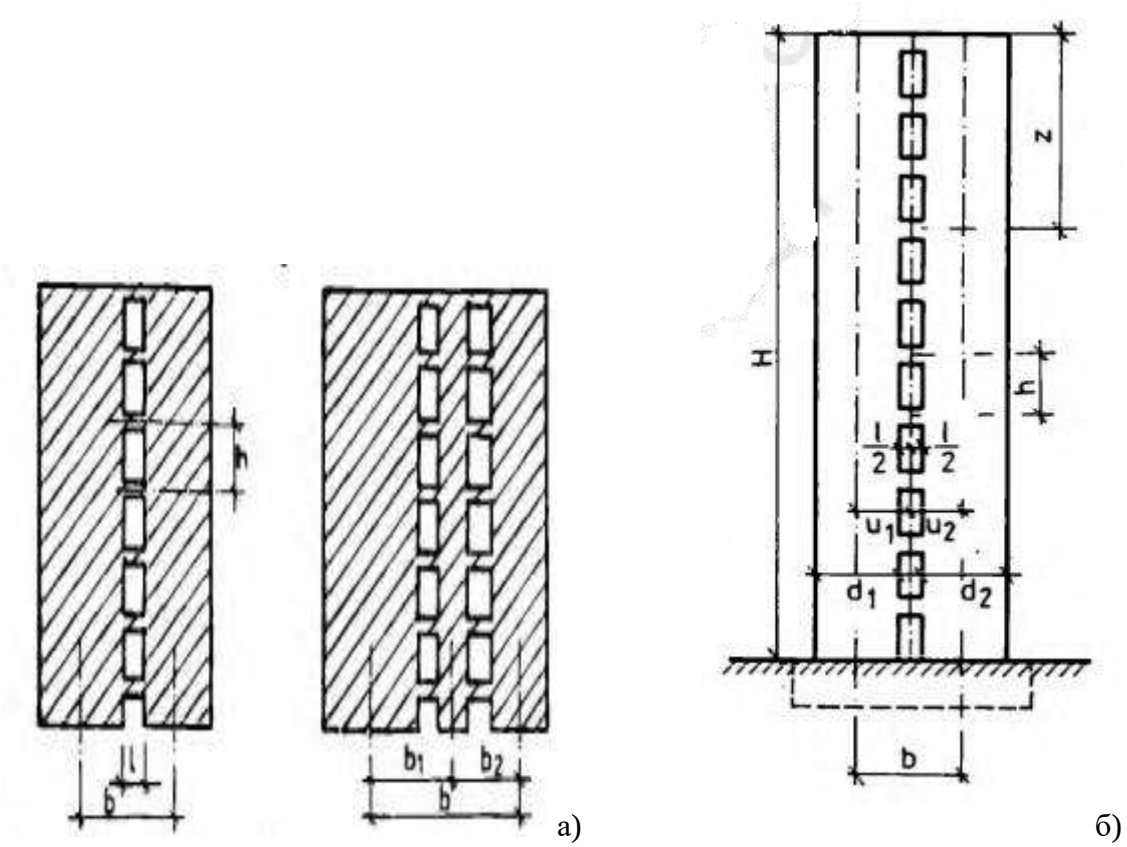
$$(4) \qquad \lambda = \sqrt{\frac{k}{s} + \frac{b}{s\sum B}},$$

$$(5) \qquad D = \frac{\lambda H - sh\lambda H}{ch\lambda H},$$

където:

$k = \frac{2}{bEA}$, $s = \frac{hl^3}{12EI_{щ}b}$, $\sum B$ - сумата от коравините на стълбовете, h - етажната височина, $EI_{щ}$ - коравината на щурца.

Останалите параметри са според означенията на фигура 1б.



а) б)

Фигура 1. а)Диафрагми с отвори; б) Изчислителна схема – модел на Дроздов [4]

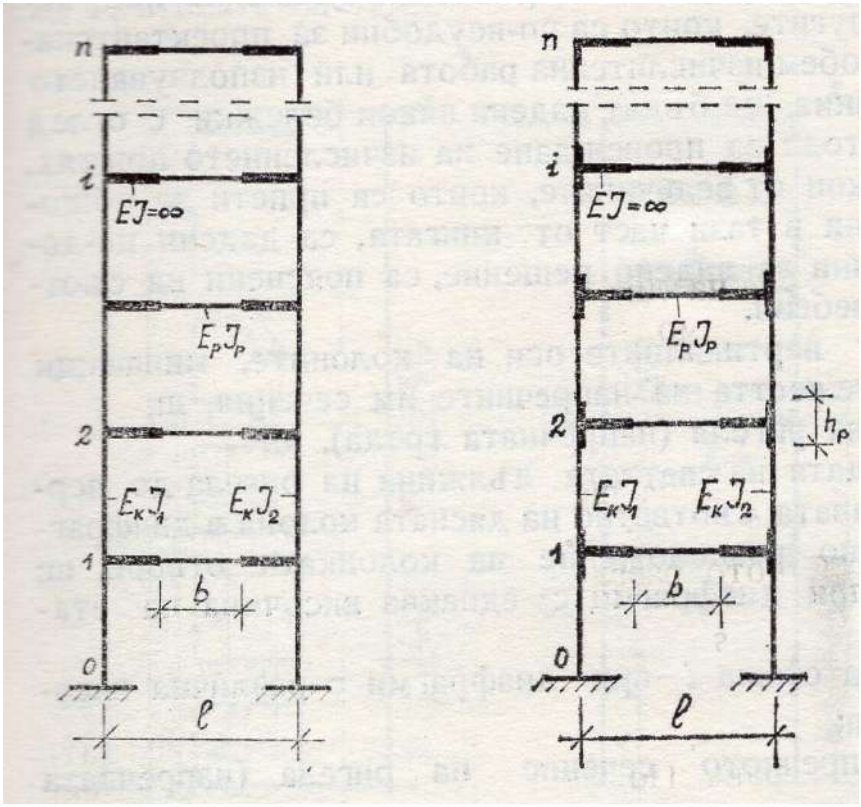
3. Дискретни модели

В дискретните модели се търси аналогия с решаването на рамка с широки колони, при което се държи сметка за факта, че коравината на колоните превишава значително тази на свързващите ги щурцове (ригели). С оглед на това ригелите се приемат еластични само в рамките на светлия си отвор, а в останалата част мерена от ръба до оста на колоната се приемат за безкрайно корави (фигура 2а). Това е основния класически дискретен модел. Друг основен дискретен модел, разгледан в [5] и [6], приема допълнително повишена коравина и за частта от колоните попадащи в обсега на ригела (фигура 2б). В [6] се препоръчва и тези зони да се приемат за безкрайно корави. Тук е момента да отбележим, че такова приемане не е напълно теоретично обосновано и освен това води до редица изчислителни проблеми при реализация на модела с помощта на софтуер за статико-динамичен анализ базиран на МКЕ. В [13] се прави интересно предложение за намаляване на дължината на БКЗ (безкрайно корава зона) в ригела.

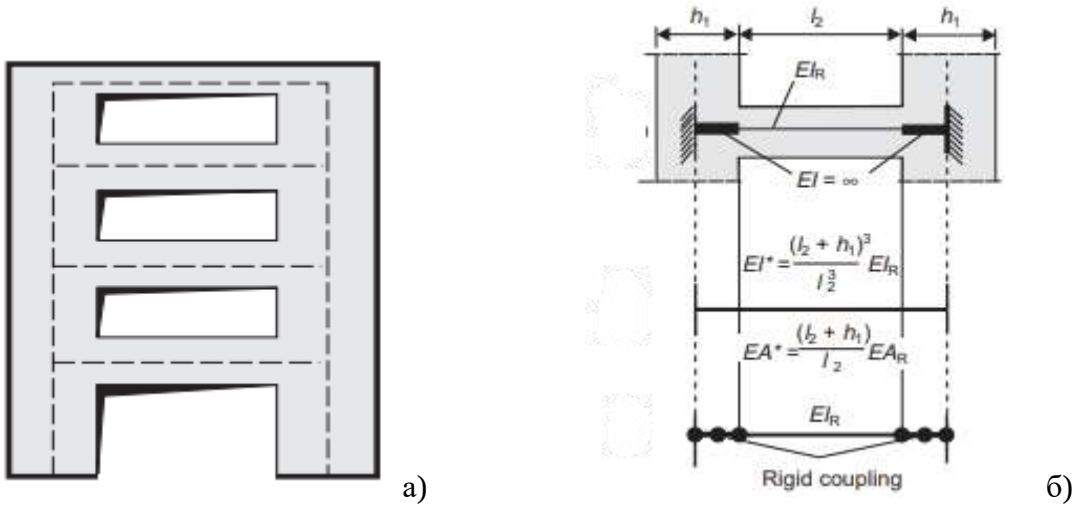
Наред с класическите дискретни модели в [12] могат да се видят още няколко интересни модела, представени на фигура 3. Първото предложение е да се приеме ригел с постоянна по цялата си дължина но увеличена коравина. Подобно предложение се лансира и в [10]. Интересен в това отношение е и труда [7], където коефициента с който се променя ригела се определя с помощта на ИИ (изкуствен интелект).

Повишената коравина се получава по формулата дадена на фигура 3. Следващият модел предложен в [12] е представен също на фигура 3 и идеята му се състои в свързването на означените възли с идеално кораво тяло, изравнявайки преместванията им. В SAP2000 това се реализира с Rigid Body. Там също е направен и сравнителен анализ на предложените модели по отношение на модел на диафрагмата изпълнен с Shell елементи. От резултатите може да се направи извод, че модела с увеличена

коравина на ригела и модела с обединение на възлите на щурца и колоната с Rigid Body дават много близки резултати с Shell модела. Освен това и в [9] също се застъпва идеята, че е по-добре диафрагма с отвори да се моделира като рамкова конструкция. Поради тази причина в настоящия доклад ще бъдат разгледани само непрекъснати и дискретни рамкови модели.



Фигура 2. Изчислителна схема на диафрагма с един вертикален ред отвори: а) с БКЗ само в ригела; б) с БКЗ в ригел и колона [1]



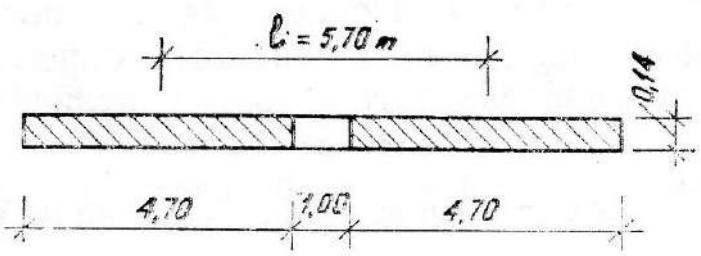
а) б)

Фигура 3. а)Диафрагма с отвори – дискретен модел; б) Моделиране на ригела на заместващата рамка [12]

4. Числен експеримент

Ще разгледаме симетрична шайба с един ред отвори (фигура 4). Дебелината на диафрагмата е $14\,cm$, етажната височина е $h = 2{,}90\,m$, броят етажи е 9, модулът на еластичност е $E = 2650\,kN/cm^2$. Примерът е взет от [1], за да се ползват наготово резултатите от непрекъснатите и някои дискретни модели решени на ръка. Допълнително са подготвени няколко модела с помощта на SAP2000 и са сравнени със съществуващите в [1] решения.

И така да обобщим, ще сравняваме резултатите от решенията на изчислителните модели, представени в таблица 1. Представени са 4 непрекъснати модела и 6 дискретни, като последните 3 от тях са реализирани в SAP2000 и именно те са предмет на настоящата разработка.



Фигура 4. Диафрагма с един ред отвори – напречен разрез.

Таблица 1. Изчислителни модели на диафрагма с отвори

Означение на модела	Описание
М 1	Непрекъснат модел на Дроздов
М 2	Непрекъснат модел на Albiges
М 3	Непрекъснат модел на Росман
М 4	Непрекъснат модел на Сигалов
М 5	Дискретен модел на Поляков
М 6	Дискретен модел на Спасов
М 7	Дискретен модел на Jendele
М 8	Дискретен модел, реализиран в SAP2000 с БКЗ на ригела в зоната на колоните
М9	Дискретен модел, реализиран в SAP2000 с променена коравина на ригела
М 10	Дискретен модел, реализиран в SAP2000 с Rigid Body връзка между възлите на гредите и колоните

Резултатите от изчисленията са приведени в таблица 2 и таблица 3. Сечение А-А е в основата на първия стълб, а сечение Б-Б във втория. Равномерно разпределения товар е приложен в първия стълб. В таблиците са представени стойностите на есяко едно от трите разрезни усилия за всеки от изчислителните модели.

Таблица 2. Резултати за разрезните усилия в първи стълб

Модел	Разрезни усилия – сечение А-А		
	N	Q	M
M 1	43,297 *kN*	13,050 *kN*	46,906 *kNm*
M 2	43,100 *kN*	13,050 *kN*	47,550 *kNm*
M 3	40,350 *kN*	13,050 *kN*	55,300 *kNm*
M 4	42,661 *kN*	13,050 *kN*	48,469 *kNm*
M 5	34,931 *kN*	13,050 *kN*	70,900 *kNm*
M 6	38,584 *kN*	13,050 *kN*	60,350 *kNm*
M 7	41,320 *kN*	13,050 *kN*	52,500 *kNm*
M 8	27,640 *kN*	14,920 *kN*	73,190 *kNm*
M 9	28,100 *kN*	15,170 *kN*	71,140 *kNm*
M 10	34,670 *kN*	14,070 *kN*	51,110 *kNm*

Таблица 2. Резултати за разрезните усилия във втори стълб

Модел	Разрезни усилия – сечение Б-Б		
	N	Q	M
M 1	43,297 *kN*	13,050 *kN*	46,906 *kNm*
M 2	43,100 *kN*	13,050 *kN*	47,550 *kNm*
M 3	40,350 *kN*	13,050 *kN*	55,300 *kNm*
M 4	42,661 *kN*	13,050 *kN*	48,469 *kNm*
M 5	34,931 *kN*	13,050 *kN*	70,900 *kNm*
M 6	38,584 *kN*	13,050 *kN*	60,350 *kNm*
M 7	41,320 *kN*	13,050 *kN*	52,500 *kNm*
M 8	27,640 *kN*	11,180 *kN*	67,410 *kNm*
M 9	28,100 *kN*	10,930 *kN*	66,830 *kNm*
M 10	34,670 *kN*	12,030 *kN*	49,410 *kNm*

Изводи

От представените таблично резултати се вижда, че най-осезаемо варира огъваюия момент, като максималната разлика в зависимост от прилагания изчислителен модел е от порядъка на 36%. Вижда се, че като цяло непрекъснатите модели дават по-консервативна оценка в сравнение с дискретните. На база на изводите и препоръките дадени в [9] и [12] бихме могли да възприемем модела M 9 за референтен. В такъв случай можем да считаме изчислителен модел M 5 за най-достоверен измежду ръчните методи. От непрекъснатите модели най-много се доближава до референтния M 3. Известно учудване на пръв поглед буди факта, че резултатите от M 10 се доближават повече до непрекъснатите методи. Ако се замислим обаче, начинът на моделиране представя разпределителната способност на ригела донякъде, както в непрекъснатите модели. Резултатите от M 8 и M 9 почти напълно си кореспондират, което дава основание да считаме моделите взаимнозаменяеми.В заключение можем да направим препоръка за практическото използването на модели M5, M 8 и M 9.

Като насоки за бъдеща работа бихме могли да очертаем изследване на броя етажи и позицията на отворите върху чувствителността на моделите. Също така би било

интересно да се проследи влиянието на големината на отворите, както и да се направи изследване при нелинейно поведение на материала. Би могло да се проследи и влиянието на модела върху разпределението на сеизмичната сила, респективно разрезните усилия между отделните диафрагми.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Даскалов Г. С. и др., Методи за статическо изчисляване на многоетажни диафрагми с отвори при хоризонтално натоварване, София. Техника, 1979.
[2] Дроздов П. Ф., И. М. Себекин, Проектирование крупнопанельных зданий, Москва, Стройиздат, 1967.
[3] Дроздов П. Ф., Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов, Москва, Стройиздат, 1977.
[4] Памукчиев С. Ц., Стоманобетонни конструкции, част 1, София, Техника, 1998.
[5] Поляков С. В.К расчету многоэтажных симетричных диафрагм на кососиметричные нагрузки, Строительная механика и расчет сооружений, 1965, кн.5.
[6] Спасов Н. Статическо изчисление на многоетажни многоотворни шайби, натоварени с хоризонтални сили, Строителство, 1968, кн.3.
[7] Akbaş B., Doran B. , Alacali S. , Akşar B., Estimating stiffness modification factor for the coupling beam of coupled shear walls using a neural network model, Karaelmas Fen ve Mühendislik Dergisi, Volume 6 Issue 1, pp. 273–282, 2016,
[8] Chaallal O, D. Gauthier, P. Malenfan, Methodology for Coupled Shear Walls, Journal of Structural Engineering, Volume 122 Issue 12 - December 1996
[9] CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS and SAFE, Computers and Structures, Inc. Berkeley
[10] Doran B., "Elastic-plastic analysis of R/C coupled shear walls:The equivalent stiffness
[11] ratio of the tie elements," Indian Institue Sci., pp. 87–94, 2003.
[12] Rombach G. A., Finite-element Design of Concrete Structures, ICE Publishing, 2011
[13] Pala S., G.Özmen, Effective stiffness of coupling beams in structural walls, Computers & Structures, Volume 54, Issue 5, March 1995, Pages 925-931.
[14] Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures, FIB, 2008

ПРИЛОЖЕНИЕ НА РЕДА НА ТЕЙЛЪР ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ЕЛАСТИЧНАТА ЛИНИЯ НА ПРАВА ГРЕДА

Светлана Лилкова-Маркова[1], Димитър Лолов [2]

Университет по архитектура, строителство и геодезия

TAYLOR SERIES APPLICATION IN OBTAINING THE ELASTIC LINE OF STRAIGHT ELASTIC BEAMS

Svetlana Lilkova-Markova[1], Dimitar Lolov[2]

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy

***Abstract**: The article presents a method for obtaining the function of the elastic line of a straight beam using the Taylor series. The method could be used in statically determinate and undetermined beams. The method seems to be more convenient for use than the classical method of integrating the differential equation of the elastic line of the beam.*

***Key words**: beam, Taylor series, elastic line*

1. Въведение

Гредите са важни конструктивни елементи в машиностроенето и в строителството, Те се деформират под действие на външен товар.

В литературата по Съпротивление на материалите ([2], [3], [4]) са представени различни методи за определяне на напречните на оста на гредата премествания, а също и на завъртанията в конкретни сечения.

С метода на непосредственото интегриране на диференциалното уравнение на еластичната линия се получават функциите на вертикалните премествания и на завъртанията. При статически определими греди в дясната част на това диференциално уравнение участва функцията на огъващия момент и знак минус пред нея. Тогава за определяне на интеграционните константи се прилагат геометрични условия на границите на всеки участък. Ако гредата е статически неопределима, то в дясната част на диференциалното уравнение на еластичната линия за всеки участък участва функцията на разпределения товар. Тогава се добавят и статични гранични условия за определяне на интеграционните константи.

[1] Светлана Лилкова-Маркова, професор, доктор, гр. София, бул. „Христо Смирненски“ №1, e-mail: lilkovasvetlana@gmail.com Димитър Лолов, доцент, доктор, гр. София, бул. „Христо Смирненски“ №1, e-mail: dlolov@yahoo.com

[2] Димитър Лолов, доцент, доктор, гр. София, бул. „Христо Смирненски“ №1, e-mail: dlolov@yahoo.com

В настоящата статия е представен метод за определяне на еластичната линия на статически неопределима греда и на функцията на завъртанията при прилагане на реда на Тейлър. Излседвания за този метод има в [1].

2. Описание на методиката

Ако една функция $f(x)$ притежава производни от безкраен ред в околност на точката $x=a$, то редът

$$(2.1)\qquad f(x)=f(a)+\frac{(x-a)f^{(1)}(a)}{1!}+\ldots+\frac{(x-a)f^{(n)}(a)}{n!}$$

се нарича ред на Тейлър на функцията $f(x)$ в околността на точката $x=a$.

В (2.1) с $f^{(n)}(a)$ е означена n-тата производна на функцията $f(x)$ в точката $x=a$.

Диференциалното уравнение на еластичната линия на права греда има вида;

$$(2.2)\qquad EI\,w''(x)=-M(x),$$

където EI е коравината на огъване на гредата. $M(x)$ е функцията на огъващия момент, x е осовата координата. От (2.2) се получават като следствие следните зависимости:

$$(2.3)\qquad EI\,w'''(x)=-Q(x);$$

$$(2.4)\qquad EI\,w^{IV}(x)=q(x),$$

$Q(x)$ е срязващата сила в гредата, а $q(x)$ е напречно разпределеният товар.

Функцията

$$(2.5)\qquad \alpha(x)=w'(x)$$

представлява завъртането на напречното сечение на гредата.

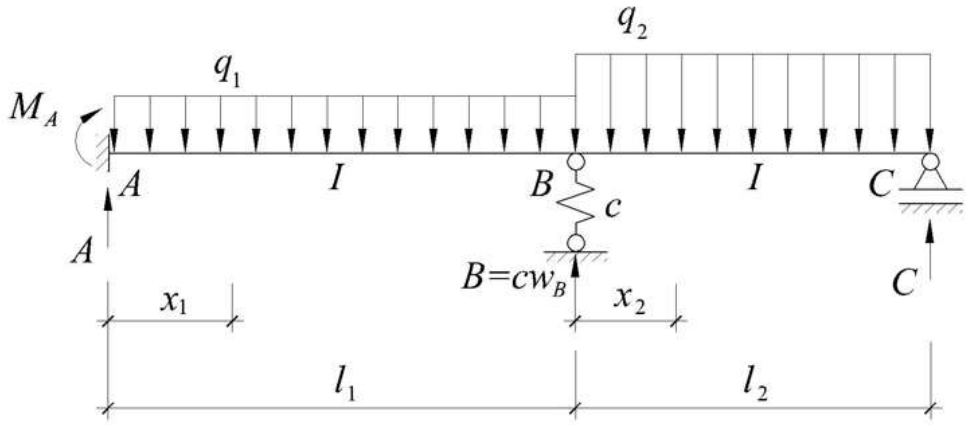
Изразите (2.2) до (2.5) се заместват в уравнение (2.1) и се получава следната зависимост [1]

$$(2.6)\qquad w(x)=w(a)+\frac{(x-a)\alpha(a)}{1!}-\frac{(x-a)^2M(a)}{2!EI}-\frac{(x-a)^3Q(a)}{3!EI}+\frac{(x-a)^4q(x)}{4!EI}+$$
$$+\frac{(x-a)^5q'(x)}{4!EI}+\ldots$$

$$(2.7)\qquad w(x)=w(0)+\frac{x\alpha(0)}{1!}-\frac{x^2M(0)}{2!EI}-\frac{x^3Q(0)}{3!EI}+\frac{x^4q(0)}{4!EI}+\frac{x^5q'(0)}{4!EI}+\ldots$$

3. Числени изследвания

За илюстрация на метода е извършено определяне на еластичната линия за гредата от фиг.1.



Фигура 1. Статическа схема и натоварване на изследваната греда

Изследваната греда със статическа схема, представена на Фиг.1, е със следните характеристики:

$l_1 = 6\ m;\ l_2 = 4\ m;\ q_1 = 12\ kN/m;\ q_2 = 18\ kN/m;\ c = 20000\ kN/m;\ EI = 30000\ kNm^2$

Отчитат се граничните условия за левия край на гредата от фиг.1 и се записват изразите за еластичната линия в двата участъка.

(2.8) $\alpha(0) = 0$

(2.9) $w(0) = 0$

(2.10) $$w_1(x) = -\frac{x^2 M_1(0)}{2!EI} - \frac{x^3 Q_1(0)}{3!EI} + \frac{x^4 q_1}{4!EI}$$

(2.11) $$\alpha_1(x) = -\frac{x M_1(0)}{EI} - \frac{x^2 Q_1(0)}{2EI} + \frac{x^3 q_1}{6EI}$$

(2.12) $$w_2(x) = w_B + \frac{x\alpha_B}{1!} - \frac{x^2 M_2(0)}{2!EI} - \frac{x^3 Q_2(0)}{3!EI} + \frac{x^4 q_2}{4!EI}$$

(2.13) $$\alpha_2(x) = \alpha_B - \frac{x M_2(0)}{EI} - \frac{x^2 Q_2(0)}{2EI} + \frac{x^3 q_2}{6EI}$$

Записват се равновесни условия за цялата греда при конкретните данни.

(2.14) $\sum V = 0 \rightarrow A + c\,w_B + C - 12.6 - 18.4 = 0$

(2.15) $\sum M_A = 0 \rightarrow M_A + 72.3 + 72.8 - 6c\,w_B - 10C = 0$

Срязващата сила и огъващия момент безкрайно близко отдясно на сечение B се изразяват чрез опорната реакция C

(2.16) $Q_B = 72 - C$

(2.17) $M_B = -144 + 4C$

Отчитат се следните три гранични условия:

(2.18) $w_1(6) = w_2(0) = w_B$

(2.19) $\alpha_1(6) = \alpha_2(0)$

(2.20) $w_2(4) = 0$

Уравнения (2.14), (2.15) и (2.18) до (2.20) представляват система от пет уравнения спрямо петте неизвестни M_A, A, C, w_B и α_B.

Получените резултати за гредата от фиг.1 са:

$M_A = -54{,}08\,kNm$, $A = 42{,}11kN$, $C = 31{,}65\,kN$, $w_B = 3{,}51.10^{-3}m$; $\alpha_B = -0{,}521.10^{-4}$.

Оттук за изразите за еластичната линия в двата участъка се получава

$$w_1(x) = 9{,}01.10^{-4}x^2 - 2{,}34.10^{-4}x^3 + 0{,}167.10^{-4}x^4$$
$$w_2(x) = 35{,}1.10^{-4} - 0{,}521.10^{-4}x + 2{,}9.10^{-4}x^2 - 2{,}24.10^{-4}x^3 + 0{,}25.10^{-4}x^4$$

Изводи

Предложеният в [1] метод, който е приложен за определяне на еластичната линия на гредата от фиг.1, се оказва изключително удобен и лесен за решаване на подобен тип задачи. Предимството на метода е, че бързо се стига до крайния резултат, особено при статически неопределими системи в сравнение с класическия метод за непосредствено интегриране на диференциалното уравнение на еластичната линия.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Fariba F., A new method for analysis of beam deflection using Taylor's expansion series , Mechanical School, Azad Univercity of Takestan, Takestan, Iran, 2011.
[2] Лолов Д., Св. Лилкова-Маркова, Съпротивление на материалите- теория и задачи, Дизайн Имидж, 2021.
[3] Лилкова-Маркова Св., Д. Лолов, Ръководство за решаване на задачи по Съпротивление на материалите, Дизайн Имидж, 2021.
[4] Танков Н., В. Друмев, Съпротивление на материалите в примери и задачи – методическо ръководство, Техника, 1979.

ДИНАМИЧНА УСТОЙЧИВОСТ НА ПРАВИ ТРЪБИ С ПРОТИЧАЩ ФЛУИД

Светлана Лилкова-Маркова[1], Димитър Лолов [2]

Университет по архитектура, строителство и геодезия

DYNAMIC STABILITY OF STRAIGHT PIPES WITH CONVEYING FLUID

Svetlana Lilkova-Markova [1], Dimitar Lolov [2]

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy

***Abstract**: The paper presents the results obtained during the years of authors' research on the area of the dynamic stability of pipes, conveying fluid. Under consideration are statically determinate and indeterminate straight pipes. In addition to the most common supports in the beams – fixed, pinned and roller supports, under consideration are also pipelines supported by vertical linear elastic supports and a "special combined" support.*
Parametric studies of pipes resting along their entire length or only with a part of it on a Winkler elastic foundation and/or on a foundation modeled with angular linear elastic springs (a rotational foundation) have been carried out.
The aim of the research is to determine the critical velocity of the conveyed fluid (the velocity at which the system loses stability) and to examine what is the influence of the main parameters of the system "pipe-fluid" on its dynamic stability.
The presented methodology can be successfully used to investigate the dynamic stability of nanotubes conveying fluid. Some results of the research in this area are presented.

***Key words**: pipe, fluid, critical velocity, dynamic stability, nanotubes*

1. Въведение

Тръбите с протичащ флуид намират широко приложение в съвременните технологии - в химическата промишленост, при транспортиране на дълги разстояния на газ, в производството на ядрена енергия. При някои от тръбите съществува високо налягане от движещия се флуид. Един от най-характерните параметри на системата флуид-тръба е критичната скорост на флуида. Тя се дефинира като скоростта, при която тръбата губи устойчивост.

[1] Светлана Лилкова-Маркова, професор, доктор, гр. София, бул. „Христо Смирненски“ №1, e-mail: lilkovasvetlana@gmail.com
[2] Димитър Лолов, доцент, доктор, гр. София, бул. „Христо Смирненски“ №1, e-mail: dlolov@yahoo.com

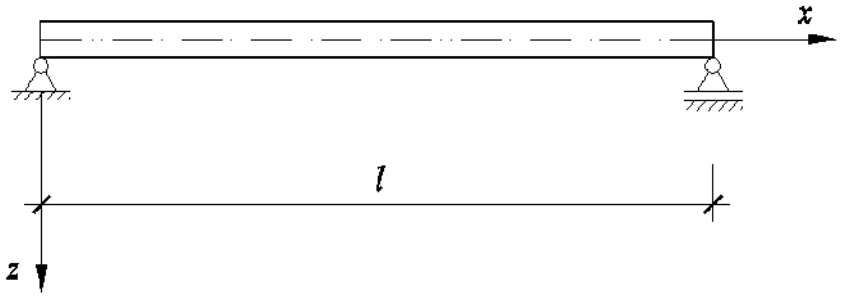
Тръбите, провеждащи флуид са предмет на изучаване на редица учени. Paidoussis M.P. [10, 11, 12, 13] е един от най-продуктивните изследователи в тази област, Лилкова-Маркова Св. и Д. Лолов в [21] обобщават трудовете си за динамичната устойчивост на системата флуид-тръба. Elishakoff I., N. Impollonia [2] отразяват влиянието на еластичната основа върху трептенията на тръба с протичащ флуид. J-S.Wu и P-Y Shin [16] изследват системата флуид-тръба при наличие на външни товари. Джупанов В. и Св. Лилкова-Маркова [4, 5] представят числени изследвания на тръба, запъната в левия край и подпряна на вертикални еластични опори в десния край и във фиксирани места по дължината ѝ. В [1, 17] се разглежда динамичната устойчивост на тръба с протичащ флуид, като в левия край на тръбата има запъване, а в десния – специална комбинирана опора. S. Kaneko и колектив [3] анализират трептенията на тръби с движещ се флуид. Лилкова-Маркова Св. и Д. Лолов [6,7,9] представят изследвания на трептенията на тръба, лежаща върху различни видове основи – Винклерова, ротационна и на Пастернак. Двамата автори в [19] разглеждат температурно въздействие, в [20] се отчита влиянието на триенето между тръба и флуид върху напречните трептения, а в [30] е приложена теорията на Тимошенко. Лолов Д. в [23, 24, 26, 27] представя изследвания на динамичната устойчивост на тръби с протичащ пулсиращ флуид, в [28, 29] тръбата е и потопена във флуид, а в [25] тръбата е върху вискозоеластична основа.

Въглеродните нанотръби се прилагат широко в медицината, електрониката, индустрията. J. Yoon и колектив в [14] прилагат моделиране по Ойлер за конзолна въглеродна нанотръба, пренасяща течност, с или без вграждане в еластична среда като полимер. Whily M. и N. Quirke в [15] изследват взамодействието на флуид и нанотръба. Лилкова-Маркова Св. и Д. Лолов в [18, 31, 32] определят критичната скорост на протичащ флуид в еднослойна карбонова нанотръба, а в [8] изследват динамичната устойчивост на двуслойна карбонова нанотръба.

В настоящата статия са представени резултати от изследвания на двамата автори във връзка с динамичната устойчивост на прави тръби, провеждащи флуид.

2. Описание на задачата

На Фиг. 1 е показана схема на тръба, провеждаща флуид. Оста x е с начало в левия край и има направление на оста на тръбата. Оста z е насочена надолу.



Фигура 1. Схема на тръба с протичащ флуид

С $w(x,t)$ е означена функцията на вертикалните премествания на точките от оста на тръбата, където t е времето. Диференциалното уравнение, описващо напречните трептения, има вида:

$$EIw_{,xxxx} + MU^2 w_{,xx} + 2MUw_{,xt} + (m+M)w_{,tt} = 0 \quad (1)$$

В това уравнение с долните индекси x и t са означени производни на функцията $w(x,t)$. Например, $w_{,xt} = \partial^2 w / \partial x \partial t$; $w_{,xxxxx} = \partial^4 w / \partial x^4$

EI е коравината на огъване на тръбата, m – маса на тръбата на единица дължина, M – маса на флуида за единица дължина от тръбата, U – скорост на протичащия флуид.

За решението на уравнение (1) функцията $w(x,t)$ се представя във вида:

(2) $$w(x,t) = W(x)\exp(i\sigma t)$$

където σ е кръговата честота на трептенията, а i – имагинерната единица.

След преобразование се получава следното диференциално уравнение за функцията $W(x)$:

(3) $$EIW_{,xxxx} + MU^2 W_{,xx} + 2i\sigma MUW_{,x} - \sigma^2 (m+M)W = 0$$

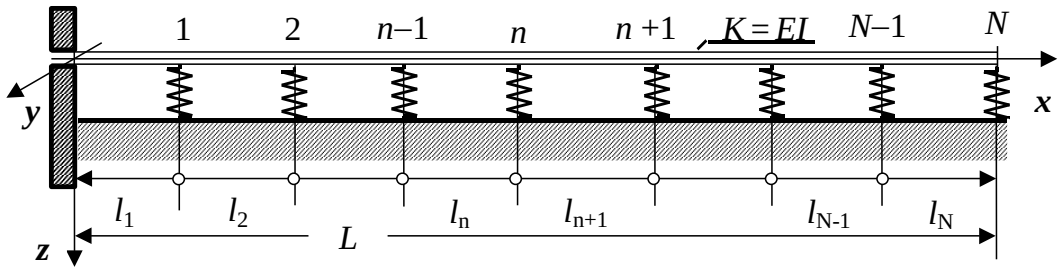
Това уравнение може да се запише и чрез безразмерни величини с цел опростяване.

Записват се граничните условия на границите на всеки участък. Така се получава хомогенна система от линейни уравнения с неизвестни интеграционните константи на функцията $W(x)$. За нейното ненулево решение трябва детерминантата от коефициентите пред неизвестните да бъде равна на нула. Това условие е всъщност дисперсионното уравнение, в което участват безразмерни величини на задачата. След това се извършва параметрично изследване.

3. Прави тръби с протичащ флуид

3.1.Тръба, подпряна на линейни еластични опори

Изследвания в тази насока са представени в [4,5]. На Фиг. 2 е показана изследваната тръба.



Фигура 2. Статическа схема на тръбата

За решаване на диференциалното уравнение (1) се записват следните гранични условия:

(4) $w_1 = 0$ и $w_{1,x} = 0 \rightarrow W_x = 0$ и $W_{1,x} = 0$ - за левия край на тръбата.

(5) $w_{N,xx} = 0; EI\, w_{N,xxx} - c_N w_N = 0 \rightarrow W_{N,xx} = 0; EI\, W_{N,xxx} - c_N W_N = 0$ - за десния край на тръбата;

Пружинните константи на линейните еластични опори са означени с буквата c, имаща като долен индекс номера на опората. E е модулът на Юнг, а I – инерционен момент на напречното сечение на тръбата.

За произволна вътрешна линейна еластична опора n се записват по четири гранични условия за връзката между премествания, завъртания, моменти и срязващи сили в сеченията, разположени безкрайно близо вляво и вдясно до опората

(6) $w_n - w_{n+1} = 0 \quad \rightarrow \quad W_n - W_{n+1} = 0;$

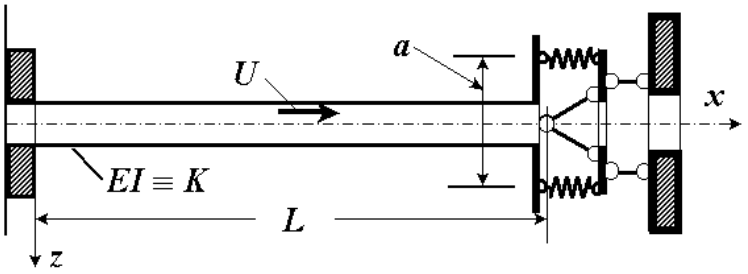
(7) $w_{n,x} - w_{n+1,x} = 0 \quad \rightarrow \quad W_{n,x} - W_{n+1,x} = 0;$

(8) $EI\, w_{n,xx} - EI\, w_{n+1,xx} = 0 \quad \rightarrow \quad W_{n,xx} - W_{n+1,xx} = 0;$

(9) $EI\left(w_{n,xxx} - w_{n+1,xxx}\right) - c_n w_n = 0 \quad \rightarrow \quad EI\left(W_{n,xxx} - W_{n+1,xxx}\right) - c_n W_n = 0.$

3.2. Тръба, запъната в единия край и подпряна на специална комбинирана опора в десния.

Това изследване [1, 17] е във връзка с приложението на тръби с протичащ флуид в космическите технологии. Разгледана е тръба, запъната в левия край и подпряна в десния със специално устройство (комбинирана опора). Тя представялва конфигурация от последователни частично еластично запъване и Q – апарат. Схемата на тръбата е показана на Фиг. 3.



Фигура 3. Статическа схема на тръбата

В този случай граничните условия за уравнения (2.3) имат вида:

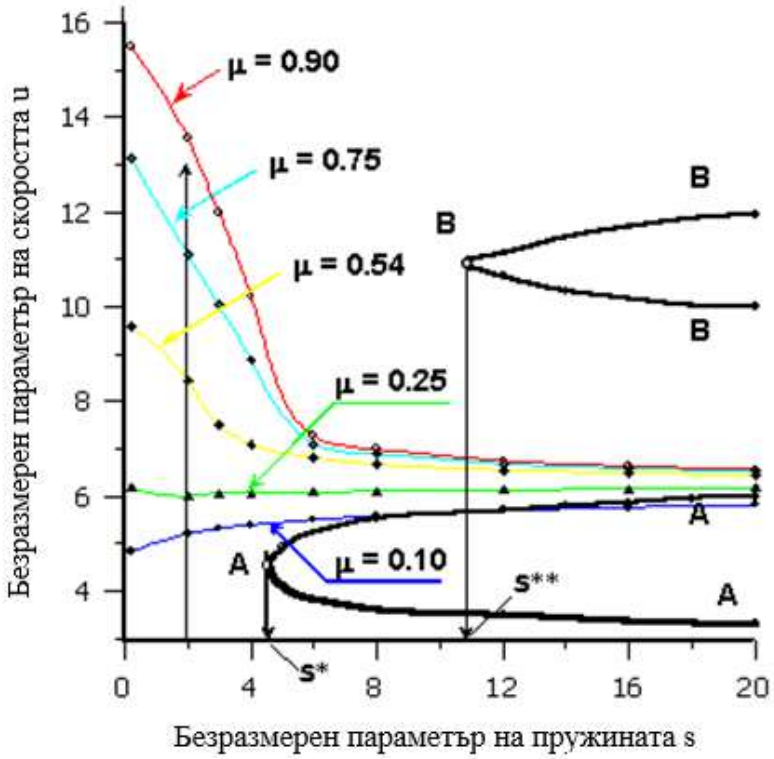
(10) $W = 0;\ W_{,x} = 0$ – за левия край;

(11) $EIW_{,xx} + M_e W_{,x} = 0;\ W_{,x} = 0$ – за десния край.

Пружинната константа M_e е момент, причинен от единица завъртане.

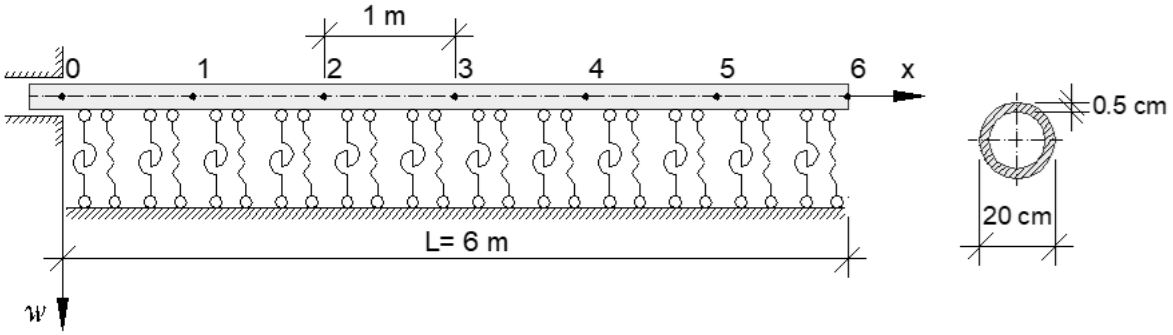
На Фиг. 4 е отразена зависимостта между безразмерния параметър за скоростта на флуида u и този за пружинната константа s. С μ е означен масов параметър, като е в сила $\mu = M/(m+M)$

Графиките A-A-A и B-B-B отразяват резултатите при дивергентна загуба на устойчивост, а останалите криви – при флатер. Видно е, че при малки стойности на параметъра s (например, при $s = 2$) е възможна само флатерна загуба на устойчивост за всяка стойност на масовия параметър μ. При по-големи стойности на s (например, при $s = 6$) при нарастване на u системата среща долната дивергентна крива при Ойлерова загуба на устойчивост и след това – флатерните криви.



Фигура 4. Дивергентна и флатерна загуба на устойчивост

3.3. Тръба, лежаща върху Винклерова еластична основа и/или върху ротационна основа.



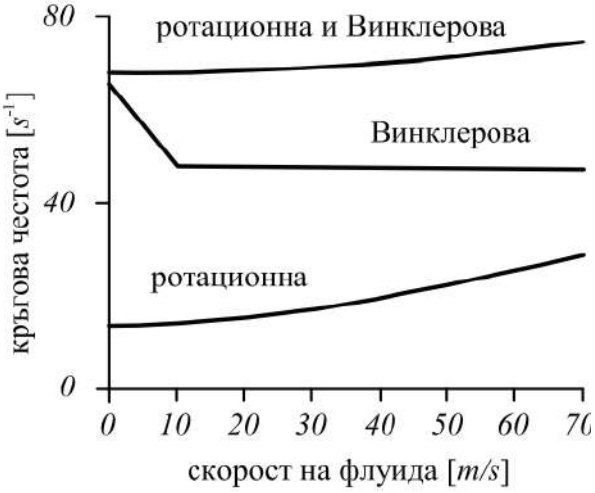
Фигура 5. Статическа схема на тръбата

Константата на Винклеровата еластична основа е означена с c_1, а тази на ротационната основа – с c_2.

Диференциалното уравнение на функцията $w(x,t)$ на напречните премествания на точките оста на тръбата има вида:

$$EI\, w_{,xxxx} + \left(\rho A U^2 - c_2\right) w_{,xx} + \rho A U\, w_{,xt} + \left(m + M\right) w_{,tt} + c_1 w = 0 . \quad (12)$$

С A е означена площта на напречното сечение на тръбата, а с ρ – плътността на протичащия флуид.



Фигура 6. Статическа схема на тръбата

За разглежданата задача е видно, че при наличие и на Винклерова еластична основа, и на еластична ротационна основа (основа на Пастернак) кръговите честоти на трептенията са най-големи.

3.4. Нанотръби с протичащ флуид.

Представени са резултати от изследвания на двустенна карбонова нанотръба [8] със статическа схема като показаната на фиг.1. С индекс 1 са означение величините, отнасящи се за вътрешния слой, а с 2 – тези за външния. Двата слоя на нанотръбата си взаимодействат със сили на Van der Waals p_1 и p_2.

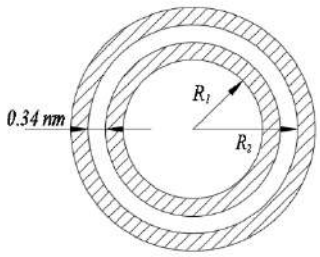
Диференциалните уравнения за функциите w_1 и w_2 на напречните премествания на точките от двата слоя на нанотръбата имат вида:

$$EI_1\frac{\partial^4 w_1}{\partial x^4}+MU^2\frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2}+2MU\frac{\partial^2 w_1}{\partial x\partial t}+(M+m_1)\frac{\partial^2 w_1}{\partial t^2}=p_1 \quad (13)$$

$$EI_2\frac{\partial^4 w_2}{\partial x^4}+m_2\frac{\partial^2 w_2}{\partial t^2}=p_2 \quad (14)$$

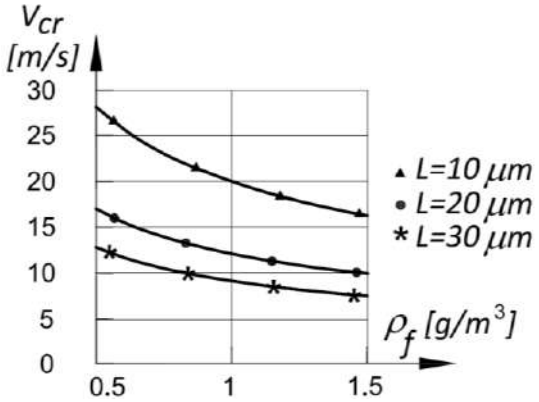
Тук E е модулът на Юнг, а I_1 и I_2 са инерционните моменти на сеченията на двата слоя. С m_1 и m_2 са означени техните маси на единица дължина. M е масата на флуида на единица дължина на тръбата.

Извършени са числени изследвания на нанотръба с показаното напречно сечение и радиуси $R_1=12nm$, $R_2=12{,}68nm$.



Фигура 7. Напречно сечение на тръбата

На Фиг. 8 е отразена зависимостта на критичната скорост на флуида според плътността му при различни дължини на двустенните нанотръби.



Фигура 8. Критична сила на флуида

Заключение

Проблемът за динамичната устойчивост на тръбопроводи е непосредствено свързан с тяхната експлоатационна пригодност. В тръбопроводите не трябва да се допускат скорости на транспортирания флуид, надвишаващи критичната скорост на флуида, при която системата губи устойчивост.

Авторите имат изследвания за динамична устойчивост на тръбопроводи с пукнатини, тръбопроводи, изградени от вискозоеластичен материал или лежащи върху вискозо-еластична основа. Също така извършват изследвания и върху динамичната устойчивост на криволинейни тръбопроводи.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Dzhupanov Ventzeslav Aleksandrov, Svetlana Velkova Lilkova-Markova, Influence of Particularly Combined Support to the Dynamic Stability of a Pipe Conveying Fluid, Proceedings of the Fifth World Congress on Computational Mechanics (WCCM V), Vienna, July 7-12, 2002, Editors: H.A.Mang, F.G.Rammestorfer, J.Eberhardsteiner, Publisher: Vienna University of Technology, ISBN 3-9501554-0-6.

[2] Elishakoff I., N. Impollonia, Does a partial elastic foundation increase the flutter velocity of a pipe conveying fluid, Journal of Applied Mechanics, Vol. 68, pp. 206-212, 2001.

[3] Kaneko, S., T. Nakamura, F. Inada, M. Kato, Flow-Induced Vibrations: Classifications and Lessons from Practical Experiences. Amsterdam: Elsevier, 2008.

[4] Lilkova-Markova S.V., V.Al.Dzhupanov, Dynamic Stability of Cantilevered Pipes Supported by Additional Structural Spring Supports, Part 1. Short Pipes, Proceedings of the 9th Bulgarian National Congress of TAM, pp.528-534, September 19-22, 2001.
[5] Lilkova-Markova S.V., V.Al.Dzhupanov, Dynamic Stability of Cantilevered Pipes Supported by Additional Structural Spring Supports, Part 2. Long Pipes, Proceedings of the 9th Bulgarian National Congress of TAM, pp.535-541, September 19-22, 2001.
[6] Lilkova-Markova S.V., D.S.Lolov, Vibrations of a pipe on elastic foundations, Journal Sadhana – Academic Proceedings in Engineering Sciences, Indian Academy of Science, Vol.29, Part 2, pp.259-262, June 2004, http://www.ias.ac.in/sadhana/.
[7] Lilkova-Markova Svetlana, Dimitar Lolov, Free and forced vibrations of a pipe on Winkler and Pasternak elastic foundations, Beams and frames on elastic foundation 3, pp. 337- 343, 2010.
[8] Lolov Dimitar, Svetlana V.Lilkova-Markova, Dynamic stability of double-walled carbon nanotubes, Acta Technica Corviniensis – Buletin of Engineering, Tome XI, 2018, pp.131-133. Journal of the Serbian Society for Computational Mechanics , Vol. 12 , No. 1, 2018, pp 1-8, 2018.
[9] Lolov Dimitar, Svetlana Lilkova-Markova, Dynamic stability of a fluid-immersed pipe conveying fluid and resting on a damped Winkler elastic foundation, Proceedings of XI International Conference Industrial Engineering and Environment Protection 2020 (IIZS 2020), October 7-8th, 2021, Zrenjanin, Serbia, pp. 49-55.
[10] Paidoussis, M.P., Fluid-Structure Interactions, Slender Structures and Axial Flows, Volume 1. London: Academic Press, 1998.
[11] Paidoussis,M.P., Fluid–Structure Interactions: Slender Structures and Axial Flow,Volume London: Elsevier Academic Press, 2004.
[12] Paidoussis M.P., S.J. Price, E. de Langre, Fluid-Structure Interactions (Cross-Flow-Induced Instabilities, Cambridge University Press, 2011.
[13] Paidoussis M.P., Slender Structures and Axial Flow, Elsevier Science, 2014.
[14] Yoon, J., C. Ru, A. Mioduchowski, Flow-induced flutter instability of cantilever carbon nanotubes. International Journal of Solids and Structures, Vol. 43(11-12), pp. 3337-3349, 2006.
[15] Whitby, M., N. Quirke, Fluid flow in carbon nanotubes and nanopipes. Nature Nanotechnology, Vol. 2, pp. 87-94, 2007.
[16] Wu J-S., P-Y Shin, The dynamic analysis of a multispan fluid-conveying pipe subjected to external load. Journal of Sound and Vibration, Vol. 239, pp. 201–215, 2001.
[17] Джупанов В.А., Св.В.Лилкова-Маркова, Зоны дивергентной потери устойчивости консольной трубы, проводящей движущаяся жидкость и опертой на комбинированной опоре, сп."Прикладная механика", Украйна, том 40(50), N3, стр.98-101, 2004, Divergent Instability of a Fluid-Conveying Cantilevered Pipe with a Combined Support, International Applied Mechanics, Vol.40, Issue 3, pp.319-321, Kluwer Academic/Plenum Publishers, New York, USA, March 2004.
[18] Лолов Д.С., Св.В.Лилкова-Маркова, Расчет критической скорости флюида, протекающего в однослойной углеродной нанотрубке в полимерной матрице, Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета.Механика, 2019, No 4, https://ered.pstu.ru/index.php/mechanics/index
[19] Лолов Д.С., Лилкова-Маркова С.В., Динамическая устойчивость прямых труб с текущей жидкостью при температурном воздействии, Научный журнал Строительная механика и конструкции, Випуск 1 (32), стр. 48-56, 2022.
[20] Лилкова-Маркова Светлана В., Димитър С.Лолов, Влияние на триенето между тръба и флуид върху напречните й трептения, Доклади от научна конференция с международно участие ВСУ 2004, том I, стр.79-83, 20-22 май 2004 г.

[21] Лилкова-Маркова С., Д. Лолов, Устойчивост на тръби с протичащ флуид, АВС Техника, 2016.
[22] Лолов Д.., Определяне на критичната скорост на флуид, протичащ във вискозоеластична права тръба, моделирана чрез обобщения модел на Kelvin-Voigt, XIII международна научна конференция по строителство и архитектура ВСУ'2013, стр. 117-122.
[23] Лолов Д.., Динамична устойчивост на права тръба, провеждаща пулсираю флуид и лежаща върху Винклерова еластична основа, XIII международна научна конференция по строителство и архитектура ВСУ'2013, стр. 123-128.
[24] Лолов Д., Приложение на теорията на Floquet за определяне критичната скорост на пулсиращ флуид, протичащ в права тръба, Механика, транспорт, комуникации, том 11, брой 3, стр. VII-27-VII-33, 2013.
[25] Лолов Д., Определяне на критичната скорост на флуид, протичащ в тръба, лежаща върху вискозоеластична основа, Механика, транспорт, комуникации, том 11, брой 3, стр. VII-34-VII-40, 2013.
[26] Лолов Д., Динамична устойчивост на права тръба, провеждаща пулсиращ флуид при температурно въздействие, XIV международна научна конференция по строителство и архитектура ВСУ'2014, стр. 9-14.
[27] Лолов Д., Динамична устойчивост на прави тръби, лежащи с част от дължината си върху Винклерова еластична основа и провеждащи пулсиращ флуид, Юбилейна приложна научно-техническа конференция „65 години Хидротехнически факултет и 15 години немскоезиково обучение", стр. 217-222, 2014.
[28] Лолов Д., Динамична устойчивост на потопен тръбопровод, провеждащ флуид, Механика, транспорт, комуникации, том 13, брой 3/2, стр. VII-34-VII-39, 2015.
[29] Лолов Д., Динамична устойчивост на потопен тръбопровод, провеждащ флуид и лежащ върху Винклерова еластична основа, XVI международна научна конференция по строителство и архитектура ВСУ'2016, стр. 85-90.
[30] Лолов Димитър, Светлана Лилкова-Маркова, Приложение на теорията на Тимошенко при изследване на тръби с протичащ флуид, Научна конференция с международно участие ВСУ 2008, I. Математика. Механика., I-47, I-52, май 2008 г.
[31] Лолов Д., Св.Лилкова-Маркова, Определяне на критичната скорост на флуид, протичащ в еднослойна въглеродна нанотръба, вградена в полимерна матрица, Международна юбилейна научна конференция «75 години УАСГ», 2017, Годишник на УАСГ, том 51, брой 2, стр.33-37, 2018.
[32] Лолов Д., Св.Лилкова-Маркова, Диференциално квадратичен метод за определяне на критичната скорост на флуид, протичащ в еднослойна въглеродна нанотръба, вградена в полимерна матрица, International Scientific Conference "Techniques. Technologies. Safety '18, Year II, Issue 2(5), Volume 2, Techniques and Technologies, Information Technologies, Natural and Mathematical Sciences, pp.231- 233, 2018.

V. СТРОИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ

V. BUILDING CONSTRUCTIONS

VERTICAL STIFFNESS OF PILES AND REDISTRIBUTION DUE TO INTERACTION FOR LINEAR CHANGE OF SOIL MODULUS BY DEPTH

B. Folic [1], R. Folic [2] and M. Cokic [3]

[1] University of Belgrade; [2] University of Novi Sad; [3] Termoenergo Inženjering,

***Abstract**:*
The paper shows some characteristic problems of determining the axial stiffness of the pile and redistribution in a group. Some advantages and drawbacks of the use of individual design models are indicated. In the redistribution, the zero iteration is considered, which a condition is when the connecting beams or rafts are fully flexible, and the final iteration when the deflections of the piles are equalized. In the zero iteration, all the forces in the piles are of the same intensity, because only the centrically loaded raft is considered, but the deflections of individual piles during interaction are different. Due to the symmetry of the problem, in the zero iteration, only the certain groups have the equalized deflections of piles, but there is no equalized deflection of the groups themselves. In the final iteration, a distribution of forces in which the deflections of the individual piles during interaction are equalized is sought, i.e. a tolerance that is a relative error of 10^{-5} in relation to the mean deflection is set. The soil model with the linear distribution with depth is considered. The effect of the distance of piles on the interaction is studied.

***Key words**: Vertical stiffness, Vertical interaction, Redistribution during Pile-Soil-Pile interaction, distance influences of interaction.*

1. Introduction

A large number of researchers dealt with determining the vertical stiffnes and pile-soil-pile interactions, but only some are listed in this paper, without an in-detail review of results. Those are: Poulos and Davis [1], Milović and Đogo [2], [3], Scot [4], Pender [5], Fleming [6],[7], Gazetas, Prakash, Seed and Reese, Van Impe, Maymond, Vesić [8], Coop [9], Mosher[10], Folić,[11], [12] et al. The interaction problems are analyzed in the papers, by introduction various models of behavior of the groups of piles. i.e. for the different properties of soil and variation of individual parameters, including the experimental results and in situ testing. These papers are presented and analyzed in the paper [12].

[1] *Scientific researcher, University of Belgrade, Innovation center, Faculty of Mechanical Engineering, Kraljice Marije 16. Belgrade, Serbia*. boris.r.folic@gmail.com
[2] *Professor emeritus, University of Novi Sad, FTN Civil engineering and Geodesy, Serbia* folic@uns.ac.rs.
[3] *Ph D, S. E. Designer, Termoenergo Inženjering, Bulevar Kralja Aleksandra 298, Belgrade, Serbia*. cokicmilos@gmail.com

In this paper are analyzed soil modulus with the linear distribution of soil modulus by depth and the methodology for calculation of the values of vertical stiffness of the piles. In the process, elastic dependence of the force-displacement curve and redistribution of interaction for the considered soil model are used.

2. Soil modulus and distribution used in the analysis of vertical stiffness and pile-soil-pile interaction

Usually, three idealized models of variation of soil stiffness by depth are used, and those are: linear, parabolic and constant value. Often, the trapezoid distribution is used as a model, which, for the linear-elastic behavior, can be obtained by the superposition of constant and linear cases. For the stiffness of the static pile, special expressions and the model are used.

The interaction of nine piles in the group of a symmetrical arrangement 3x3 (figure 1) is considered.

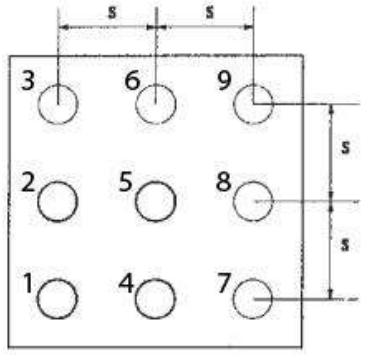


Figure 1. Arrangement of piles in the 3x3 group, and redistribution of forces

Force on the corner pile (1,3,7 and 9) is 117 kN, on mid-span (2, 4, 6 i 8) 91.8 kN, and on the center (5) 64.8kN. By Pender, the total force is 1000 kN, while the authors of this paper set on each pile the force having intensity of 100 kN, because it is more convenient to monitor the redistribution for the total force of 900 kN.

2.1. Problem formulation and numerical treatment of the deterministic problem

For the linear variation of soil modulus by depth the equations for the linear variation of soil modulus profile are given by Budhu and Davies, cited after (Scot R. F., 1981, [4], and Pender M. [5]).

For this case the Young's modulus of soil and stiffness is:

$$(1) \qquad E_S = mD \;;\; K = \frac{E_P}{mD}$$

The axial stiffness of the pile for the linear variation of the soil modulus by depth is:

$$(2) \qquad K_V = 1.8 \cdot E_{SL} D \cdot \ell^{\,0.55} \cdot \Re^{-b}$$

$$(3) \qquad \Re = k = E_P / E_{SL}$$

E_{SL} - is the soil modulus at the pile tip (base) $E_{SL} = E_S(z=mL)$

Where m is the range increase of the Young's modulus with depth. Budhu and Davies give values m for different densities of sand. This is appropriate for the static pile load, but not for the dynamics excitation of piles bounded in loose saturated sands. Other coefficients, equations and theory can be seen in [5], [6], or [10].

2.2. Variation of vertical stiffness of the pile with the increase of the depth of placement

The analysis provided and presented diagrams of variation of the vertical stiffness of the pile with the increase of the depth of placement, for the soil with linear increase of the modulus by depth.

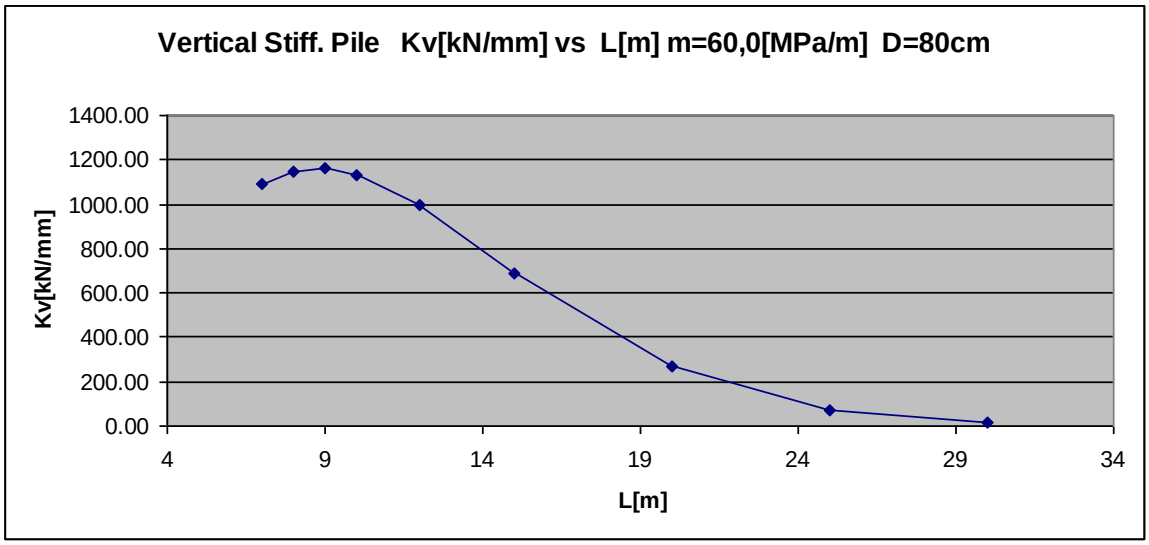


Figure 2. Variable vertical stiff. of pile vs depth piles, in soil modulus with linear variation stiffness m=60,0 [MPa/m], diameter D=80cm. Depth of pile from 8 to 30m.

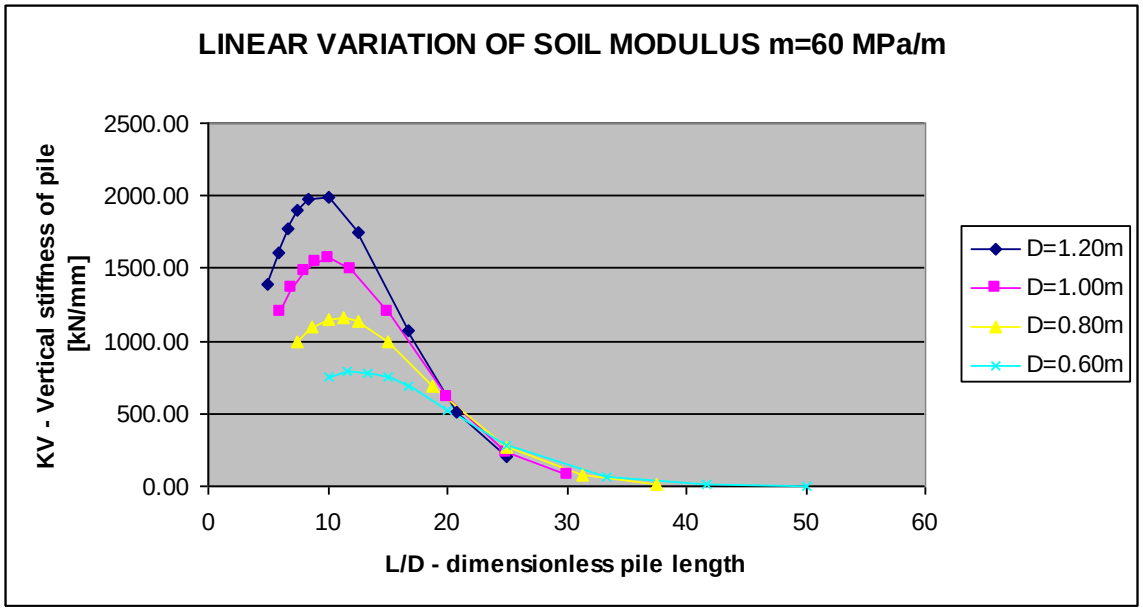


Figure 3. Variable vertical stiff. of pile vs depth piles, in soil modulus with linear variation stiffness m=60,0 [MPa/m], diameters D=60, 80, 100 i 120 cm. The depth in dimensionless form.

In fig. 2 is presented the diagram of the vertical stiffness for the soil with the linear variation of the modulus of m=60,0 [MPa/m], which corresponds to the medium dense sand. The diameter of the pile is D=80cm. On the stiffness variation diagram on may observe the mildly convex form of the function for the length of the pile of 8 to 10m. For the length of 10 to 20 m, the stiffness function has a strong linear dependence (R^2=0.9977) and decreases with the depth. Irrespective of the strong linear dependence in this interval, at the depth of about 17m, there is the inflectional point of the vertical stiffness function. Considering the unexpected reduction of vertical stiffness with the depth, the variation for the pile diameters of 60, 80, 100 and 120cm

are to be investigated, for *m*=60 [MPa/m], and *m*=1.50 [MPa/m], which corresponds to the medium dense sand and normally consolidated clay, respectively. The following two diagrams (fig. 3 and 4) are given for the depth in the dimensionless form *L/D*, i.e. in relation to the diameter.

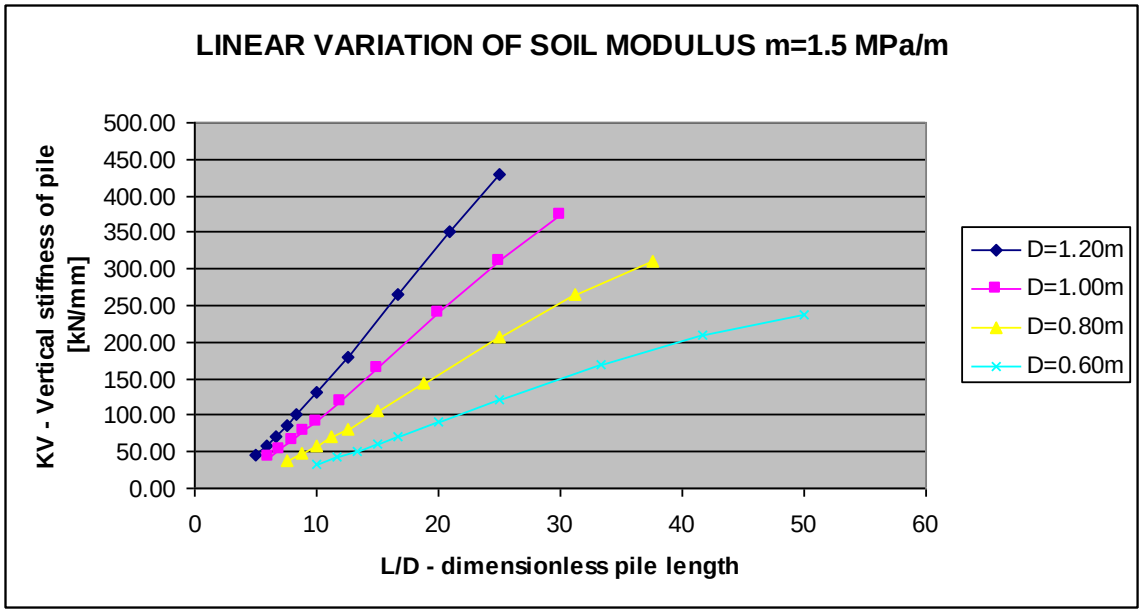


Figure 4. Variable vertical stiff. of pile vs depth piles, in soil modulus with linear variation stiffness *m*=1,50 [MPa/m], diameters *D*=60, 80, 100 i 120 cm. The depth in dimensionless form.

3. Numerical example

For this problem, the centrically loaded group, of the 3x3 pile arrangement, due to the symmetry, the following relations are valid:

(4a) Corner piles: $w_1 = w_3 = w_7 = w_9$.

(4b) Mid-side piles: $w_2 = w_4 = w_6 = w_8$.

(5a) Corner piles: $N_1 = N_3 = N_7 = N_9$.

(5b) Mid-side piles: $N_2 = N_4 = N_6 = N_8$.

Equation of vertical force equilibrium, (due to the symmetry) is in this case:

(6) $N = 4N_1 + 4N_2 + N_5$

Where:

α_{ij} - is the interaction factor between piles *i* and *j*, formula 7 and 8, after Randolf and Wroth (1979), [5], and [11].

$\alpha_{ij} = \alpha_V$ = is the quotient of displacement caused by unitary vertical action on the adjacent pile and pile displacement due to the unitary action on the pile head.

Interaction factors, defined, by:

(7) $$\alpha = \frac{\text{Movement caused by unit action on an adjacent pile}}{\text{Movement of the pile under unit head action}}$$

(8) $$\alpha_V = \frac{1 - \frac{s}{(D/\pi + s)} + \pi(1-\nu)\rho\mathscr{L}\left(\frac{1}{\gamma} - \frac{1}{\Gamma}\right)}{1 + \pi(1-\nu)\rho\mathscr{L}/\gamma}$$

(8a) $$\gamma = \ln(2r_m / D)$$

(8b) $$r_m = 2.5(1-\nu)\rho L$$

(8c) $$\Gamma = \ln(2r_m^{\,2} / Ds)$$

The other formula (9) which is used for the interaction calculation, is simpler and easier to use, but has certain downsides. Firstly, it derived after the analogy f a circular plate, with the stiff disk in the center, so it is adequate only for the constant soil, therefore does not take into consideration the soil modulus variation. Secondly, it does not take into account the ratio of the depth to the diameter, while the procedure according to the formulas 7 and 8 does that. Further, formula 8b, represents the distance to which the interaction between the piles is perceived, and it is not the fixed value.

(9) $$w\left(\frac{r}{a}\right) = w_0\left[1 - \left[\ln\left(\frac{r}{a}\right)/\ln(50)\right]\right]$$

The final state is that obtained after a number of iterations, when the deflections of all the piles in the group are equalized, taking into consideration of the piles through the soil. This can be understood as a deflection of the group of piles, evenly loaded, connected with completely rigid cap raft – beam. $w_i(I_r \rightarrow \infty)$; $w_i(I_{tb} \rightarrow \infty)$.

3.1. Tabular review of the pile interaction results

The table shows the impact of inclusion or exclusion (bold) of negative coefficients of interaction, in the case when the occurrence of negative coefficients is slightly surprising.

Table 1. Vertical force on pile head N_i [kN] Final iteration.
L=8m. Soil Modul linear m=60 MPa/m, E_s=60 [MPa] v=0,5

	Force in pile N_i				
Es=60	[kN]			final iteration	[mm]
s/D	N_1	N_2	N_5	$(N_1\text{-}N_5)$	$w_5=w_m$
3	120.75	90.06	56.76	63.98	0.150
3.5	121.54	89.67	55.18	66.36	0.135
	122.37	89.25	53.49	68.88	0.122
4	**120.66**	**90.68**	**54.64**	**66.02**	**0.123**
	124.13	88.37	49.97	74.16	0.097
5	**117.81**	**92.63**	**58.26**	**59.55**	**0.103**

$w_m = w_{5f}$

Table 2. Displac. of pile head [mm]. Zero iterati. *L*=8m. *D*=100cm. Soil Modul lin. *m*=60 [MPa/m] *v*=0,5

Es=60	Displacement of pile head [mm]				zero iteration			
s/D	W_1	W_2	w_5	w_m	$(w_1-w_5)/w_m$	*Mx=My*	$h_{usvojeno}$	$s_{min} \approx h$
3	0.141	0.157	0.176	0.152	-22.429	-47.77	1.8	1.2
3.5	0.126	0.143	0.163	0.138	-26.395	-72.98	2.1	1.5
4	0.112	0.13	0.151	0.125	-31.040	-102.54	2.4	1.8
	0.114	**0.13**	**0.151**	**0.125**	**-29.547**			
5	0.087	0.107	0.130	0.101	-43.152	-100.79	3	2
	0.095	**0.109**	**0.130**	**0.105**	**-33.298**			

$w_m=(4w_1+4w_2+w_5)/9$; w_1- (Displacement on) corner piles; w_2 - mid-side piles; w_5- centre pile

Based on the results systematized in tables, it can be seen that as soon as at the 4*D* distance, in fact 8*D* (or diagonally 11.31*D*) there occur the negative coefficients of the interaction, which can be a surprise, because, r_m depends on the Poisson coefficient, type of soil and the length of the pile. Possibly, the interaction can exert influence at the distance of r_m increased for D/4. In table 1 and 2 are provided results because of which the negative coefficients of interactions are excluded.

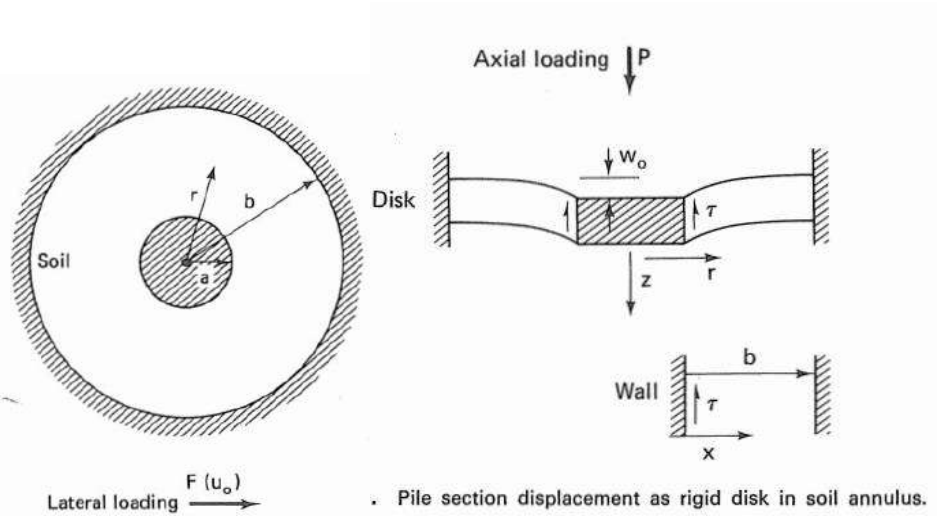


Figure 5 Analogy horizontal layer of soil with circular plate. Pile is rigid disk in centre of plate, after Scot, 1981 [4].

According to Scot [4], the distance between vertically loaded piles, should be around 25d, in order not to have any interaction to take place (Eq. 9).

Table 3 shows effect that change of Poison's coefficient (Eq. 8a) from 0 to 0.5 has on different border distance of vertical interaction, for piles with diameter 1.00m and lengths of 8 and 12m, when interaction factor is less than 10^{-4}. Here, we consider zero to be any value interaction factor less than 10^{-4}. When Poison's coefficient decreases from 0.5 to 0, length of the pile remaining the same, the distance border increases almost doubles.

Influence of variation of Poison's coefficient (Eq. 8a) from 0 to 0.5 on different border distance of vertical interaction is shown in table 3 for piles with diameter 1.00m and length 8 and 12m, for interaction factor is less than 10^{-4}. Here, we consider zero to be any value interaction factor less than 10^{-4}. When Poison's coefficient decreases from 0.5 to 0, for the same length of the pile, the distance border increases almost doubles.

Table 3. Different limit distances for vertical interaction influence, for 2 neighboring piles. *L*=8 and 12m. *D*=100cm. Soil Modul linear. *m*=60 [MPa/m] *v*=0; 0.1; 0.3; 0,5

	L [m] =	8
v=0,5	s/D [1] =	5,243
	r_m =	5
v=0,3	s/D [1] =	7,234
	r_m =	7
v=0,1	s/D [1] =	9,223
	r_m =	9
v=0,0	s/D [1] =	10,216
	r_m =	10,00

	L [m] =	12
v=0,5	s/D [1] =	7,73
	r_m =	7,5
v=0,3	s/D [1] =	10,71
	r_m =	10,5
v=0,1	s/D [1] =	13,696
	r_m =	13,5
v=0,0	s/D [1] =	15,189
	r_m =	15,00

Fig. 2 and 3, show variable vertical stiffness of pile vs depth piles for medium dense sand. Decrease of vertical stiffness of floating piles, becomes clear when we keep in mind the Vesić's research, on driven piles shown in fig. 6, and of the research by the group at Imperial College, Lehane et al. 1993, shown in fig. 7. This type of decrease vertical stiffness of pile vs depth, even though it's partially greater than expected, warns us that when working with sand, after installation of the pile up to a certain depth, we can not achieve increase shaft friction. Instead, we must consider increasing the number of short piles in a group.

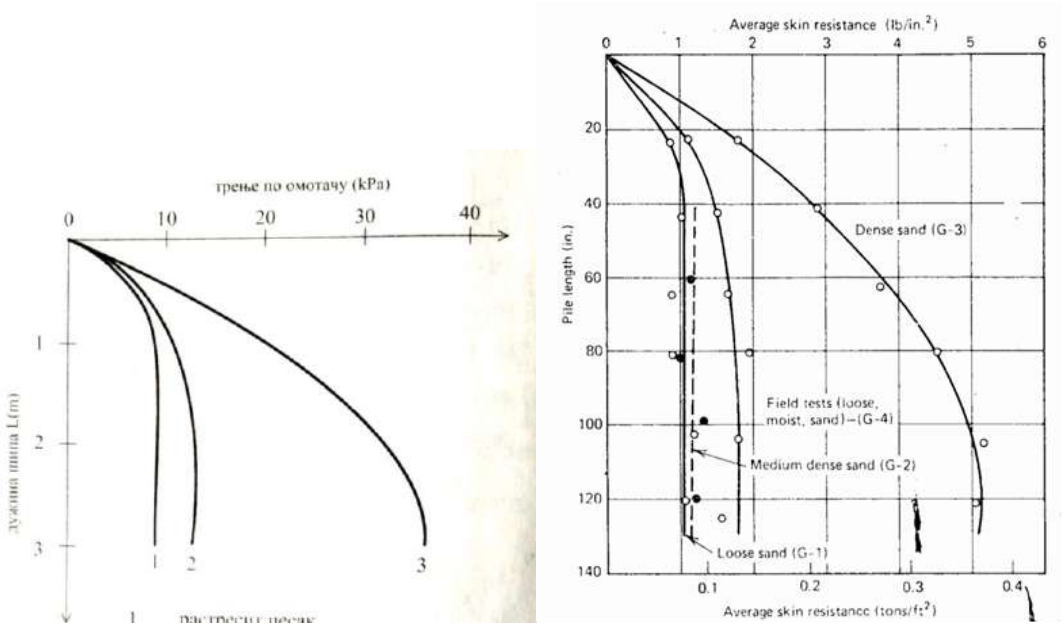


Figure 6. Values of pile friction shaft in function of installation depth, and soil density: 1 loose sand, 2 medium dense sand and 3 dense sand (left after Milović [3], right after Vesić [8])

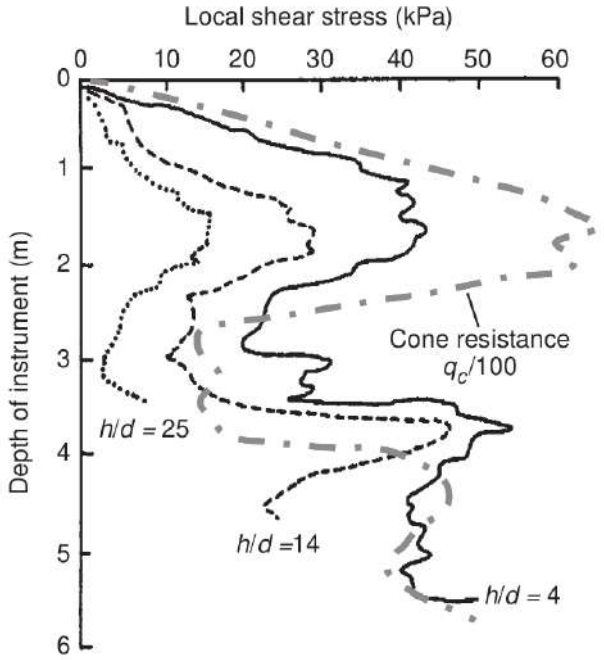


Figure 7. Measured profiles of shaft friction. (Lehane et al., 1993, [7])

The phenomenon of 'friction degradation' is illustrated in Fig. 7 with profiles of shaft friction measured in the three instrument clusters at different distances from the pile, as it is jacked into the ground. The phenomenon of pile group efficiencies in sand, for 4 and 9 piles, is shown in Fig 8. Another example can be seen in [1], [3], [4], [5], [7] and [8].

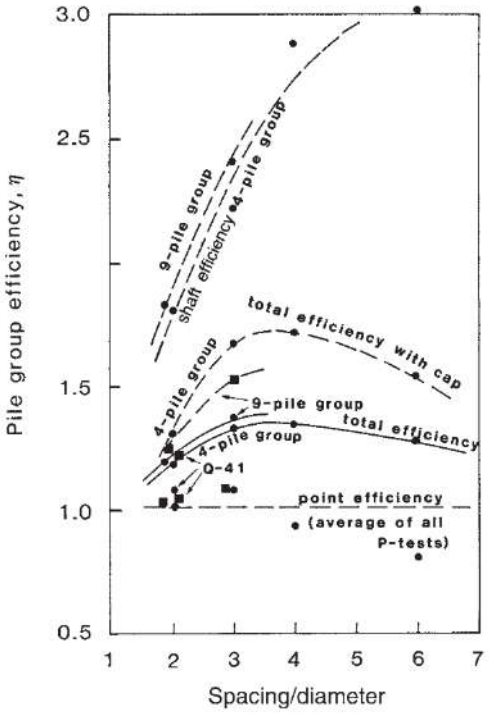


Figure 8. Pile group efficiencies in sand (Vesic, 1969, after [7]).

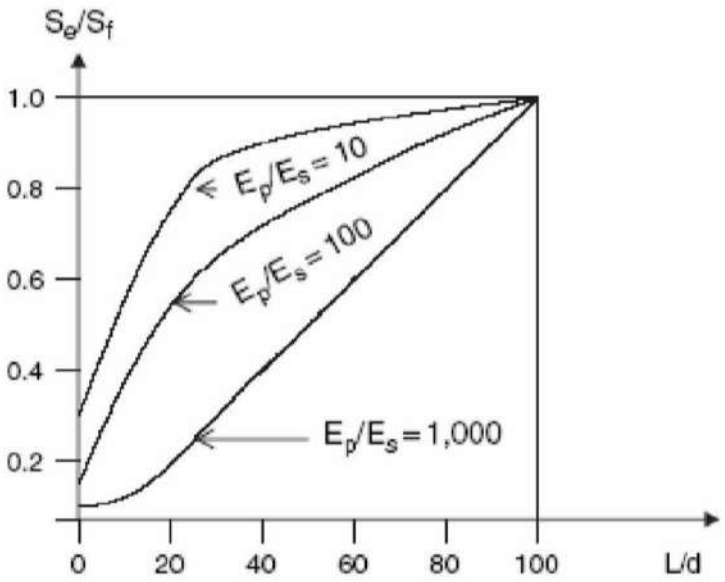


Fig. 7 Pile settlement graph (Poulos, HG, and Davis, E.H 1980, [1])
S_e = Settlement of end bearing pile; S_f=Settlement of a floating pile

Fig. 7 shows the relationship between settlement of the end bearing pile over the settlement of a floating pile (S_e/S_f), and a dimensionless length of pile (L/d), for different coefficients of pile modulus over soil modulus (E_p/E_s). For relatively large value of those coefficients, such as modulus pile/soli 1,000 (for example: E_p=20GPa, E_s=20MPa) for length greater than 20d, dependency function becomes a straight line. Corresponding ratio for S_e/S_f, for 20d shows that settlement of end bearing piles is 5 times smaller than that of floating one, and that by increasing the length up to 100d, these settlements get equalized.

4. Conclusions and final remarks

Based on the numerical research of the arrangement of the piles in the 3x3 group, where the distance between the piles is 4D, there occur the negative coefficients of interaction, because, in fact, the maximum distance between the piles on the side of the raft is 8D. Also, based on the numerical research of the authors of this paper, it is determined that for the constant, linear and parabolic soil, the mean value of the defection of piles, zero and final iteration is between 1 and 12%. On this basis, one can adopt with a relatively small error the first iteration, for which the deflections of all piles are equal to the mean deflection of the zero iteration, to be the final iteration. The zero iteration provides the arrangement of deflections of each individual pile, when each of the piles is loaded by the same force.

A simplified formula of interaction can be applied on the constant modulus of soil, where the mutual effects of the piles depend exclusively on the logarithm of dimensionless distance (expressed as a quotient of distance and pile diameter). Therefore, this procedure can be implemented in the layered soil, if the variation of properties of soil among the layers is minor, fig.5.

Acknowledgements

This work was supported by the Ministry of Education, Science and Technological Development of the Republic of Serbia (Contract No. 451-03-68/2022-14/200213 from 4.2.2022).

REFERENCES

[1] Poulos, H.G. and Davis, E.H., (1980). Hemivariational Inequalities. Applications in Mechanics and Engineering. Springer-Verlag, Berlin, New York, (1993).
[2] Milović, D., Đogo, M. (2009). *Analiza fundiranja na ploči sa šipovima*. *Materijali i konstrukcije* 52, Br. 3-4, 2009, 3-20. Beograd.
[3] Milović D, i Djogo M. (2009) *Problemi interакcije tlo-temelj-konstrukcija*. САНУ Ogranak u Novom Sadu. Novi Sad.
[4] Scot, R. F., (1981). *Foundation Analysis*. Prentence Hall, Englewood Cliffs, NY.
[5] Pender, M.J., (1993). *Aseismic pile foundation design analysis*. *Bulletin of the New Zealand NS of EE*, Vol. 26, No.1, March, 49-160.
[6] Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F., Elson, W.K., (1998). *Piling engineering*. 2nd edition. E&FN SPON. Routledge. London.
[7] Fleming, K., Weltman, A., Randolph M. and Elson K. (2009): *Piling Engineering*. Third Edition. by Taylor & Francis.
[8] Vesić, A. S., (1977). *Design of Pile Foundations*. National cooperative highway research program 42. Synthesis of highway practice. Transportation research board. National research council. Washington, D.C.
[9] Coop, M.R. (1987), *The axial capacity of driven piles in clay*. A Thesis Submitted for the Degree of Doctor of Philosophy. The University of Oxford. Pembroke College Trinity Term.
[10] Mosher, R., Dawkins, W., 2000. *Theoretical Manual for Pile Foundations*. U.S. Army Corps of Engineers, Report ERDC/ITL TR-00-5, Washington, USA.
[11] Folić, B. (2017). *Seizmička analiza betonskih konstrukcija fundiranih na šipovima*. PhD thes. Univerzitet u Novom Sadu. FTN Novi Sad. pp. 515.
[12] Folić, B., Folić, R. (2022). *Vertical interaction of grouped 3x3 piles*. Fifth symposium of Macedonian Association for Geotechnics, pp.99-114. Ohrid, 23-25.6.2022.

ORTHOTROPIC DECK REHABILITATION OF EXISTING OLD BRIDGES AROUND THE WORLD AND APPLICATION OF THIS EXPERIENCE IN BULGARIAN DESIGN PRACTICE(THEORETICAL APPROACH-PART I)

Doncho Partov [1], Hartmut Pasternak [2], Alfred Mangus [3] , Yvona Koleková [4] and Lazar Georgiev [5]

[1] *University of Structural Engineering and Architecture, VSU "L. Karavelov", Sofia*
[2] *BTU Brandenburg, Germany*
[3] *Caltrans, California,USA*
[4] *STU Bratislava,Slovakia*
[5] *UACG, Sofia*

Abstract: *The focus of this article is the discussion about conceptual solutions for reconstruction of existing old steel bridges with orthotropic steel deck panels. This paper describe successful experience of reconstruction of old steel bridges using this contemporary technology around the world. The advantages of large piece erection of orthotropic steel decks panels by reconstruction and widening of old bridges will be demonstrated. Case histories show that the low weight of orthotropic option for redecking is desirable. The technique of orthotropic steel deck panel replacement is the innovative technique for reconstruction and widening of existing steel bridge. Reconstruction of old existing steel bridges with orthotropic steel deck panels are very efficiency.*

Key words: *reconstruction, widening, existing steel bridge, orthotropic steel deck panels*

1. Introduction

According [1] rehabilitation of existing bridges is an extremely complex and challenging aspect of bridge engineering. Widening and reconstruction of old steel existing bridges without interruption of traffic is even more complex. The focus of this discussion is conceptual solutions, an overview of the fundamental issues or choices in practicable widening and reconstruction of old steel existing bridges. The technique of orthotropic steel deck panel replacement is the innovative ABC(Accelerated Bridge Construction) technique for widening and reconstruction of existing bridges. Bridges built and in operation with steel orthotropic steel decks in North America are very rare; about 100–120 are orthotropic, while there are 650 000 bridges in the USA alone.

2. Worldwide Summary of Orthotropic Redecking Projects

Panelized decking was first promoted in the literature in the 1960s or possibly earlier [1]. The Russian Government uses a standardized open-rib deck system for all its bridges

[1] Doncho Partov, Prof./PhD, Univ. Struct. Eng. and Arch.,VSU "L.Karavelov", partov@vsu.bg
[2] Hartmut Pasternak, Prof./DSc, BTU Brandenburg, Germany, H.Pasternak@web.de
[3] Alfred Mangus, Caltrans, California,USA, Al Mangus@dot.ca.gov
[4] Yvona Koleková, Assoc.Prof./PhD, STU Bratislava, yvona.kolekova@stuba.sk
[5] Lazar Georgiev, Assoc. Prof./Phd, UACEG, Sofia, Lazar_fte@uacg.bg

[**3-5**]. Lions Gate Approach Viaduct popularized the use of renovating existing superstructures with redecking of orthotropic panels in 1975 [6-8]. Featured bridges from around the world deemed to be the most valuable to the reader are included in Table 1[1]. Although an honest effort was made to locate projects, it is highly probable some bridges were not included in this table. Roman Wolchuk has documented bridges redecked in North America [9-12]. His articles and those of the various project engineers and researchers are recommended for reading about the redecking issues [13-17]. There is a 20–40% reduction in dead weight of the deck per square meter of deck area[11].

3. The Great Deck Durability Debate

There is a great deck durability debate among designers, owners, contractors, product manufacturers and trade association representatives. This discussion is beyond the scope of this review. However, these examples demonstrate that pre-engineered orthotropic deck panels are internationally used as the most practicable solution for bridge widening, when the lowest total weight of the superstructure is the controlling issue. Any deck incorrectly designed, fabricated or constructed will provide misinformation on that deck system solution (Table 2 [1]). In the wealthy "G-8" countries engineers and welders are highly paid with material costs of much lesser importance. In the USA "globalization" or "out-sourcing" of complex welded orthotropic bridges has been debated amongst the taxpayers, involved parties and steel industries. A very practicable problem of durable structures of 100–150 years of life is that the original designer will be deceased. Thus, documentation passed down through generations of designers and bridge maintenance engineers is paramount to increased knowledge. Minimal orthotropic top-deck plate thickness has increased with newer versions of codes. The authors have proposed a "fat deck" solution of 25 mm deck plate for structures of 100–150 years of life [18]. This allows for multiple wearing surface replacements, accidental milling and "pit" rusting. Comparing designs between different countries is more complicated than just translating the languages. (It is also more difficult because engineering slang or jargon varies with each country, so basic language translations are incorrect). Every country has different "design vehicle" live loading, which complicates the issue further. The manufacturers of special large vehicles have to reverse engineer vehicles' axle locations and spacing so as not to overload the existing bridge infrastructure. An interesting graphic comparison between code minimum design vehicle loads of Germany, Belgium, Sweden, Norway, Finland, Netherlands, Italy, Spain, USA (HS 20), Switzerland, United Kingdom, France and Japan is shown in Fig. 1. These complexities make it even more difficult to internationally compare design and maintenance issues. Thus, case histories should be looked at mainly from a conceptual philosophical viewpoint. Copies of details from another country's codes may or may not work without investigating it in conjunction with complex codifications that most designers utilize.

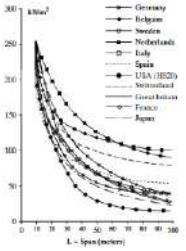


Fig. 1. Various four-lane design loadings[39**]**



Fig. 2. Burlington-Bristol Bridge NJ, PA (installed in 1931).

3.1. Background

An orthotropic deck system consists of a flat, thin steel plate, stiffened by a series of closely spaced longitudinal ribs and supported by orthogonal transverse floor beams. The lighter weight allows longer spans to be more efficiently designed. In the 1920s, American engineers began using steel plates riveted to steel beams for large movable bridges. Thus began the publishing of the idea of using the steel deck plate in harmony with rolled steel sections. At the time of erection it was the longest lift span in existence. So this bare steel plate riveted to steel beams lasted 64 years without the kind of wearing surface used on modern orthotropic bridges **(**Fig. 2- *Burlington-Bristol Bridge, NJ, PA -installed in 1931, Riveted "checkered steel plate" deck after 64 years of use prior to removal in 1995).* The Caltrans owned San Mateo Hayward Orthotropic Bridge opened in October 1967, and it has the original wearing surface supported by three-fourth of an inch (about 19-mm) thick deck plate. Orthotropic steel deck bridges offer significant benefits to their owners because the lowest final total weight of bridge results in "total bridge initial cost savings". Extensive comparisons on redecking weight savings are available from Wolchuk [10-13]. The complex issues of maintaining large suspension bridges are discussed by Buckland [7]. Hybrid superstructures are being built mixing orthotropic with prestressed concrete [15]. A contractor, in references [15, 16] discusses Steel Bridge Economics. In the USA, 99,9% of all deck repairs/ replacements are replacements in kind or concrete for concrete. The US legal system requires that every document needed for a lawsuit, and/or independent study, to be placed on the website [41]. *About ten US consulting firms have actual orthotropic bridge design experience. These engineers make up for a lack of public domain software and design aids with in-house computer programs. To stay competitive these software solutions are kept as proprietary "trade secrets". These firms work on bridges in other countries to stay competitive. Thus, an owner will need to make that extra level of effort and incur additional engineering costs in the USA to get an orthotropic deck system built.* One of them, the 100-year-old arch truss bridge "Ponte Dom Luiz I" in Porto Portugal by Gustave Eiffel, was renovated and saved for light rail or trolley trains[21]. Most western designers tend to favour the trapezoidal rib over flat plate ribs. Caltrans' largest orthotropic bridge, the San Mateo Hayward Bridge, uses flat plate orthotropic ribs. *The Bulgarian and Russian mass-produced orthotropic deck panel system uses flat ribs, which are easier to weld, inspect and fabricate.* They are quite acceptable for many bridges. It is not known if weight savings were needed, but plans do not indicate rehabilitation to other truss members. So selecting the appropriate bridge is important because orthotropic decks are more expensive (Fig. 3).

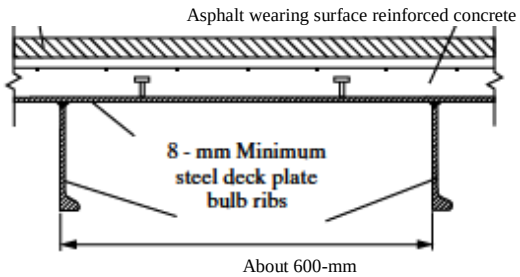


Fig. 3*:* Rio Verde Bridge, Italy–courtesy of IABSE [22]

Engineers love to experiment with solutions. It is common to have hybrid deck solutions in bridges. There are examples of orthotropic wearing surface multi-materials plus multi layers of protection [22-24]. The most popular topics at the 2004 and 2008 OBC symposiums [42] were wearing surface and metal fatigue issues.

4. Reconstruction of old Existing Bridges with orthotropic Deck Panels-Case history

4.1 Cologne-Rodenkirchen Suspension Bridge Widening, Germany (1994)

The Cologne-Rodenkirchen Bridge is part of the Cologne ring road in Germany. The 378 m span, traditional two main cable suspension bridge was opened in 1940, destroyed by a bombing in 1945 and rebuilt in 1954 with a concrete deck. This bridge is a three-cabled suspension bridge. They engineered the construction of the widened towers, a new third cable "A", and erection of the new steel decks at "A-B" and redecking at "B-C" [25, 26]. *About half the 12,000 t of fabricated steel for the stiffening girder and orthotropic decks were made in the UK and the remainder in Germany.* Cleveland Bridge replaced the existing concrete deck with an orthotropic steel deck, and erected the 2,200-m long deck on site, including lifting of the 1,000 t units with gantries on the main cables (Fig. 4).



Fig. 4. Completed Widening Cologne--Rodenkirchen – cables "A"; "B" and "C"[25,26]

4.2. Wakato Ohashi Suspension Bridge, Wakato, Japan (1999)

Wakato Ohashi is a toll way totalling 2,1 km in length and is Japan's first full scale suspension bridge, which was completed in September 1962. The toll way road surface was widened. Doubling the traffic lanes from two to four increased the bridge's traffic capacity. The very wide original sidewalks on the suspension bridge section were sacrificed for traffic lanes. *The heavier reinforced concrete deck was replaced with open-rib bulb flat orthotropic steel deck panels (OSDP), using a large gantry crane* (Figs. 5, 6). This allowed two lanes of traffic to use the bridge during renovation [27].



Fig. 5. Existing sidewalks, replaced with OSDP;

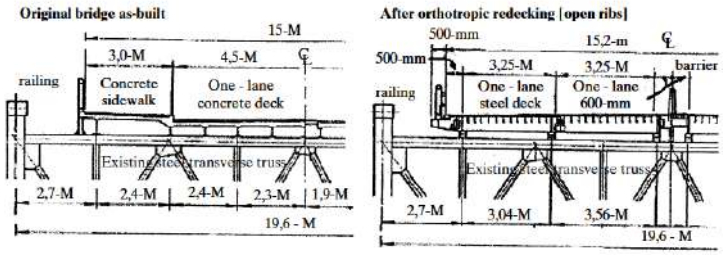


Fig.6. Original Cross section (left side); New cross section(right side)

4.3. Angus L. Macdonald Bridge, Halifax, Canada (1999)

A similar approach was used on the Canadian Angus L. Macdonald Bridge. The width between the trusses is 11,28 m. The concrete deck in the approach spans deteriorated over the years since the 1950s and had to be replaced to restore the original safety factors of the bridge (Fig.7) [28]. *The concrete deck was replaced with an orthotropic steel plate deck. Each orthotropic steel plate panel was covered with a special wearing surface at the steel*

fabrication facility. When the deck replacement was complete, the entire deck surface received one more layer of wearing surface. The site construction began in May 1997 and the entire bridge officially reopened on October 31, 1999.



Fig.7. Completed widened Angus L. Macdonald Bridge

4.4. Songsu Steel Truss Bridge, Korea (2002)

The original concrete deck on the steel truss Songsu Bridge opened in the 1970s, and collapsed in Oct 1994 [29]. A collapse investigation was completed. Due to high traffic demands, a replacement superstructure the 672-m long seven span Gerber truss bridge across the Han River, in Seoul Korea was expedited. The five spans are each 120 m in length. *Between 1999 and 2002 it was widened (from four to eight lanes) using a new exterior truss on each side with orthotropic decks due to even higher traffic demands,* (Figs. 8 and 9).

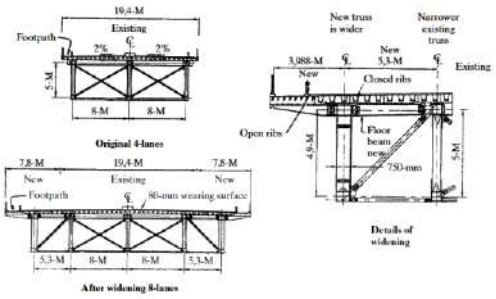


Fig. 8. Before and after widening: Songsu Bridge



Fig.9. After widening: Songsu Bridge

4.5. Tamar Suspension Bridge, UK (2001)

The Tamar Bridge opened in 1961, and it was the longest suspension bridge in the UK. In 2001 it was widened (from three to five lanes) by using two cantilever decks [30]. Since 1961, all traffic merged and shared the three lanes. *The original concrete deck had badly degraded and it was entirely replaced with orthotropic steel deck panels.* New cantilever lanes were added to each side of the existing bridge before the existing concrete deck was replaced for diverted traffic. The existing members were strengthened by additional steel components, and 18 new diagonal cable stays were also added. By utilizing staged construction, the three lanes of traffic over the bridge were never interrupted. Engineers must be constantly aware of the distribution of weight while renovations are being carried out. *The orthotropic steel deck was the best choice of construction material for the replacement deck.* Today, the bridge supports five lanes of steel deck instead of the original three of concrete (Fig. 10). *The new steel deck is formed from 82 orthotropic panels.* Each panel weighs 20t, and measures 15×6 m. They were constructed in Darlington and driven nearly 600 km to the Tamar Bridge and welded together onsite [30].

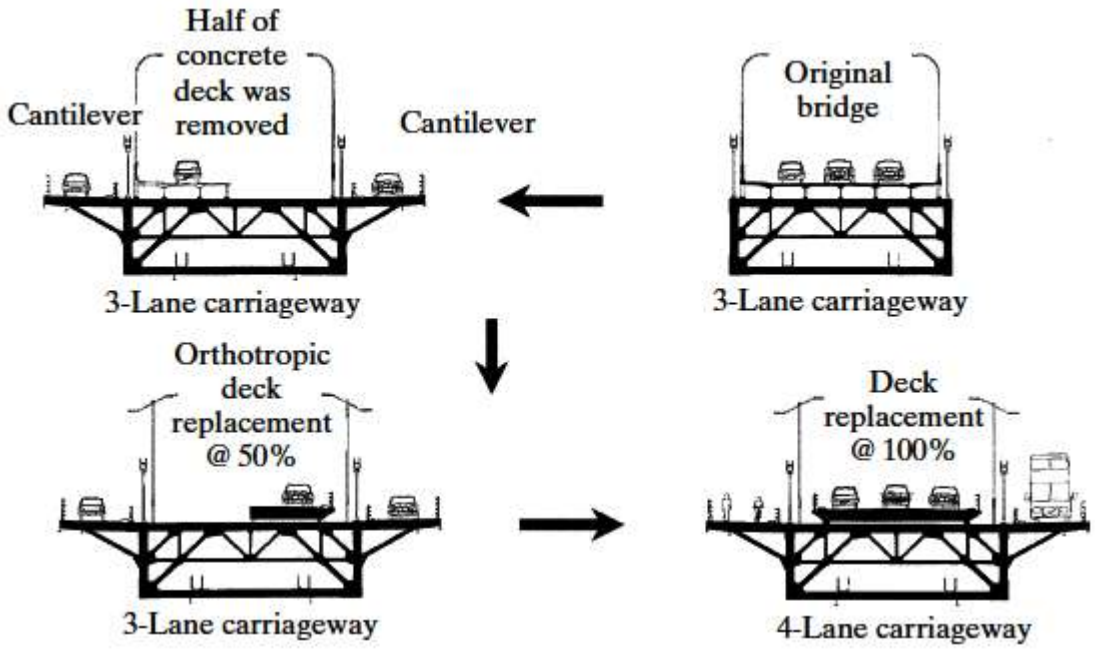


Fig. 10. Tamar Bridge. Four key phases of staged redecking,

4.6. Brooklyn Bridge orthotropic Deck installation

The Franklin Square Arch Structure roadway of the iconic Brooklyn Bridge was recently retrofitted with orthotropic deck panels. The Franklin Square Structure is a truss bridge that utilizes pin connections with eyebar members. It is a trapezoidal shape; with the shortest span about 169' and the longest span at about 212' in length (Fig.11) [12]. The trusses were constructed from wrought iron, which has low carbon content in contrast to steel. In 1999, after it was found that the existing pins were failing, six steel arches were added below each of the existing trusses. Increased dead load throughout the years was the cause of the pins failing (Fig.11). The first step in the Brooklyn Bridge Project at the Franklin Square Structure was to replace the floor-beams that the orthotropic deck would eventually be supported by. *After removal of the existing deck and supporting steel, a temporary steel deck panel system was installed*. A total of 32 temporary deck panels were installed on the Brooklyn Bound roadway. When the orthotropic deck panels were ready to be installed, the temporary steel deck panels were removed with a crane (Fig.12). Upon delivery to the project site, the orthotropic deck panels were inspected for damage by American Welding Society Certified Welding Inspectors. A total of 24 orthotropic deck panels were installed on the Manhattan and Brooklyn bound lanes at the Franklin Square Structure (Fig.12).



Fig. 11. Franklin square structure



Fig.12. Panel installation.

(CONTINUED ON PART 2)

ORTHOTROPIC DECK REHABILITATION OF EXISTING OLD BRIDGES AROUND THE WORLD AND APPLICATION OF THIS EXPERIENCE IN BULGARIAN DESIGN PRACTICE(PRACTICAL EXPERIENCE-PART II)

Doncho Partov [1], Hartmut Pasternak [2], Alfred Mangus [3] , Yvona Koleková [4] and Lazar Georgiev [5]

[1] *University of Structural Engineering and Architecture, VSU "L. Karavelov", Sofia*
[2] *BTU Brandenburg, Germany*
[3] *Caltrans, California,USA*
[4] *STU Bratislava,Slovakia*
[5] *UACG, Sofia*

Abstract: *The focus of this article is the discussion about conceptual solutions for reconstruction of existing old steel bridges with orthotropic steel deck panels. This paper describe successful experience of reconstruction of old steel bridges using this contemporary technology around the world. The advantages of large piece erection of orthotropic steel decks panels by reconstruction and widening of old bridges will be demonstrated. Case histories show that the low weight of orthotropic option for redecking is desirable. The technique of orthotropic steel deck panel replacement is the innovative technique for reconstruction and widening of existing steel bridge. Reconstruction of old existing steel bridges with orthotropic steel deck panels are very efficiency.*

Key words: *reconstruction, widening, existing steel bridge, orthotropic steel deck panels*

4.7. Lions' Gate Suspension Bridge Suspended Structure Replacement

The Lions' Gate Suspension Bridge, which was opened in 1938, has a 472m centre span and is located in Vancouver, British Columbia, Canada. Figure 13 [6] shows the elevation view of the bridge.

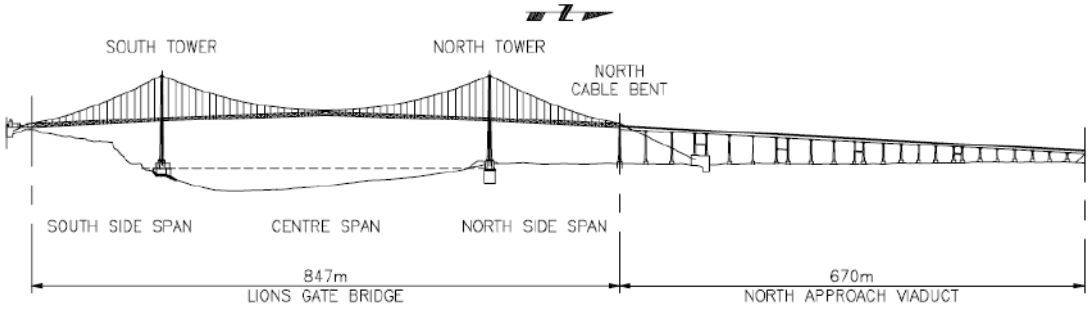


Fig. 13. Lions' Gate Bridge elevation

This design is for the "first" replacement of a concrete deck with a lighter, stronger (and wider) orthotropic steel deck. The concept was to have 47 deck sections, typically

[1] Doncho Partov, Prof./PhD, Univ. Struct. Eng. and Arch.,VSU "L.Karavelov", partov@vsu.bg
[2] Hartmut Pasternak, Prof./DSc, BTU Brandenburg, Germany, H.Pasternak@web.de
[3] Alfred Mangus, Caltrans, California,USA, Al Mangus@dot.ca.gov
[4] Yvona Koleková, Assoc.Prof./PhD, STU Bratislava, yvona.kolekova@stuba.sk
[5] Lazar Georgiev, Assoc. Prof./Phd, UACEG, Sofia, Lazar_fte@uacg.bg

20m in length weighing 106 tonnes, progressively erected from north to south. The original stiffening trusses, floor beams, stringers, concrete filled tee-grid deck, and steel sidewalks produced a relatively light design for the suspended structure. Though the new deck is approximately 35% wider, with almost 45% more usable width than the original deck, the weight was kept to that of the original bridge, (See Figures: 14, 15, 16 and 17).

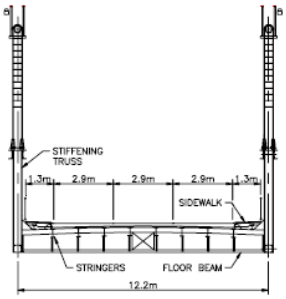


Fig. 14. Old Cross Section



Fig. 15. Old Sidewolk Photo

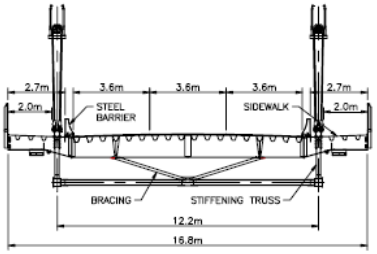


Fig. 16. New Cross Section



Fig. 17. New sidewalk rendering

The new longitudinal stiffening trusses are composite with the orthotropic deck, and unlike the original trusses, the new ones are placed under the deck. The orthotropic deck was built in four full length subassemblies by pressing the U-shaped troughs to the deck plates and welding a continuous 85% (minimum) one sided partial penetration weld (see Fig.18).



Fig. 18. Trough to deck plate welding

4.8. Rehabilitation of Tornionjoki Steel Truss Bridge, Finland

Truss bridges have been a solution for railway bridges and bigger road bridges over the stronger rivers in the country. One example is the Tornio River Bridge (Fig.19), which was completed in 1939. The main span has a length of 108 m. The bridge has been renovated. The concrete deck has been changed to an orthotropic deck and the pedestrian lanes have been widened outside the truss girders. The spans of the bridge are 72-108-72 m in length (Fig.20). The width of the deck was originally 5 m for vehicles and 1,5 m for pedestrian. Between 1962 and 1963 the deck for vehicles was widening to 6,2m.

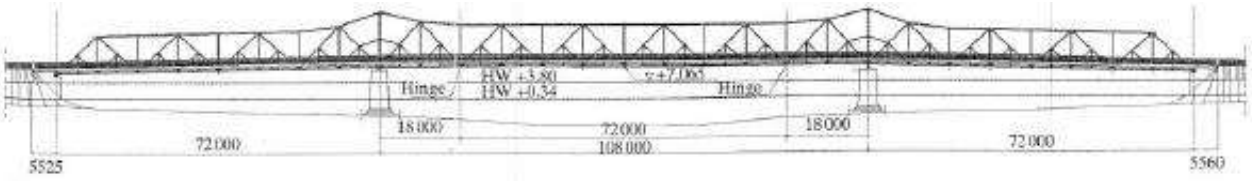


Fig. 19. Elevation

At the same time 1,6m wide cantilever were built for pedestrian on both sites of the truss and the deck structure was reconstruction foe vehicles. The superstructure consists of three steel truss girders, which are connected to each other by two hinges in the main span. The hinges are located 18m from the intermediate supports (Fig.21).



Fig.20. Tornionjoki Steel Bridge

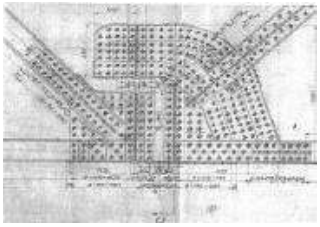


Fig.21. Hinge in main span

The hanger girder in the main span is 72 m long. The structure of the hinge consists of the cantilever and hanging beam and between beams are steel bearings. The bearings of the structure are roll bearings except for the fixed bearing which is located on one of internal supports. The truss girder has been constructed in open rolled steel sections, which have been fixed by rivets. All joints and splices have also been made by riveting. The height of the truss is 9 m and at intermediate supports the height 3 m higher. The wooden deck plate was made of planks fixed on longitudinal I-steel beams. Old electric were placed under the deck (Fig.22). The second goal was to develop an easy and simple construction method for the new orthotropic deck. The new deck is an orthotropic steel deck which is supported on the existing crossbeams (Fig.23).

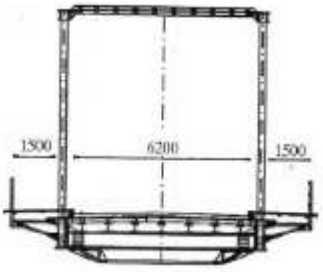


Fig.22. The old cross section

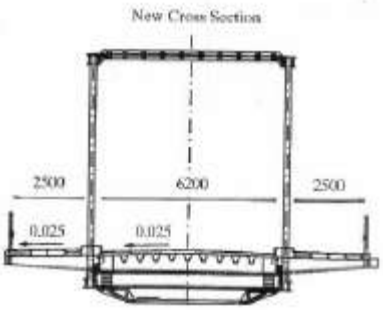


Fig.23. The new cross section

The surface plate is stiffened with orthotropic steel section. A plate thickness of 12 mm was allowed, because of the reduced traffic loads on the bridge. The distance between the cross beams is 4,5m. These crossbeams continue as cantilever beams outside the truss. The pedestrian pavement is supported on the cantilever beams by longitudinal I-beam and steel plate. The edge beam is made of steel plate (Fig. 24). The launching method was used for the steel deck (Fig. 25). The section were launched on Teflon bearings which were placed on the crossbeams.



Fig.24. New deck

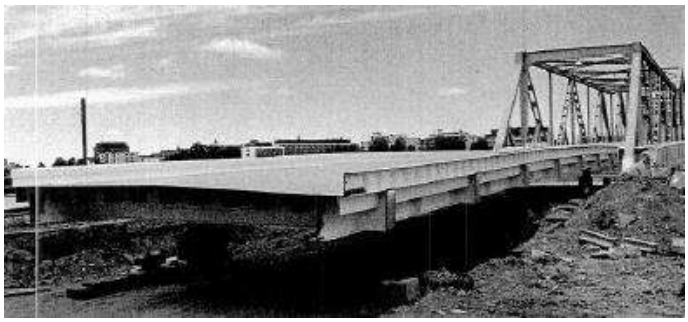


Fig.25. Launching of orthotropic bridge

Conclusion

Most of the record-span portions of suspension, cable-stayed, arch, movable, floating and pedestrian bridges have orthotropic steel decks. Thus, an "ABC" solution, using prefabricated orthotropic steel deck panels to rehabilitate existing large span superstructures, is a very practicable solution. Wearing surface, metal fatigue issues, design issues unique to orthotropic bridges were discussed and the OBC proceedings were published in 2004 and 2008 on CD-Rom[42]. The largest orthotropic bridge owned by Caltrans is the San Mateo Hayward Orthotropic Bridge. The original wearing surface on this bridge has a three-fourth inch (about 19 mm) thick deck plate [16]. Another recent orthotropic bridge about 10 years old has also been performing well [31]. There is no "perfect material". All bridges and components require maintenance. Metal structures eventually have metal fatigue. FHWA's desired 100-year service life requires a different approach to bridge durability details. The issues of wearing surface and fatigue-resistant detailing are critical for 100-year goals. There is one small book on the subject [31] but many US practicing engineers commission project-specific orthotropic steel deck research [33]. A portion of the Caltrans - owned MacArthur Maze steel multilevel interchange was damaged by a fuel tanker truck fire[34]. A problematic orthotropic bridge would have short metal fatigue life or incorrect detailing. The cost per square meter of deck is much higher for orthotropic steel deck panels than reinforced concrete. Thus, significant dead weight reduction is necessary for practicable use of orthotropic steel panels for deck replacement. Many bridges have orthotropic decks but they are very hard to find for an interested engineer or researcher because the issue of the orthotropic deck is not the main focus of the discussion, conference or engineering handbook [35-38].

REFERENCES

[1]Huang C., Mangus Al., An International Perspective: Widening Existing Bridges with Orthotropic Steel Deck Panels, *Struct.Eng. Int.*, Journal, IABSE 2008, (4), pp. 381-389.
[2] Chang JCL., Orthotropic-plate construction for Short-span bridges. *Civ. Eng., ASCE* 1961, pp. 53–56.
[3] Mangus A., Shawn S. Chapter 14, orthotropic deck bridges. In *Bridge Engineering Handbook*, 1st edn, Wai-Fah C, Lian D (ed.). CRC Press: Boca Raton, FL, 1999.
[4] Mangus Al., Orthotropic deck bridges constructed in cold regions. In *11th Cold Regions Engineering Conference*, Anchorage AK, Merrill KS (eds). ASCE, Reston, VA, 2002, pp.424–435.
[5] ASCE Proceedings of www.orthotropicbridge. org for August 25, 26, 27 2004, ASCE Capital Branch of Sacramento, CA 2005, p. 875.
[6] Buckland PG. The lions gate bridge-renovation. *Can. J. Civ. Eng., CSCE, Ottawa, Canada* 1981; **8**(4), pp. 484–508.
[7] Buckland PG. Increasing the load capacity of suspension bridges. *ASCE J. Bridg. Eng.* 2003: 288–296,

[8] Lions Gate deck replacement on the last move, in "Bridge Design & Engineering", 4th Quarter 2000, n. 21, v. 6.
[9] Matson DD. Piece by Piece, in "Civil Engineering Magazine", May 2001, n. 5 v. 71, pp. 40–45.
[10] Wolchuk R, Baker GS ASCE Seminar on Orthotropic Bridges Sacramento, CA August 23–24, 2004 by Roman Wolchuk Consulting Engineers, ASCE Capital Branch of Sacramento, CA, 2004, p. 225.
[11] Wolchuk R. Temporary Bridge with Orthotropic Deck, *The Welding Innovation Quarterly*, The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, IX(2), 19, 1992.
[12] Wolchuk R. Orthotropic redecking of bridges on the North American continent. *Struct. Eng. Int., IABSE* 1992; (**2**): p.125.
[13] Wolchuk R. Prefabricating standard orthotropic steel decks. *Mod. Steel Construct.* 2006, http://www.aisc.org/MSCTemplate.cfm.
[14] Huang C, Mangus Al. An International Perspective: Renovating Existing Bridges with Orthotropic Deck Panels, 163–168, 2008, Accelerated Bridge Construction – Highway For Life Conference Baltimore Maryland March 19–21, 2008 proceedings 534 pages. http://www.fhwa. dot.gov/bridge/accelerated/index.cfm.
[15] Huang C, Mangus Al., An International Perspective: Existing Bridges with Hybrid Superstructure Orthotropic Deck with Prestressed Concrete, pp. 369–373, 2008, Accelerated Bridge Construction – Highway For Life Conference Baltimore Maryland March 19–21, 2008. proceedings 534 pages.
[16] Murphy JP., Early California Accelerated Bridge Construction, *Steel Tips,* 98, The Structural Steel Educational Council, June 2007, p. 25.
[17] Murphy JP., Cost effective bridge fabrication, *Steel Tips*, # 101, The Structural Steel Educational Council, April 2008, p. 23.
[18] Stahl FL., *Orthotropic Steel Plates for Bridge Deck Replacement.* Extending the Life of Bridges, 138pgs., www.astm.org ASTM American Society of Testing Materials STP 1100, 1990.
[19] Mangus Al., The Next Generation Orthotropic Steel Deck Bridges, World Steel Bridge Symposium, National Steel Bridge Alliance, Non 29 to Dec 2, 2005, Orlando.
[20] Paul EE., Light steel floor governs long liftspan design. *Eng. News Rec.* 1931: 796–798, New York,
[21] Cross B, Prize P. *[Ponte Dom Luiz I Bridge], Bridge Design & Engineering.* Route One Publishing Ltd.: London, 2005; 69–71, 9, 7, 2nd Quarter.
[22] Caramelli S., Croce P., Salvatore W., The composite steel-concrete orthotropic plate bridge deck. *Bridg. Eng. Conf.* 2000; **1**: 377–388, March -Sharm El Sheikh, Sinai, Egypt.
[23] Wilson JC. Repair of new long-span bridges damaged by the 1995 Kobe Earthquake. *ASCE J. Perform. Construct. Facil.* 2003, **17**(4): pp. 196–205.
[24] Csagoly PF., Testing of a Composite Steel- Concrete Bridge Deck, Concrete International, February 1997, pp. 47–53.
[25] Modemann HJ, Roosen W, Haensel J. Extension of the Rhine bridge at Cologne-rodenkirchen. *Struct. Eng. Int.* 1991; **3**(1), pp. 41–46.
[26] Howells J. *The Rhine bridge at Köln-Rodenkirchen. Widening and reconstruction of an existing suspension bridge (Germany), presented at Ponts suspendus etá haubans. Cable-stayed and suspension bridges*, Vol. 1, pp. 135–142, Deauville, 12.-15.10.1994.
[27] Yasuhara H. Widening of Wakato Ohashi Bridge Civil Engineering In Japan. 1992/03. 30, pp. 123–134, Japan Society Of Civil Engineers, Yotsuya 1-Chome, Shinjuk, Tokyo, 160.
[28] Deveau ML., Eppell JD., O'Halloran DP., Eisan SC., Angus L., Macdonald Bridge: third lane project, 2001 Annual Conference and Exhibition Of The Transportation Association Of Canada, Sept 16–19, 2001, Halifax, Nova Scotia: Partnering For Success in

Transportation. 2001, Transportation Association Of Canada, 2323 ST. Laurent Boulevard, Ottawa, Ontario, K1G 4J8, Canada.
[29] King MJ. Howells JD., Songsu Bridge, South Korea, widening of an existing multi-span Truss Bridge, *Current and Future Trends In Bridge Design, Construction and Maintenance-Safety, Economy, Sustainability and Aesthetics,* Proceedings of the International Conference Organized by Institution of Civil Engineers, Singapore, 4–5, Oct 1999, pp. 206–217, Thomas Telford Publishing, 1 Heron Quay, London, E14 4JD, United Kingdom.
[30] Fish RJ, Gill JA, Ladd PJ. Tamar Bridge strengthening and widening - a case study, *Current and Future Trends In Bridge Design, Construction and Maintenance - Safety, Economy, Sustainability and Aesthetics,* Proceedings of the International Conference Organized by Institution of Civil Engineers, Singapore, 4–5 Oct 1999, 206–217, Thomas Telford Publishing, 1 Heron Quay, London, E14 4JD, United Kingdom.
[31] Roberts JE., Marquez T., Huang C., Williams J., Benoit M., Mangus A., California's first curved orthotropic bridge. *Struct. Eng. Int.* 2000; **10**(3), pp. 124–127.
[32] Gurney TR. *Fatigue of Steel Bridge Decks (State-Of-The-Art Review No. 8),* HMSO, London, UK, 166 pgs., www.hmso.gov.uk *(ISBN:0115511415)-1993.*
[33] Tsakopoulos PA, Fisher JW. Fatigue Performance and Design Refinements of Steel Orthotropic Deck Panels Based on Full Scale Laboratory Tests, *Steel Structures*.
[34] Brown DL. The 2008, Rebuilding of the MacArthur Maze, video, 29 minutes.
[35] Paultre P, Prouix J, Begin T. Ambient and forced-vibration tests of the Beauharnois Suspension Bridge. *Can. J. Civ. Eng., CSCE* 2000; **27,** pp.1162–1172, Ottawa, Canada.
[36] Kuznetsova T, Yury K. Going back in time. *[Blagoveshchensky Bridge Widening] Bridg. Des. Eng.* 2005; **11**(41), No. 4. Quartal: pp.2 7–28.
[37] Haight R, Chang S, Kushmock R. Orthotropic Deck Rehabilitation at the Throgs Neck Bridge, ASCE Metropolis and Beyond, New York, Structural Engineering Institute. April 20- 24. 2005. 10, (8 Fig.).
[38] Sedlacek G. Orthotropic plate bridge decks. In *Constructional Steel Design, An International Guide, Dowling,* Patrick J, Harding JE, Bjorhovde R (eds). Elsevier Applied Science: London, 1992; 950, Chapter 2.10.
[39] Chatterjee S. *The Design of Modern Steel Bridges.* BSP Professional Books: Oxford, 1991; p. 185.
[40] http://www.goldengatebridge.org/research/ factsGGBDesign.php.
[41] http://www.dot.state.mn.us/i35wbridge/history. htm.
[42] ASCE OBC Proceedings 2004–2008 (CDRom), www.orthotropic-bridge.org.
[43] "The New Old Bridge" Free Video – Dartmouth Halifax Bridge Commission, www.hdbc.ca
[44] Kääriäinen Y., Pulkkinen P., Rehabilitation of Tornionjoki Steel Truss Bridge, Finland, *Struct.Eng. Int.,* Journal, IABSE 2002, (4), pp. 173-175.

FAILURES AND REHABILITATION OF STEEL SHELLS

Hartmut Pasternak[1]

[1]*Brandenburg University of Technology, Cottbus, Germany*

Abstract: *The damage frequency for shell structures (e.g. silos, tanks) is higher than for other structures. Spectacular cases of failure are repeatedly registered, related partly with the effect of action (E) and partly with the resistance (R). As is well known, the load-bearing behavior of shells is characterized by the lack of over-critical load-bearing reserves. As a result, incorrect calculation assumptions or constructions in shell construction have a more drastic effect than in other structures.*
The typical causes are:

- *local buckling of cylinder walls over discrete supports,*
- *global buckling with unplanned short-term underpressure in the cells*
- *dynamic overloading of the hopper due to block-shaped bulk materials*
- *eccentric discharge of the bulk material*
- *inaccurate assumptions in stability studies*
- *incorrect use*

Upon comprehensive analyses of failures, actions for refurbishment of silos and tanks are proposed.

Keywords: *shells, silos, tanks, failure, refurbishment*

1. Introduction

A silo or tank structure is usually constructed in the form of a cylindrical shell made of steel. It has the advantages of being lightweight, having a short construction period, and possessing a large storage space. Steel silos and tanks have been widely used for bulk material and liquid storage in the agricultural, mining, and chemical industries. By using a steel shell structure, silos represent a very efficient support system. Because of the high material costs and for economic reasons, the tank and silo builders motivate to achieve increased sustainability and to further develop verification methods.

On the other hand, the damage frequency for shell structures (e.g. silos, tanks) is higher than for other structures. Spectacular cases of failure are repeatedly registered, related partly with the effect of action (E) and partly with the resistance (R). As is well known, the load-bearing behavior of shells is characterized by the lack of over-critical load-bearing reserves. As a result, incorrect calculation assumptions or constructions in shell construction have a more drastic effect than in other structures.

[1] Hartmut Pasternak, Prof. Dr.-Ing. habil., Brandenburg University of Technology, Cottbus, Germany, hartmut.pasternak(@b-tu.de

The typical causes (under central European conditions) are:

- local buckling of cylinder walls over discrete supports,
- global buckling with unplanned short-term negative pressure in the cells
- dynamic overloading of the hopper due to block-shaped bulk materials
- eccentric discharge of the bulk material
- inaccurate assumptions in stability studies
- incorrect use

2. Damage cases

The first example is negative pressure in a silo. The bulk was (wet) limestone powder. A bulk bridge arose because of moisture, which collapsed. If the vacuum flap is not big enough, buckling of the thin-walled shell occurred. Deformations can be eliminated by overpressure and additional rings. In this case the diameter of silo was 11m and the volume 2100 m^3.

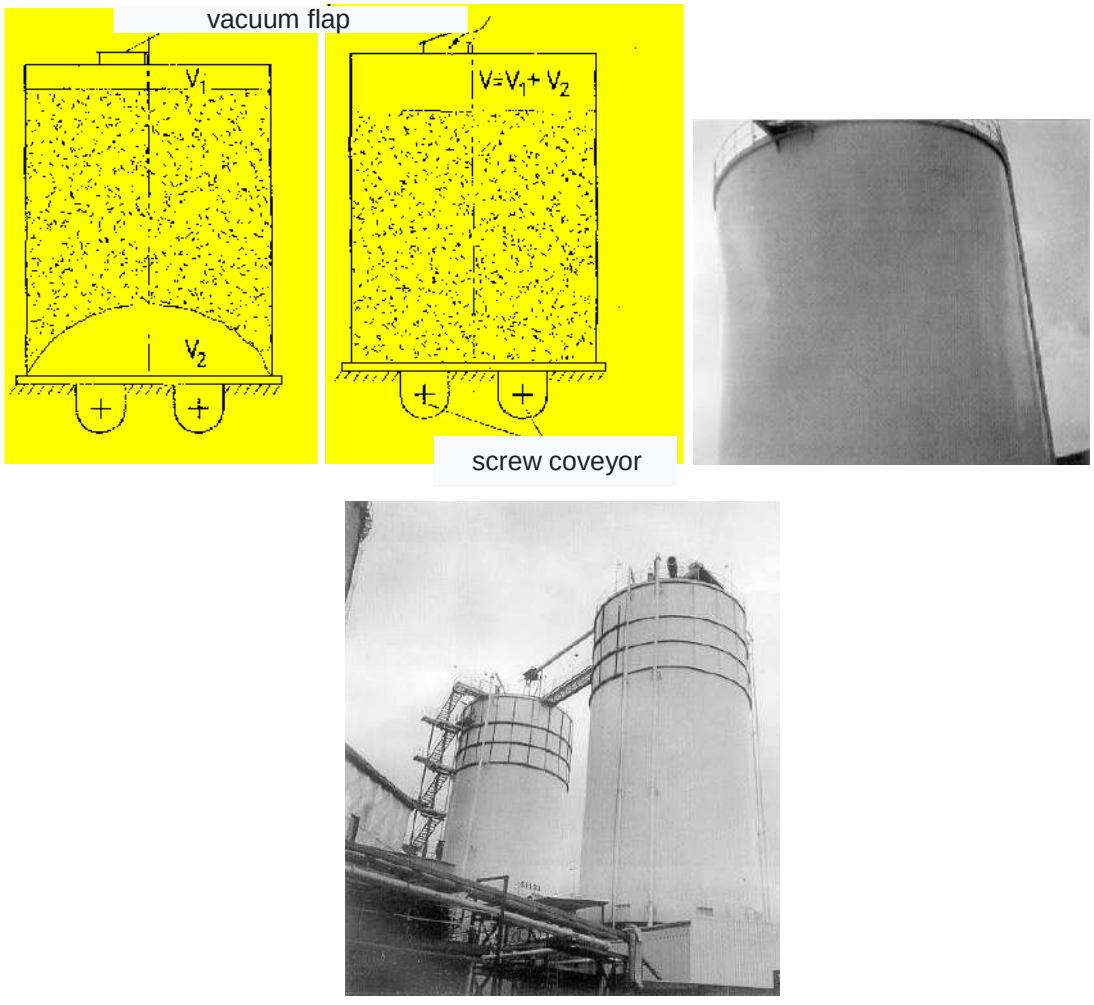


Figure 1. Negative pressure in a silo and refurbishment [1]

Fig. 2 shoes a damage that occurs as a result of dynamic overloading between cylinder and hopper. The cylindrical part of the silo was made from corrugated sheeting. It has diameter of 7.8m and a volume of 570m^3.

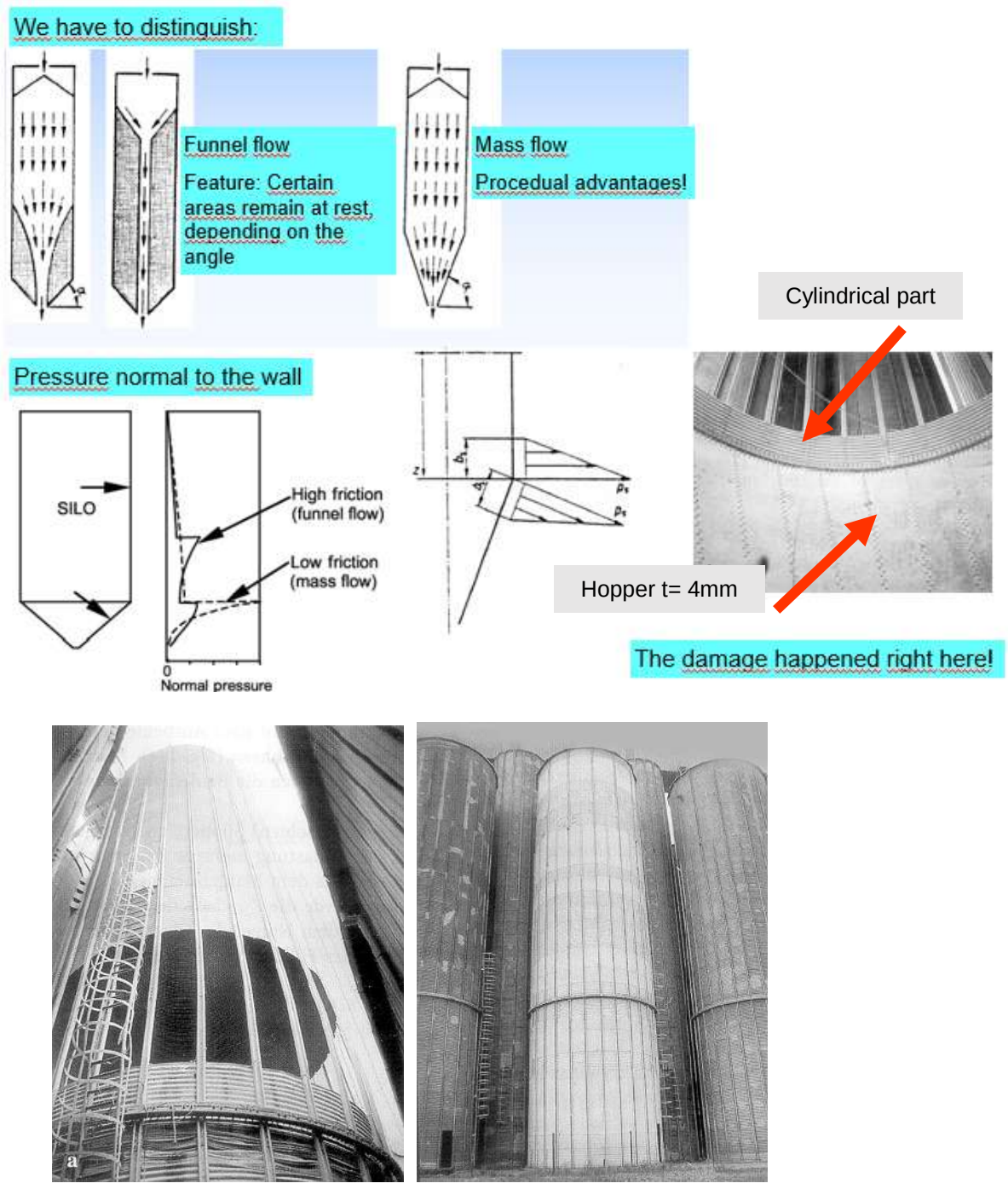


Figure 2. Damage caused by breakdown of a bulk arch and refurbishment [1]

Eyewitnesses reported that vibrations under wind loading had occurred before the collapse of the filled silo in Fig. 3 [2]. The bulk material was cement. The diameter of the silo was 6m, the volume 225m^3. The wall thickness in the lowest part of the shell was 8mm, above that 4mm. The foot ring consisted of 2 [200. One silo was destroyed, the rest shows local buckling above the foot ring (Fig.4). A procedure for recording the local buckling was worked out in [3].

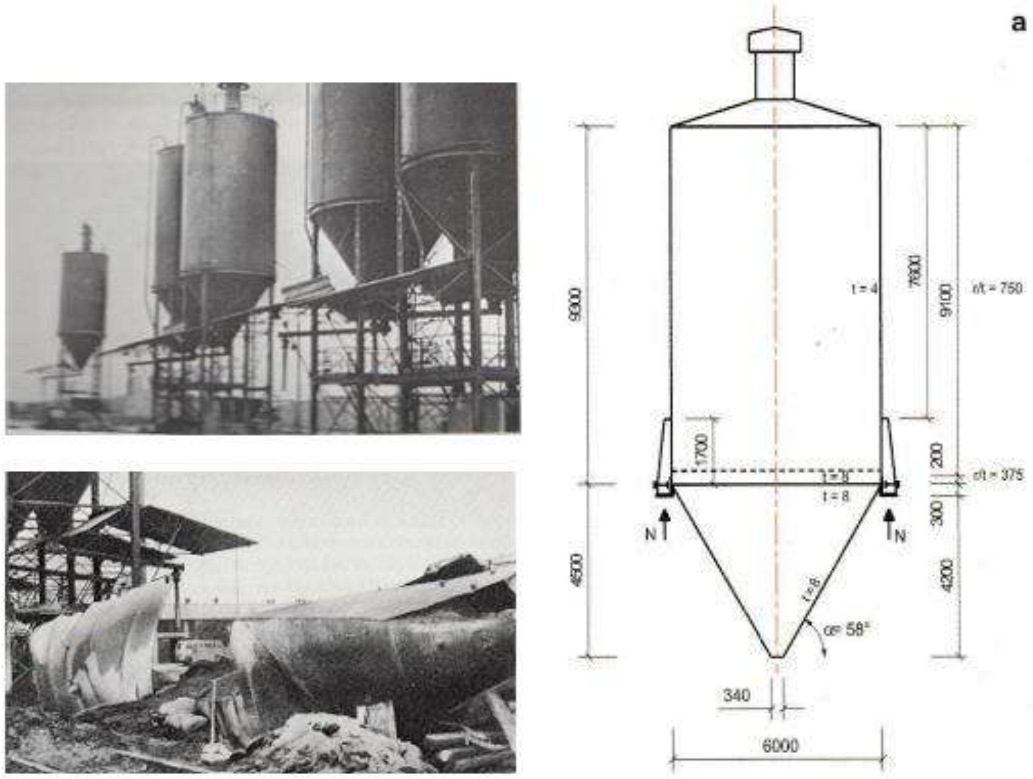


Figure 3. Silo and damaged silo [2]

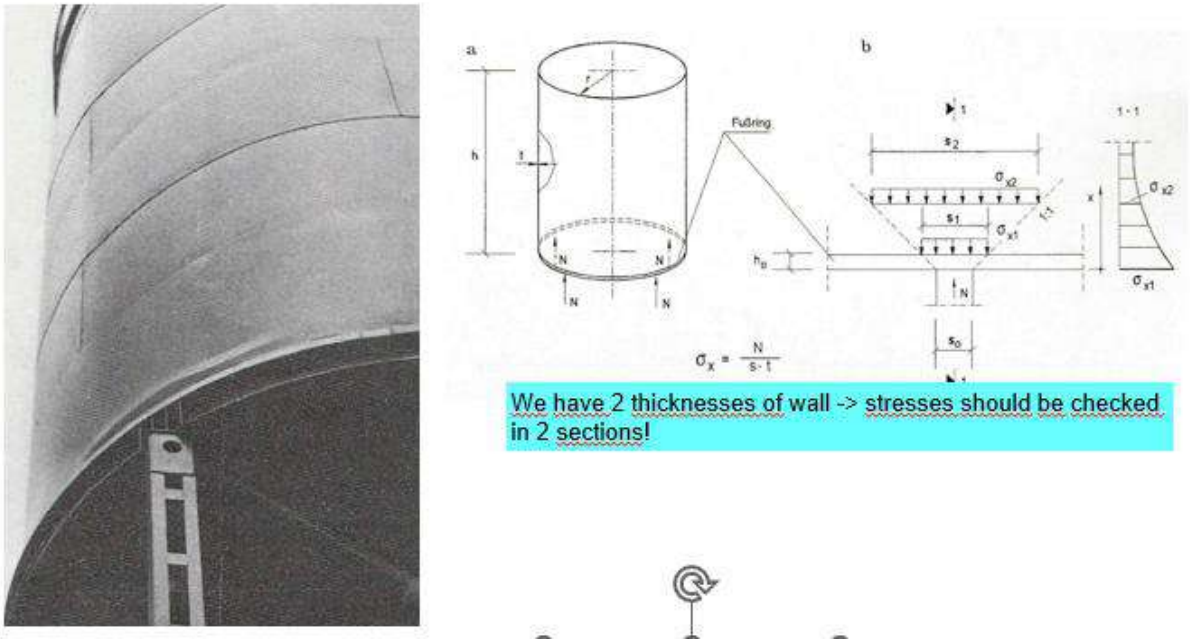


Figure 4. Local buckling above foot ring [2]

One silo was "refurbished" in such a way that the buckles were only relocated. The correct refurbishment involves a tension ring (Fig.5).

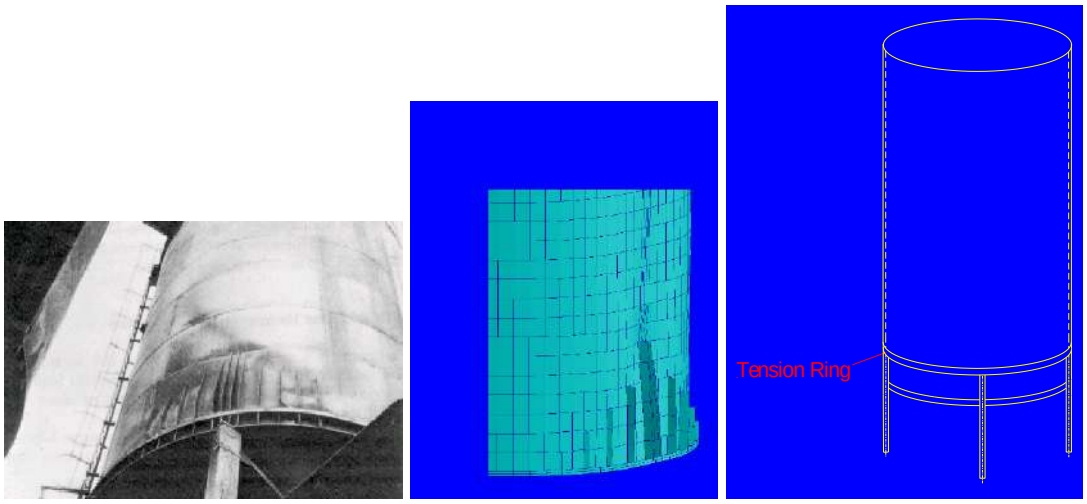


Figure 5. Relocation of buckle due to short ribs. Correct solution with tension ring [2]

Fig. 6 shows a silo from corrugated steel sheets with longitudinal stiffeners. The longitudinal stiffener over the column failed. The curved foot ring under the shell has a deflection. Therefore, the longitudinal stiffener in the middle between two supports does not get a much load. That´s why the longitudinal stiffeners above columns fail (if they are not design with a reserve).

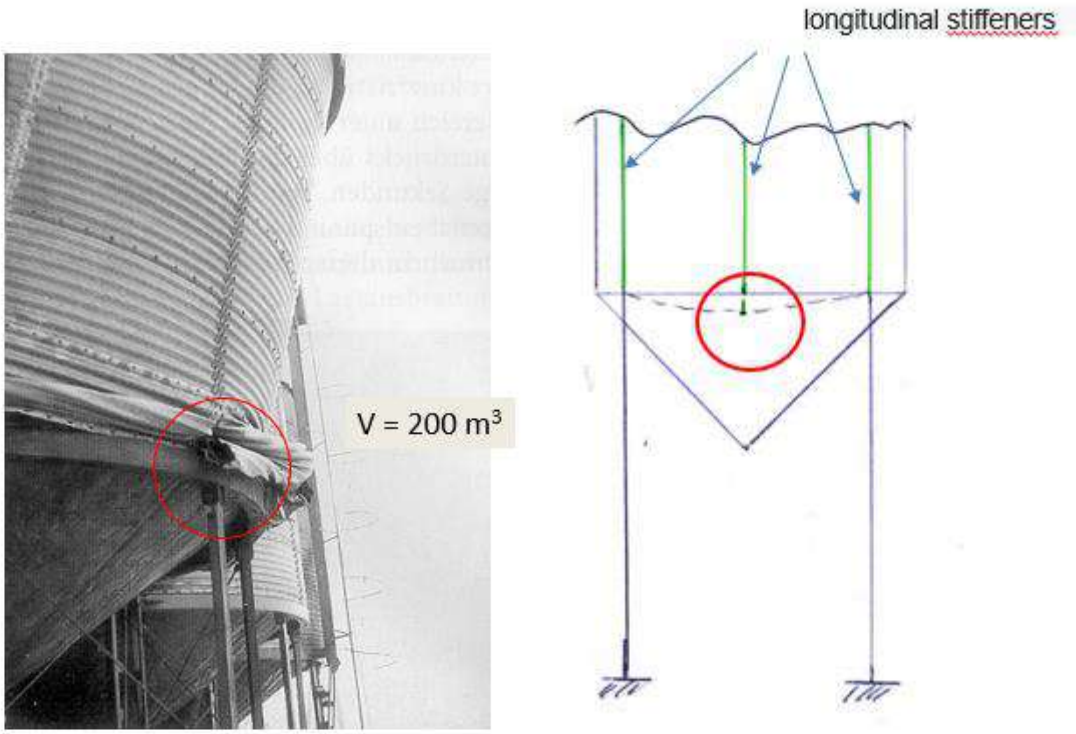


Figure 6. Silo with a failed longitudinal stiffener [1]

Fig. 7 shows a grain silo with intermediate cells, built in 1934. The cell walls are interconnected by anchors (tie rods M16). They have a distance of 1300mm. Several tie rods failed in the thread area. If the intermediate cells are filled only, the cylinder wall buckles and the force in the tie rod N increases (Fig.8).

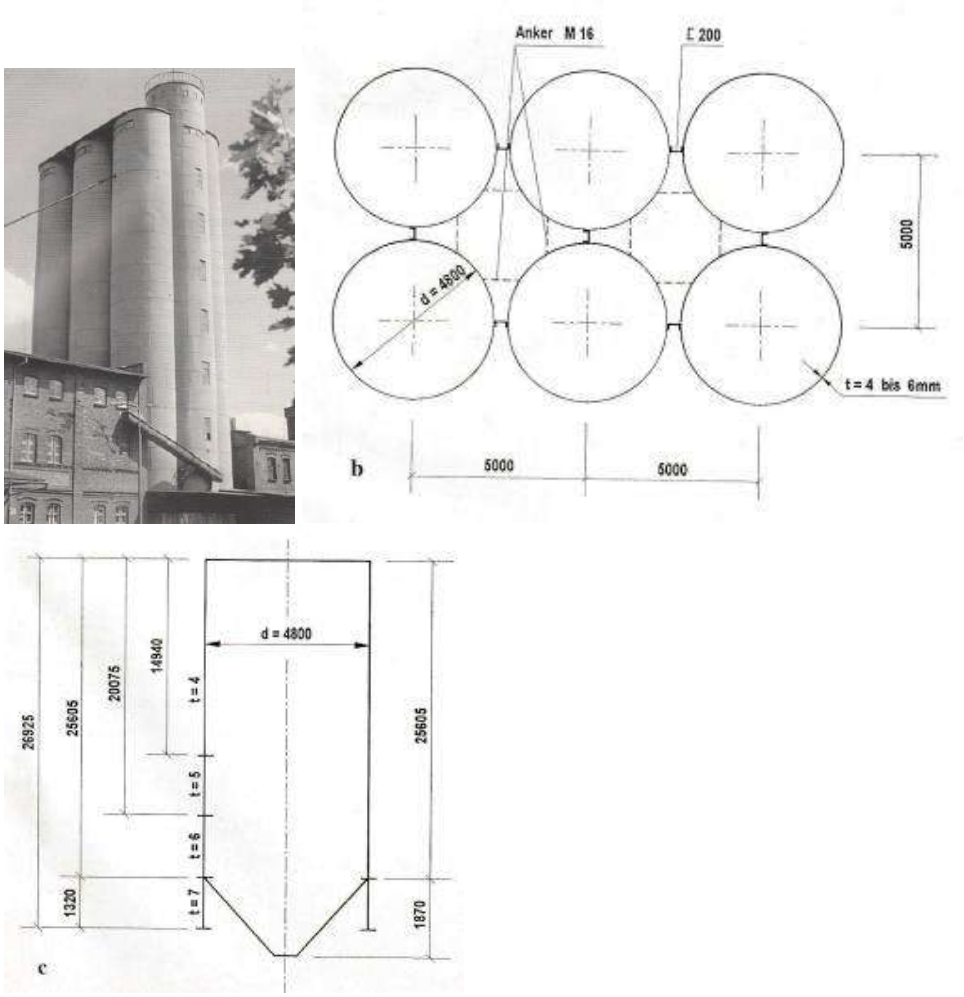


Figure 7. Silos the intermediate cells [1]

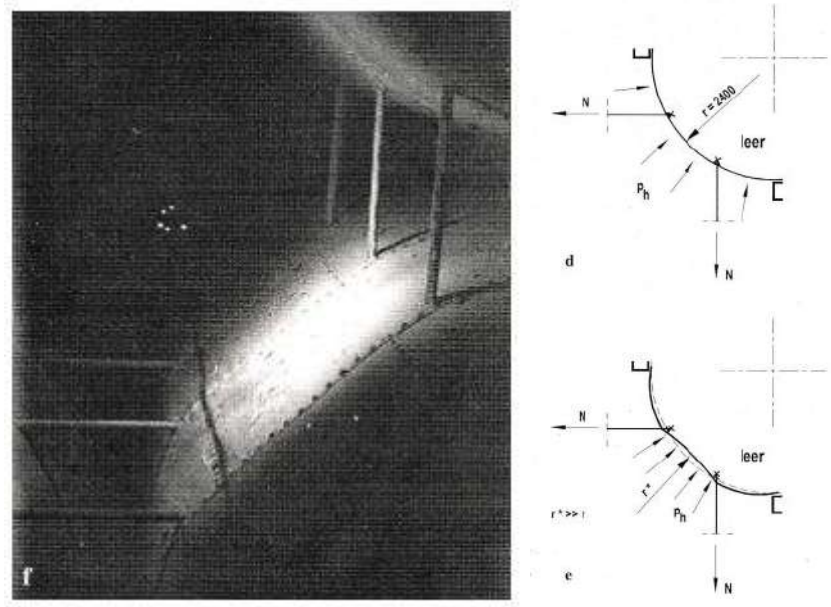


Figure 8. Shell and tie rods [1]

The silos on Fig. 9 have a height of 21.3 m and a diameter of 8.6m. They are made from corrugated web. The thickness of the shell is 1.0 to 2.5mm, the thickness of the stiffeners amounts to 2.0mm to 4.0mm. Filling height of the rape was 13.4m, the friction load p_w=3880kN. 18 longitudinal stiffeners are arranged on the perimeter. One stiffener should carry 3880kN/18=216kN. The silo collapsed where the stiffeners were reversed. The analysis of the stiffener on Fig. 10 confirms this.

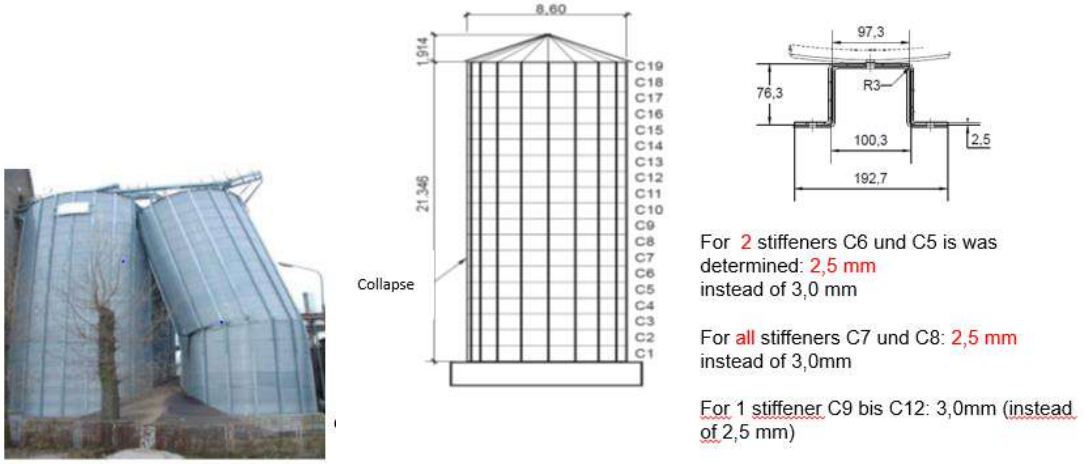


Figure 9. Damaged silo. Silo with swapped stiffeners [4]

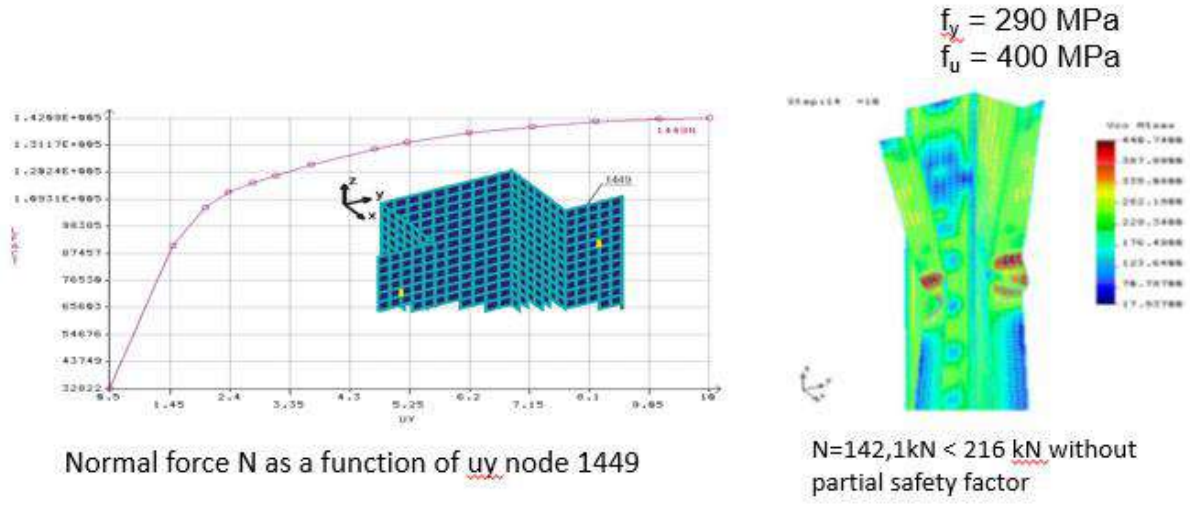


Figure 10. Finite element analysis of the longitudinal stiffener [4]

Fig. 11 shows a coal dust silo in South Africa. The maximum diameter is 10.3m, the overall height of the shell amounts to 21.1m, the wall thickness is 8mm or 10 mm. The bulk material was emptied via two screw conveyors. Soon deformations appeared on the hopper due to not equal emptying. Consequently, the horizontal pressure on the wall was not equal (Fig.12). This causes bending stresses (in addition there is shrinkage of the butt seams) and ovalization. Refurbishment includes restoring the original condition and adding an additional ring in the middle and/or discharge aids.

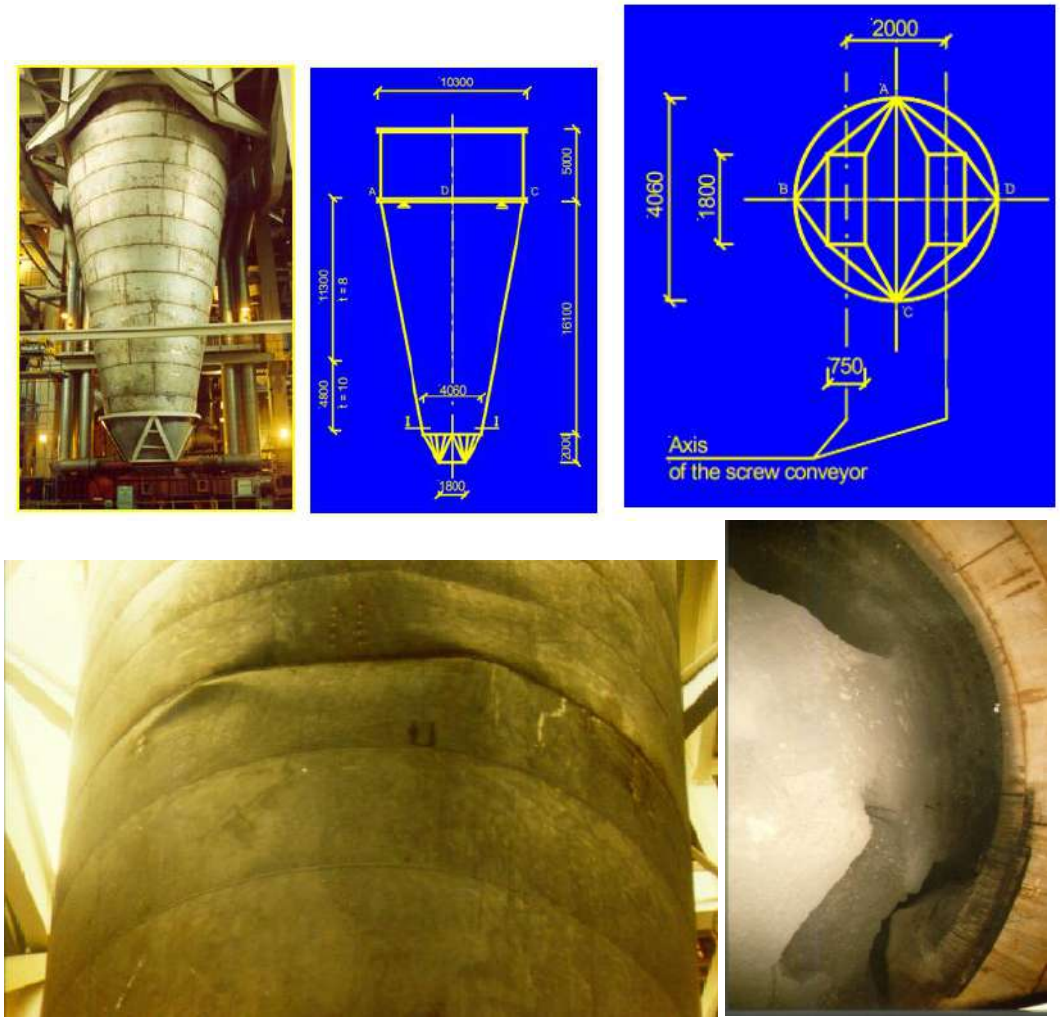


Figure 11. Coal dust silo. Deformation of the shell. View from inside [5]

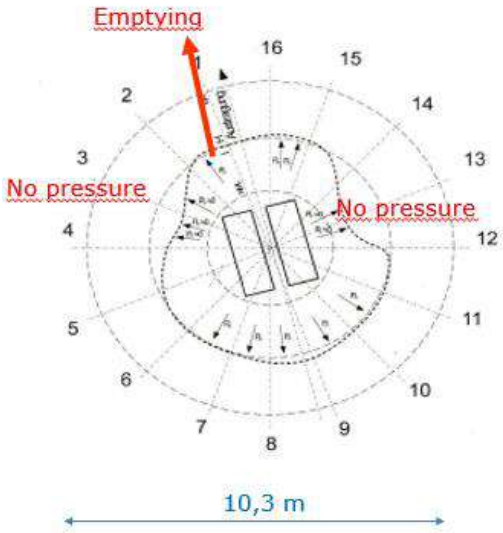


Figure 12. Unevenl horizontal pressure on the hopper [5]

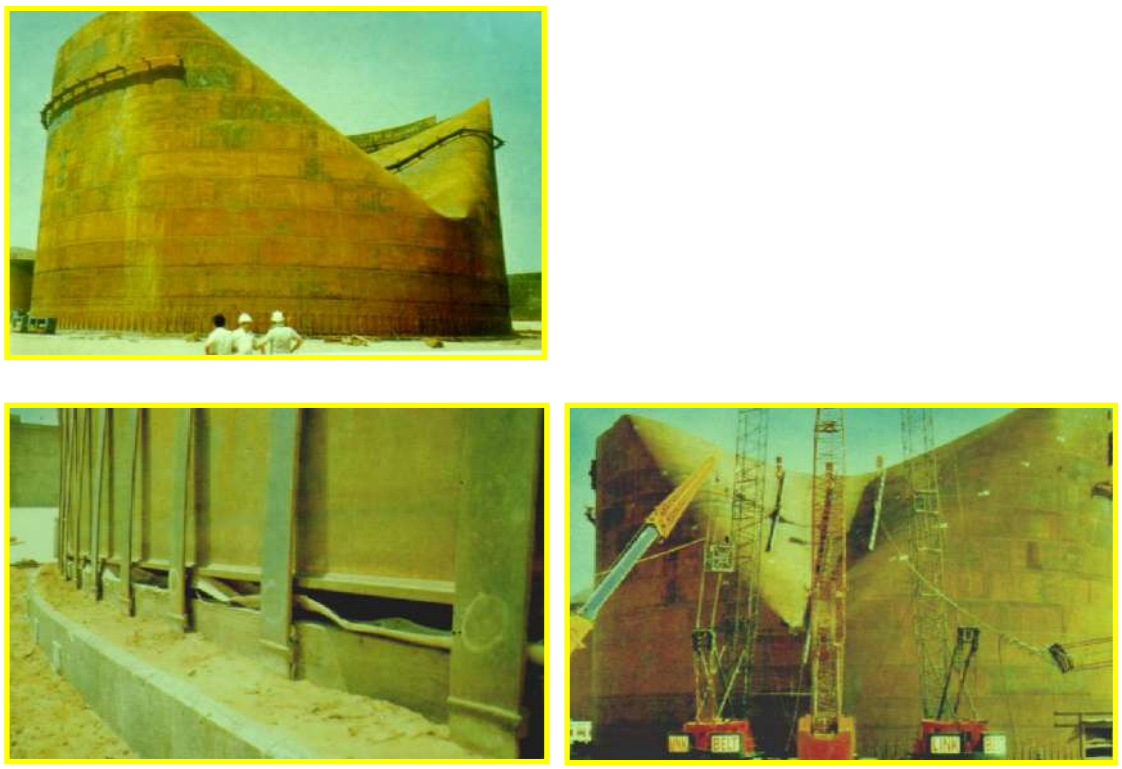


Figure 13. Buckled tank without roof under wind and its refurbishment

Fig. 13 shows buckled 40m high tank The roof was not installed yet. The wind speed was ca. 10km/h. From outside we have pressure, from inside suction. The buckled tank lifted because of weight shift (10cm gap). Refurbishment included pull out of the buckle with winches and traction engines.

The last example is a tank damaged due to negative pressure in the upper part (Fig. 14). The refurbishment can take place due to hydrostatic pressures.

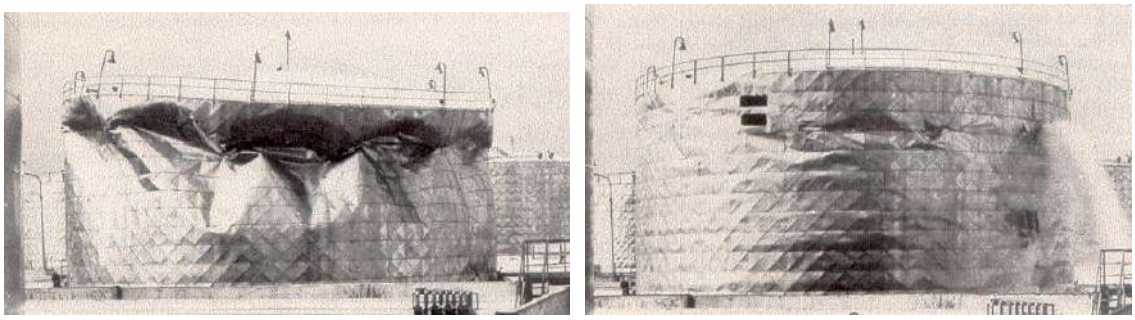


Figure 14. Buckled tank due to negative pressure and its refurbishment

3. Conclusion

We discussed several damages of silos and tanks. Wrong assumptions, design, assembly and human errors caused damages. Measure for refurbishment of silos and tanks were given.

"You only see what you already know and understand" (J.W.v.Goethe, 1819).

References

[1] H. Pasternak, E. Hotala.: Schäden an Stahlsilos – Ursachen und Beispiele weitere Beispiele. Bauingenieur 71 (1996) 223-228

[2] Z. Bodarski et al.: Zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Metallsilos, Bauingenieur 60 (1985) 49-52

[3] R. Greiner et al.: Local loads in cylindrical structures. In Final Report ECCS Contract No. 7210 SA/208, Brussels 1996

[4] A. Matysiak et al.: Ustalenie przyczn awarii budowlanej stalowego silosu na zboze. Report. Zielona Góra 2008

[5] H. Pasternak u.a.: Schäden an Stahlsilos - weitere Beispiele. Bauingenieur 77 (2002) 108-112

ANALYSIS OF MOST PRECISELY CONTEMPORARY MODEL FOR CREEP OF CONCRETE (BAŽANT&BAVEJA2000) AND ITS APPLICATION IN THE INVESTIGATION OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE BEAMS (THEORETICAL APPROACH-CASE STUDY-ACCORDING EC2-PART I)

Konstantin Kazakov [1], Chavdar Stoyanov [2] , Doncho Partov [3] and Angelos Liolios [4]

[1,2,3] *University of Structural Engineering and Architecture, VSU "L. Karavelov", Sofia*
[4] *Helllenic Open University, School of Science and Technology, Patra, Greece,*

Abstract: In this paper analysis of the most precise and modern concrete creep model of Bažant –Baveja 2000, has been carried out, with the aim of its application in the design of determinate composite steel-concrete structures. Its advantages over the other three well-known and practically models are highlighted: EC2, ACI209-R2 and Gardner&Lockmann2001. A real assessment of the applicability of this model in the study of composite steel-concrete beam, taking into account the rheological properties of concrete, using the most perfect visco-elasic body(Arutyunyan-Trost-Bažant) was supposed. A new type of mathematical expressions for the study of static determinate composite steel-concrete beams regarding of rheological properties of concrete, using algebraized law of Bažant, have been derived according to AAEM Method of Bažant. An analysis and comparison of the results obtained according to the creep model of EC2 and BB3, was realized.

Key words: creep compliance models, composite beam, migration of stresses

1. Introduction

The time-varying behaviour of composite steel-concrete members under sustained service loads drawn the attention of engineers who were dealing with the problems of their design more than 60 years[3,4,5]. The solution of structural problems involving creep and shrinkage phenomena in composite steel-concrete beams has been an important task for engineers since the first formulation of the mathematical model of linear viscoelasticity. If on one hand the definition of a suitable formulation of creep laws involved scientists and researchers in past decades and many prediction models have been developed, starting from experimental data and from the direct observation of the long term behaviour of concrete structures, the development of structural analysis procedures, based on the creep models, is on the other hand, of great interest for engineers who need to investigate the effects of creep and shrinkage on the structures they design. In general, time-dependent deformation of concrete may severely affect the serviceability, durability and stability of structures[5,16].

[1] Konstantin Kazakov, Prof. DSc, Univ. Struct. Eng. and Arch.,VSU "L.Karavelov", kskazakov@yahoo.com
[2] Chavdar Stoyanov, PhD Student, Univ. Struct. Eng. and Arch.,VSU "L.Karavelov", ing4040@abv.bg
[3] Doncho Partov, Prof.PhD, Univ. Struct. Eng. and Arch.,VSU "L.Karavelov", partov@vsu.com
[4] Angelos Liolios, PhD, Civ.Eng.,Helllenic Open University, School of Science and Technology, Patra, Greece, aliolios@civi.duth.gr

2. About some methods for time-dependent analysis of composite steel-concrete beams regarding rheology with accent of AAEM method

2.1. Common considerations

The first works, which give the answer to this problem are based on the Law of Glanville(1933) –Dischinger(1937,1939) - **theory of aging[6]**, or also called the **rate - of - creep methods, which** first formulated a time-dependent stress-strain differential relationship for concrete. Its refinement is known as the improved "Dischinger theory of aging" was proposed from Rüsch-Jungwirth-Hilsdorf(1973)[15]. Many books and papers connected with the Law of Dischinger and improved "Dischinger theory of aging" represent one independent group for which it is characteristic, that by writing equilibrium and compatibility equations and the constitutive laws for the two materials, **the problem is governed by a system of two simultaneous differential or integral equations(Fig.1),** which have been derived and solved. Another scientific works which give the answer to this problem used the theory of Maslov(1940)[9] - Arutyunyan(1952)[3] –Prokopovich-(1963)[13]-Aleksandrovskii(1966)[2]. This theory is obviously much more complicated than the „theory of aging", but the theory of aging, is substantially more complicated than the effective modulus method(EMM), described with: $E_{eff} = 1/J(t,\tau) = E(\tau)/1+\varphi(t,\tau)$.

For the designers of the composite steel-concrete construction(Fig.2), is better to know that this method **is exact only if the loads** and stresses in a structure have a single-step history, **which means that they are constant from the moment of first loading**. **This fact is more far from true**, in internally statically indeterminate system with significant stress redistributions induced by creep or shrinkage, as in the case of composite steel-concrete construction. Further development of rheology as a fundamental science and its application to concrete as well as a great number of investigations in the field of creep of concrete have led to new formulations of the time-dependent behavior of concrete. These new formulations giving the relationship between $\sigma_c(t)$ and $\varepsilon_c(t)$ are formulated **by integral equations**, which present the basis of the theory of linear viscoelastic bodies. The integral-type creep law, i.e., the superposition equation for uniaxial prescribed stress history $\sigma(t)$, is expressed by:

$$\varepsilon_c(t,t_0) = \varepsilon^{sh}(t) + \sigma(t_0)J(t,t_0) + \int_{t_0}^{t} \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} J(t,\tau)d\tau \,. \qquad (1)$$

Since the solutions of structural creep problems with realistic compliance function , such as in ACI209R-92, EC2, G&L models and B&B2000 for creep of concrete provisions cannot be performed analytically and require a deep knowledge in the higher level of mathematics theory(integral equations of Volterra, numerical solutions of such of type equations, using formulae of quadratures - such as: trapecoidal rules, Simpson, Chebyshov, Gaus, Euler-Gregory –Macloren), simplified approximate methods have been favoured by designers.

2.2. Formulation of the age-adjusted effective modulus method(AAEM)

However, **in order to avoid the mathematical problems** in solving of the integral equations of Volterra for treating the problem connected with the creep of concrete structures, it has been revised the integral relationship into new algebraic stress-strain relationship:

$$\varepsilon_{ct} = \frac{\sigma_{c0}}{E_{c0}}\left[1+\varphi_t\right]+\frac{\sigma_{ct}-\sigma_{c0}}{E_{c0}}\left[1+\rho\varphi_t\right], \tag{2}$$

where ρ is the relaxation coefficient known from Trost-Zerna works[14,17]. *When more extensive test date and data of long duration became available and were systematically analysed from Bažant[4,8], it turned out that the afore-mentioned theory leading to differential equations are overall not more accurate than the effective modulus methods(Partov and Kantchev[10,11,12]), which leads to algebraic linear equations with respect to time t.* According Bažant and Jirasek[8] none of them is sufficiently accurate compared to the computer solutions for e realistic (un - simplified) compliance function based on long – time –measurements with a broad range of ages at loading. A remedy that is sufficiently accurate in most basic situations we can found in the ***age-adjusted effective modulus method***, proposed and mathematically proven by Bažant[8], as a modification and refinement of the relaxation method, semi-empirically developed by Trost[14,17]. The *age-adjusted effective modulus (AAEM) method* is formulated for a one-step loading history. By using algebraic approach a new simpler forms for (1) **are obtained from Bažant[8].** His methods are based on the hypothesis that the strain in the concrete fibers can be considered as a linear function of the creep coefficient. This permits transforming (1) in to (3):

$$\begin{aligned}\varepsilon_c(t,t_0) &= \varepsilon^{sh}(t)+\sigma_c(t_0)\left[\frac{1}{E_c(t_0)}+\frac{\varphi_{28}(t,t_0)}{E_{c28}}\right]+\\ &+\left[\sigma_c(t)-\sigma_c(t_0)\right]\left[\frac{1}{E_c(t_0)}+\frac{\chi(t,t_0)\varphi_{28}(t,t_0)}{E_{c28}}\right]\end{aligned} \tag{3}$$

where: $\chi(t,t_0)=\dfrac{E_c(t_0)}{E_c(t_0)-R(t,t_0)}-\dfrac{E_{c28}}{E_c(t_0)\varphi_{28}(t,t_0)}$; (4)

is the aging coefficient; $\varphi(t,t_0)$ - the creep coefficient; $R(t,t_0)$ - relaxation function, i.e., the stress response to a constant unit strain applied at the time t_0; E_c - the elastic modulus of concrete at 28 days.

$$R(t,t_1)=\frac{0,992}{J(t,t_1)}-\frac{0,115}{J(t,t-1)}\left[\frac{J(t-\Delta,t_1)}{J(t,t_1+\Delta)}-1\right];\ \Delta=\frac{t-t_1}{2}; \tag{5}$$

The same expression was derived using another approach from Folich in 2012[7]. The AAEM methods is frequently adopted for the basic investigation of stress redistribution in non-homogenous cross-section, like prestressed concrete section with prestressing and reinforcing steel in one or multiple layers, **and steel-concrete composite section.** In the papers [10,11,12] using the mathematical model in Fig.1, the authors introduce the system of linear Volterra integral equation of second kind and obtain the results from their numerical solutions. The kernels of the integral equations contain the respective creep functions corresponding to the model EC2 [1].

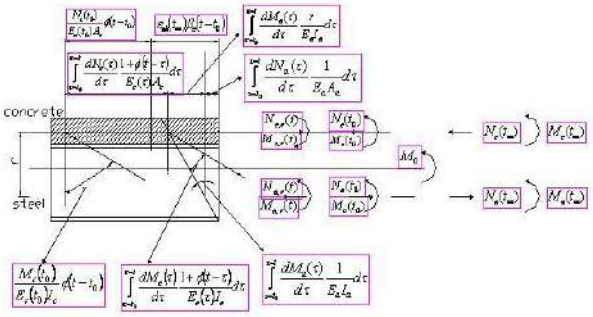


Fig. 1 Mathematical model

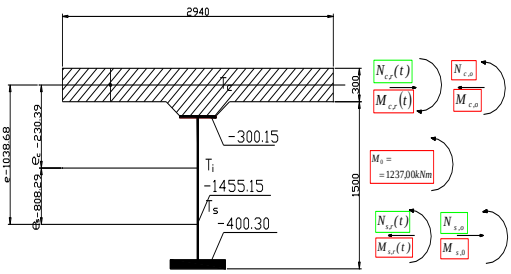


Fig. 2. Composite beam

3. Basic assumption and material constitutive relationship

The hypotheses in the elastic analysis of composite steel-concrete sections with stiff (rigid) shear connectors are comment in [10,11,12]. In the range of service ability loads concrete behaves in a way allowing to be treated as a linear visco-elastic body. Then the stress-strain behavior of concrete can be described with sufficient accuracy by the integral equations (1) by Bolztmann-Volterra:

$$\varepsilon_c(t)=\frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)}\left[1+\phi(t-t_0)\right]+\int_{t_0}^{t}\frac{d\sigma_c(\tau)}{d\tau}\frac{1}{E_c(\tau)}\left[1+\phi(t-\tau)\right]d\tau\,; \qquad (6)$$

Where, according EC2: the creep (compliance) function proposed by the 1990 CEB Model Code ("CEB-FIP"1991) is given by the relationship: $J(t,t_0)=\frac{1}{E_c(t_0)}+\frac{\phi(t,t_0)}{E_c}$, where $\varphi(t,t_0)$ = the creep coefficient; and $E_c(t_0)$ and E_c = modulus of elasticity at the age of t_0 and 28 days, respectively. The creep coefficient is evaluated with the following formula: $\phi(t,t_0)=\phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(t_0)\beta_c(t-t_0)$ where $\phi_{RH}=1+\frac{1-RH/100}{0.46(h_0/100)^{0.33}}$ - is a factor to allow for the effect of relative humidity on the notional creep coefficient. RH is the relative humidity of the ambient environment in % . $\beta(f_{cm})=\frac{5.3}{(f_{cm}/10)^{0.5}}$ - is a factor to allow for the effect of concrete strength on the notional creep coefficient. $\beta(t_0)=\frac{1}{0.1+(t_0)^{0.2}}$ - is a factor to allow for the effect of concrete age at loading on the notional creep coefficient (for continuous process we consider the function). $\beta(\tau)=\frac{1}{0.1+(\tau)^{0.2}}$ is a function of aging, depending on the age of concrete and it characterizes the process of aging. $\beta_c(t-t_0)=\left[\frac{t-t_0}{\beta_H+(t-t_0)}\right]^{0.3}$ is a function to describe the development of creep with time after loading. $\beta_H=150\left[1+\left(1.2\frac{RH}{100}\right)^{18}\right]\frac{h_0}{100}+250\le 1{,}500$ coefficient depending on the relative humidity (RH in %) and notional member size (h_0 in mm), where $f_{cm}=f_{ck}+8=$ the mean compressive strength of concrete at the age of 28 days (megapascals); and

$h_0 = \frac{2A_c}{u} =$ the notional size of member (millimeters) (A_c = the cross section; and u = the perimeter of member in contact with the atmosphere). Constant Young's modulus is given by $E_c = 10^4 (f_{cm})^{\frac{1}{3}}$. Variable Young's modulus is given by: $E_c(t) = \beta_{cc}^{0.5} E_c$, where $E_c = 10^4 (f_{cm})^{\frac{1}{3}}$ and $\beta_{cc} = \exp\left\lfloor s\left(1 - 5.3/t^{0.5}\right)\right\rfloor$, where s = 0.25 for normal and rapid hardening cements. So $E_c(t) = 336190 e^{0.5\left\lfloor 0.25\left(1-\frac{5.3}{\sqrt{t}}\right)\right\rfloor}$, $\phi_0 = \phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(t_0)$ is a final creep coefficient. $\varphi(t-\tau) = \phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(\tau)\beta_c(t-\tau) = \varphi_N k(\tau) f(t-\tau)$, where $k(\tau) = \beta(\tau)$ and $f(t-\tau) = \beta_c(t-\tau)$. The function $\beta_c(t-\tau)$ - (where t is the time interval during which the structure is under observation, τ is the running coordinate of time) – characterizes the process of creeping. The creep (compliance) function proposed by the EC2, is composed of the elastic and creep strains.The elastic strain is reciprocal of the modulus of elasticity at the age of loading $E_c(t_0)$ and the creep strain is the 28 day creep coefficient $\phi_{28}(t,t_0)$ devided by the modulus of elasticity at 28 days (E_{cm28}). The creep coefficient $\phi_{28}(t,t_0)$ is the ratio of the creep strain to the elastic strain due to the load applied at the age of 28 days.

4. Basic Equation of Equilibrium

Let us denote both the normal forces and the bending moments in the cross-section of the plate and the girder after the loading in the time t = 0 with $N_{c,0}$, $M_{c,0}$, $N_{a,0}$, $M_{a,0}$ and with $N_{c,r}(t)$, $M_{c,r}(t)$, $N_{a,r}(t)$, $M_{a,r}(t)$ a new group of normal forces and bending moments, arising due to creep and shrinkage of concrete. For a composite bridge girder with $J_c = \frac{A_c(nI_c)n}{A_s I_s} \le 0.2$ according to the suggestion of (Sonntag 1951) we can write the equilibrium conditions in time t as follows

$$N(t) = 0; \quad N_{c,r}(t) = N_{a,r}(t); \tag{7}$$

$$\sum M(t) = 0; \quad M_{c,r}(t) + N_{c,r}(t) r = M_{a,r}(t); \tag{8}$$

Due to the fact that the problem is a twice internally statically indeterminate system, the equilibrium equations (7), (8) are not sufficient to solve it. It is necessary to produce two additional equations in the sense of compatibility of deformations of both steel girder and concrete slab in time t (Fig. 1).

5. Deriving of the generalised mechanic-mathematical model using integral equation of Volterra:

5.1. According EC2

Using strain- compatibility on the contact surfaces between the concrete and the steel members and compatibility of curvature when $\tau = t$ for constant elasticity module of concrete for assessment of normal forces $N_{c,r}(t)$ and bending moment $M_{c,r}(t)$ two linear integral Volterra equations(9-10) of the second kind are derived[10]:

$$N_{c,r}(t) = \lambda_N \int_{t_0}^{t} N_{c,r}(\tau) \frac{d}{d\tau}\left[1 + \phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(\tau)\beta_c(t-\tau)\right] d\tau + \lambda_N N_{c,0}\phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(t_0)\beta_c(t-t_0) +$$
$$+\lambda_N N_{sh}\beta_c(t-t_0) \tag{9}$$

$$M_{c,r}(t)=\lambda_M\int_{t_0}^{t}M_{c,r}(\tau)\frac{d}{d\tau}\left[1+\phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(\tau)\beta_c(t-\tau)\right]d\tau+\lambda_M M_{c,0}\phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(t_0)\beta_c(t-t_0)-$$

$$-\lambda_M\frac{E_cI_c}{E_aI_a}N_{c,r}(t)r \qquad (10)$$

In which: $\lambda_N=\left[1+\frac{E_cA_c}{E_aA_a}\left(1+\frac{A_ar^2}{I_a}\right)\right]^{-1}$; (11); $\lambda_M=\left[1+\frac{E_cI_c}{E_aI_a}\right]^{-1}$; (12)

In each of these equations the functions:

$\lambda_N N_{c,0}\Phi(t_c)\beta_c(t-t_0)$, $\lambda_M M_{c,0}\Phi(t_c)\beta_c(t-t_0)$, $\frac{d}{d\tau}(1+\Phi(t_c)\beta(t-\tau)$ - are given.

7. Numerical Example according EC2 creep model

The two methods presented in the previous paragraph is now applied to a simply supported beam, subjected to a uniform load, whose cross section is shown in Fig. 2. *The following parameters are chosen according EC2 model.*

$E_c=3{,}2.10^4\ MPa,\ E_a=2{,}1.10^5\ MPa,\ A_c=8820\,cm^2,\ A_a=383{,}25\,cm^2, n=\frac{E_a}{E_c}=6{,}56$

$I_c=661500\,cm^4,\ I_a=1217963{,}7\,cm^4,\ r_c=23{,}039\,cm,\ r_a=80{,}829\,cm,\ r=103{,}868\,cm,$

$A_i=2453{,}05\,cm^2,\ I_i=4536360{,}758\ cm^4.M_0=1237\,kNm,\ N_{c,o}=846{,}60\,kN,\ M_{c,o}=27{,}56\,kNm$

$M_{a,o}=330{,}13kNm,\ \lambda_N=\left[1+\frac{E_cA_c}{E_aA_a}\left(1+\frac{A_ar^2}{I_a}\right)\right]^{-1}=0{,}060545358,\ \lambda_M=\left[1+\frac{E_cI_c}{E_aI_a}\right]^{-1}=0{,}922950026$

$$\beta(f_{cm})=\left.\frac{5.3}{(f_{cm}/10)^{0.5}}\right|_{f_{cm}=30}=3.06 \qquad \beta(t_0)=\left.\frac{1}{0.1+(t_0)^{0.2}}\right|_{t_0=60}=0{,}4223$$

$$\beta_H=150\left[1+(1.2*80/100)^{18}\right]h_0/100+250=915{,}82<1500$$

$h_0=2AC/u=300\ mm;\ \ \phi_{RH}=1+\left.\frac{1-RH/100}{0.46\sqrt[3]{(h_0/100)}}\right|_{RH=80,h_0=300}=1{,}30146;\qquad \phi_0=\phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(t_0)$

=**1,6817;** $\beta_c(36500-60)=0{,}9925811;\quad \phi_{t=36500}=\phi_0\beta_c(36500-60)=1{,}669242;$

7.1. Numerical solution using integral equation of Volterra

In Fig. 3a,b,c, it is shown the values of normal forces and bending moments in time *t*. A numerical method for time-dependent analysis of composite steel-concrete sections *according EC2,* models is develop using MATLAB code and numerical algorithm which was successfully applied to a simple supported beam. For our purpose we consider a period of about 100-102 years. These numerical procedures, suited to a PC, are employed to better understand the influence of the creep of the concrete in time-dependent behaviour of composite section. For a good accuracy of the time values, the numerical results are presented on **logarithmic time scales**. The choice of the length of time step of the proposed numerical algorithm is based on numerous numerical experiments with different steps (seven, three and one days). So we conclude that good

results can be achieved from practical point of view with one day step. For the service load analysis, the proposed numerical method makes it possible to follow with great precision the migration of the stresses from the concrete slab to the steel beam, which occurs gradually during the time as a result of the creep of the concrete.

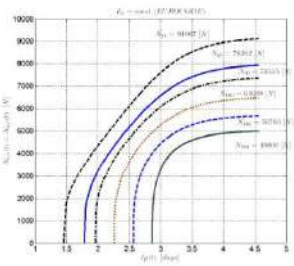
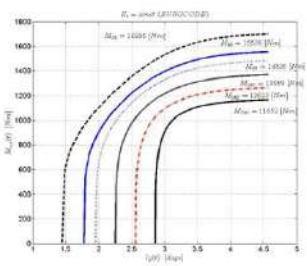
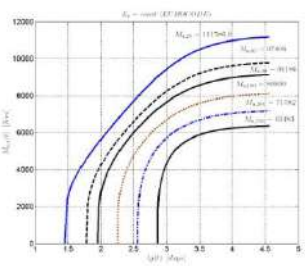
a)  b)  c) 

Fig. 3a. Normal forces $N_{c,r}(t) = N_{a,r}(t)$; **Fig. 3b.** Bending moments $M_{c,r}(t)$; **Fig. 3c.** Bending moments $M_{c,r}(t)$ in time: $t = 36528 - 37230$ days;

7.2. Prediction of concrete creep effect using AAEM

Let,s consider the next following initial data: $t_0 = 60$ days; $t_\infty = 36561$ days;
$E_c(t_0) = 32000MPa$;
The creep coefficient: **7.2.1**

$$\phi(t = 36561, t_0 = 60) = \phi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(t_0)\beta_c(t - t_0) = 1,30146.3,06.\frac{1}{0,1+(t_0 = 60)^{0,2}}\left[\frac{t - t_0 = 36561 - 60}{\beta_H + (t - t_0) = 37416,8215}\right]^{0,3} =$$

$$= 1,30146.3,06.0,422309218.0,9925933490 = 1,669376029$$

7.2.1.1. $J(t = 36561, t_0 = 60) = \frac{1+\varphi(t,t_0)}{E_{cmt_0}} = \frac{1+1,669376029}{32000} = 0,000083418$;

7.2.2. $\varphi(t, t_0 = (t-1)) = (36561, 36560) = 1,30146.3.06\frac{1}{0,1+(36560)^{0,2}}\left[\frac{t - t_0 = 36561 - 36560 = 1}{\beta_H + (t - t_0) = 915,82 + 1}\right]^{0,3} =$

$= 1,30146.3,06.0,120814731.0,129215548 = 0,062170866;$

7.2.2.1. $J(t = 36561, t - 1 = 36560) = \frac{1+\varphi(t,t-1)}{E_{cmt_0}} = \frac{1+0,062170886}{32000} = 0,000033193$;

7.2.3. $\Delta = \frac{t - t_1}{2} = \frac{36561 - 60}{2} = 18250,5$;

7.2.3.1. $\varphi(t - \Delta, t_1) = \varphi(36561 - 18210.5, 60) = \varphi(18310.5, 60) = 1,30146.3,06.\frac{1}{0,1+60^{0,2}}\left[\frac{t - t_0 = 18250.5}{915,82 + 18250.5}\right]^{0,3} =$

$= 1,30146.3,06.0.422309218.0,9854187 = 1,65730947;$

7.2.3.2. $J(t - \Delta, t_1) = \frac{1+\varphi(t-\Delta,t_1)}{E_{cmt_0}} = \frac{1+1,65730947}{32000} = 0,00008304$;

7.2.4. $\phi(t, t_1 + \Delta) = \varphi(t = 36581, t_1 = 18310,5) =$

$$1,30146.3.06.\frac{1}{0,1+18310,5^{0,2}}\left[\frac{3651 - 18310,5 = 18250,5}{915,82 + 18250,5}\right]^{0,3} = 0,543471326;$$

7.2.4.1. $J(t, t_1 + \Delta) = \frac{1+\varphi(t,t_1+\Delta)}{E_{t_0}} = \frac{1+0,543471328}{32000} = 0,000048233$;

7.2.4.2. $R(t, t_0)$ **- relaxation function:**

$$R(t,t_0)=\frac{0,992}{J(t,t_0)}-\frac{0,115}{J(t,t-1)}\left[\frac{J(t-\Delta,t_1)}{J(t,t_1+\Delta)}-1\right]=$$

$$\frac{0,992}{0,000083418}-\frac{0,115}{0,000033192}\left[\frac{0,00008304}{0,000048233}-1\right]=9391,648807$$

7.2.5. The aging coefficient:

$$\chi(t,t_0)=\chi(36561,60)=\frac{E(t_0)}{E(t_0)-R(t,t_0)}-\frac{1}{\phi(t,t_0)}=\frac{32000}{32000-9391,648807}-\frac{1}{1,669376029}=0,876379967$$

7.2.6. Calculating $N_c(t)$ using the formulae:

Then: : $N_c(t)=\frac{N_c(t,t_0).\varphi(t,t_0).\lambda_N}{1+\chi(t,t_0).\varphi(t,t_0)\lambda_N}=\frac{84660.1,669376029.0,060545358}{1+0,876379967.1,669376029.0,060545358}=7904,547999daN$
(according AAEM).

7.2.7. Calculating $M_c(t)$ using the formulae:

$$M_c(t)=\frac{M_c(t_0).\varphi(t,t_0).\lambda_M}{1+\chi(t,t_0).\varphi(t,t_0)\lambda_M}-\frac{N_c(t\ ).r.\lambda_M\frac{E_cI_c}{E_aI_a}}{1+\chi(t,t_0).\varphi(t,t_0).\lambda_M}=$$

$$=\frac{2756.1,669376029.0,0922950026}{1+0,816379967.1,669376024.0,922950026}-\frac{7904,597999.1,0387.0,922950026.0,082761087}{1+0,816379967.1,669376029.0,922950026}=$$

$$==1881,264618-277,8514146=1603,413204daNm.$$

7.2.8. Calculating $M_a(t)$ using the formulae:

$M_a(t)=M_c(t)+N_c(t).r=1603,413204+7904,597999.1,0387=9813,919142$ daNm.

7.2.8.1. Comparisons between the results obtained from the numerical solution and AAEM methods are as follows:

$N_c(t)$ =**7904,597 daN (by AAEM)** and $N_c(t)$ =7920,00 daN (by numerical method); (Δ =0,202 %).

$M_c(t)$ =**1603,413 daNm (by AAEM)** and $M_c(t)$ = 1553,90 daNm (by numerical method) (Δ=3,98%).

$M_a(t)$ = **9813,919 daNm (by AAEM)** and $M_a(t)$ = 9780,60 daNm (by numerical method). (Δ=0,339%).

(CONTINUED ON PART –II)

ANALYSIS OF MOST PRECISELY CONTEMPORARY MODEL FOR CREEP OF CONCRETE (BAŽANT&BAVEJA2000) AND ITS APPLICATION IN THE INVESTIGATION OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE BEAMS (THEORETICAL APPROACH-CASE STUDY-ACCORDING BB3-PART II)

Konstantin Kazakov [1], Chavdar Stoyanov [2] , Doncho Partov [3] and Angelos Liolios [4]

[1,2,3] *University of Structural Engineering and Architecture, VSU "L. Karavelov", Sofia*
[4] *Helllenic Open University, School of Science and Technology, Patra, Greece,*

Abstract: In this paper analysis of the most precise and modern concrete creep model of Bažant –Baweja 2000, has been carried out, with the aim of its application in the design of determinate composite steel-concrete structures. Its advantages over the other three well-known and practically models are highlighted: EC2, ACI209-R2 and Gardner&Lockmann2001. A real assessment of the applicability of this model in the study of composite steel-concrete beam, taking into account the rheological properties of concrete, using the most perfect visco-elasic body(Arutyunyan-Trost-Bažant) was supposed. A new type of mathematical expressions for the study of static determinate composite steel-concrete beams regarding of rheological properties of concrete, using algebraized law of Bažant, have been derived according to AAEM Method of Bažant. An analysis and comparison of the results obtained according to the creep model of EC2 and BB3, was realized.

Key words: creep compliance models, composite beam, migration of stresses

8. Deriving of the generalised mechanic-mathematical model using algebraic equation, according AAEM methods of Bažant

Using the above mentioned approach, for constant elasticity module of concrete for assessment of normal forces $N_c(t)$ and bending moment $M_c(t)$ two algebraic expressions are derived[10,11,12]:

$$N_c(t)=\frac{N_c(t_0)\varphi(t,t_0)}{\left[\lambda_N^{-1}+\chi(t,\tau)\varphi(t,\tau)\right]}=\frac{N_c(t_0)\varphi(t,t_0)\lambda_N}{\left[1+\chi(t,\tau)\varphi(t,\tau)\lambda_N\right]}; \tag{11}$$

$$M_c(t)=\frac{M_c(t_0)\varphi(t,t_0)}{\left[\lambda_M^{-1}+\chi(t,\tau)\varphi(t,\tau)\right]}-\frac{N_c(t)r}{\left[\lambda_M^{-1}+\chi(t,\tau)\varphi(t,\tau)\right]}\frac{E_cJ_c}{E_aJ_a}= \tag{12}$$
$$=\frac{M_c(t_0)\varphi(t,t_0)\lambda_M}{\left[1+\chi(t,\tau)\varphi(t,\tau)\lambda_M\right]}-\frac{N_c(t)r\lambda_M}{\left[1+\chi(t,\tau)\varphi(t,\tau)\lambda_M\right]}\frac{E_cJ_c}{E_aJ_a}$$

[1] Konstantin Kazakov, Prof. DSc, Univ. Struct. Eng. and Arch.,VSU "L.Karavelov", kskazakov@yahoo.com
[2] Chavdar Stoyanov, PhD Student, Univ. Struct. Eng. and Arch.,VSU "L.Karavelov", ing4040@abv.bg
[3] Doncho Partov, Prof.PhD, Univ. Struct. Eng. and Arch.,VSU "L.Karavelov", partov@vsu.com
[4] Angelos Liolios, PhD, Civ.Eng.,Helllenic Open University, School of Science and Technology, Patra, Greece, aliolios@civi.duth.gr

9. Modeling and calculating of Creep in hardened Concrete according Bažant&Baweja B3 Model

9.1. Basic Equations for determining the Creep Coefficient

The Bažant-Baweja (1995) B3 model is the latest variant in a number of shrinkage and creep prediction methods developed by Bažant and his coworkers at Northwestern University. According to Bažant and Baweja (2000), the B3 model is simpler and is better theoretically justified than the previous models. The effect of concrete composition and design strength on the model parameters is the main source of error of the model. The prediction of the material parameters of the B3 model from strength and composition is restricted to portlandcement concrete with the following parameter ranges: • $0.35 \le w/c \le 0.85$; • $2.5 \le a/c \le 13.5$; • 17 MPa ≤ *fcm*28 ≤ 70 MPa (2500 psi ≤ *fcm*28 ≤ 10,000 psi); and • 160 kg/m3 ≤ *c* ≤ 720 kg/m3 (270 lb/yd3 ≤ *c* ≤ 1215 lb/yd3), where *fcm*28 is the 28-day standard cylinder compression strength of concrete (in MPa or psi), *w*/*c* is the water-cement ratio by weight, *c* is the cement content (in kg/m3 or lb/yd3), and *a*/*c* is the aggregate-cement ratio by weight. If only design strength is known, then *fcm*28 = *fc*′ + 8.3 MPa (*fcm*28 = *fc*′ + 1200 psi). The Bažant-Baweja B3 model is restricted to the service stress range (or up to about 0.45*fcm*28). The formulas are valid for concretes cured for at least 1 day. Required parameters: • Age of concrete when drying starts, usually taken as the age at the end of moist curing, (days); • Age of concrete at loading (days); • Aggregate content in concrete (kg/m3 or lb/yd3); • Cement content in concrete (kg/m3 or lb/yd3); • Water content in concrete (kg/m3 or lb/yd3); • Cement type; • Concrete mean compressive strength at 28 days (MPa or psi); • Modulus of elasticity of concrete at 28 days (MPa or psi); • Curing condition; • Relative humidity expressed as a decimal; • Shape of specimen; and • Volume-surface ratio or effective cross-section thickness (mm or in.).

9.2. Numerical example according BB3 method

For determining the creep coefficient, according the model of BB3, presented in the previous paragraph, is now applied to a simply supported beam, subjected to a uniform load, whose cross section is shown in Fig. 2.

$$E_c = 2.7318.10^4\ MPa,\ E_a = 2{,}1.10^5\ MPa,\ A_c = 8820\,cm^2,\ A_a = 383{,}25\,cm^2, n = \frac{E_a}{E_c} = 7{,}687$$

$$I_c = 661500\,cm^4,\ I_a = 1217963{,}7\,cm^4,\ r_c = 26{,}0075\,cm,\ r_a = 77{,}8605\,cm,\ r = 103{,}868\,cm,$$

$$A_i = 1530{,}6410\,cm^2,\ I_i = 4364431{,}415\,cm^4, M_0 = 1237\,kNm,\ N_{c,o} = 845{,}77\,kN,\ M_{c,o} = 24{,}39\,kNm$$

$$M_{a,o} = 342{,}37kNm,\ \lambda_N = \left[1 + \frac{E_c A_c}{E_a A_a}\left(1 + \frac{A_a r^2}{I_a}\right)\right]^{-1} = 0{,}070217765,\ \lambda_M = \left[1 + \frac{E_c I_c}{E_a I_a}\right]^{-1} = 0{,}93350025$$

9.2.1. Deriving of the generalised mechanic-mathematical model using integral equation of Volterra:

9.2.1.1. According BB3

Using strain- compatibility on the contact surfaces between the concrete and the steel members and compatibility of curvature when $\tau = t$ for constant elasticity module of concrete for assessment of normal forces $N_{c,r}(t)$ and bending moment $M_{c,r}(t)$ two linear integral Volterra equations(13-14, 13a-14a) of the second kind are derived[10]:

$$N_{c,r}(t) = \lambda_N \int_{t_0}^{t} N_{c,r}(\tau) \frac{d}{d\tau}[q_1 + C_0(t,\tau) + C_d(t,\tau,t_c)]d\tau * E_{cm28} +$$

$$+\lambda_N N_{c,0}[q_1 + C_0(t,t_0)]E_{cm28} \quad (13)$$

$$M_{c,r}(t) = \lambda_M \int_{t_0}^{t} M_{c,r}(\tau) \frac{d}{d\tau}[q_1 + C_0(t,\tau) + C_d(t,\tau,t_c)]d\tau * E_{cm28} +$$

$$+\lambda_M M_{c,0}[q_1 + C_0(t,t_0) + C_d(t,t_0,t_c)] * E_{cm28} - \lambda_M \frac{E_c J_c}{E_a J_a} N_{c,r}(t)r \quad (14)$$

Or:

$$N_{c,r}(t) = \lambda_N \int_{t_0}^{t} N_{c,r}(\tau) \frac{d}{d\tau}[q_1 + q_2 Q(t,\tau) + q_3 \ln(1+(t-\tau)^n) + q_4(e^{-8H(t)} - e^{-8H(\tau)})^{0.5}]d\tau * E_{cm28} +$$

$$+\lambda_N N_{c,0}[q_1 + q_2 Q(t,t_0) + q_3 \ln(1+(t-t_0)^n) + q_4(e^{-8H(t)} - e^{-8H(t_0)})^{0.5}] * E_{cm28}; \quad (13a)$$

$$M_{c,r}(t) = \lambda_M \int_{t_0}^{t} M_{c,r}(\tau) \frac{d}{d\tau}[q_1 + q_2 Q(t,\tau) + q_3 \ln(1+(t-\tau)^n) + q_4(e^{-8H(t)} - e^{-8H(\tau)})^{0.5}]d\tau * E_{cm28} +$$

$$+\lambda_M M_{c,0}[q_1 + q_2 Q(t,t_0) + q_3 \ln(1+(t-t_0)^n) + q_4(e^{-8H(t)} - e^{-8H(t_0)})^{0.5}] * E_{cm28} - \lambda_M \frac{E_c J_c}{E_a J_a} N_{c,r}(t)r; \quad (14a)$$

In which: $\lambda_N = \left[1 + \frac{E_c A_c}{E_a A_a}\left(1 + \frac{A_a r^2}{I_a}\right)\right]^{-1} = 0,070217765;;$ (15)

$$\lambda_M = \left[1 + \frac{E_c I_c}{E_a I_a}\right]^{-1} = 0,93350025 \quad ; \quad (16)$$

In each of these equations the functions:

$\lambda_N N_{c,0}[q_1 + C_0(t,t_0) + C_d(t,t_0,t_c)]E_{cm}$; ; $\lambda_N M_{c,0}[q_1 + C_0(t,\tau) + C_d(t,\tau,t_c)]E_{cm}$;

$\frac{d}{d\tau}[\overline{q_1} + C_0(t,\tau) + C_d(t,\tau,t_c)]$; are given.

9.2.2. Numerical solution using integral equation of Volterra

A numerical method for time-dependent analysis of composite steel-concrete sections according: *Bažant&Baweja2000 model,* is develop using MATLAB code and numerical algorithm[10,11,12] which was successfully applied to a simple supported beam. The choice of the length of time step(one day) of the proposed numerical algorithm is based on numerous numerical experiments with different steps. So we conclude that good results can be achieved from practical point of view with one day step. For our purpose we consider a period of about 102-103 years. *Because of the suddenly passing away of the Assoc. Prof. V. Kantchev on 8.11.2018, the results of numerical method will be present in another future article.*

9.3. Parameters according B&B2000

9.3.1. Compliance function:

$J(t,t_0) = q_1 + C_0(t,t_0) + C_d((t,t_0,t_c)$: (17)

is e average compliance function at concrete age *t* caused by a unit uniaxial constant stress applied at age *to*, incorporating instantaneous deformation, basic and drying creep; q_1 is the instantaneous strain due to unit stress (inverse of the asymptotic elastic modulus) that is, in theory, approached at a time of about 10^{-9} second; $C_0(t,t_0)$ is the compliance function for basic creep; $C_d((t,t_0,t_c)$ is the additional compliance function for drying creep; and *t*, t_c, and t_o are the age of concrete, the age drying began or end of moist curing, and the age of concrete loading in days, respectively. The instantaneous strain may be written $q_1=1/E_0$, where E_0 is the asymptotic elastic modulus. The use of E_0 instead of the conventional static modulus E_{cm} is convenient because concrete exhibits pronounced creep, even for very short loads duration. E_0 should not be regarded as a real elastic modulus, but merely an empirical parameter that can be considered age independent. Therefore, the instantaneous strain due to unit stress is expressed in Eq. (A-38)[1].

$q_1 = 0,6 / E_{cm28} = 0,6 / 27318 \frac{1}{MPa} = 21,963.10^{-6} \frac{1}{MPa}$; According to this model, the basic creep is composed of three terms: an aging viscoelastic term, a nonaging viscoelastic term, and an aging flow term: $C_0(t,t_0) = q_2.Q(t,t_0) + q_3.\ln[1+(t-t_0)^n] + q_4.\ln(t/t_0)$; where: $q_2.Q(t,to)$ is the aging viscoelastic compliance term. $q_2 = 185,4.10^{-6}.409^{0.5}.33.30^{-0.9} = 159,90.10^{-6} \frac{1}{MPa}$; The cement content *c* (in kg/m^3) and the concrete mean compressive strength at 28 days f_{cm28} (in MPa) are required to calculate the parameter q_2 in Eq. (A-41)[1].; $Q(t,to)$ is an approximate binomial integral that must be multiplied by the parameter q_2 to obtain the aging viscoelastic term: $Q(t,t_0) = Q_f(t_0)[1+(\frac{Q_f(t_0)}{Z(t,t_0)})^{r(t_0)}]^{-\frac{1}{r(t_0)}}$; Equations (A-43) to (A-45)[1] can be used to approximate the binomial integral: where: $Q_f(t_0) = [0.086(t_0)^{2/9} + 1,21(t_0)^{4/9}]^{-1}$; by: $t_0 = 28$; $Q_{f,to=28} = 0,18178$; $t_0 = 60$; $Q_{f,to=60} = 0,1302$; $r(t_0) = 1,7(t_0)^{0,12} + 8$;

$r(t_{28}) = 1,7(t_{28})^{0,12} + 8 = 10,535$; $r(t_{60}) = 1,7(t_{60})^{0,12} + 8 = 10,778$;

$Z(t,t_0) = (t_0)^{-0,5}.\ln[1+(t-t_0)^{0,1}]$; $Z(36500,28) = (28)^{-0,5}.\ln[1+(36500-28)^{0,1}] = 0,19844$;

$Z(36500,60) = (60)^{-0,5}.\ln[1+(36500-60)^{0,1}] = 0,17432$;

$Q(t,t_0) = Q(36500,28) = Q_f(28)[1+(\frac{Q_f(28)}{Z(36500,28)})^{r(28)}]^{-\frac{1}{r(28)}} = 0.18178[1+(\frac{0.18178}{0.19844})^{10.535}]^{-\frac{1}{10.535}} = 0.1761$

$Q(t,t_0) = Q(36500,60) = Q_f(60)[1+(\frac{Q_f(60)}{Z(36500,60)})^{r(60)}]^{-\frac{1}{r(60)}} =$

$= 0.1302[1+(\frac{0.1302}{0.17432})^{10.778}]^{-\frac{1}{10.778}} = 0.1296;$

q_3 *:* is the non-aging visco-elastic compliance parameter, and q_4 is the aging flow compliance parameter. These parameters are a function of the concrete mean compressive strength at 28 days *fcm*28 (in MPa), the cement content *c* (in kg/m3), the water-cement ratio *w*/*c*, and the aggregate-cement ratio *a*/*c*. $q_3 = 0.29(w/c^4).q_2 = 0.29(0,50)^4.159,9.10^{-6} = 2.89767 \frac{1}{MPa}$;

$q_4 = 20.3*10^{-6}(4.23)^{0.7} = 7.397*10^{-6} \frac{1}{MPa}$; *Now: by: t=36500;* t_o*=28 follows:*

$$C_0(t,t_0) = C_0(36500,28) = q_2.Q(t,t_0) + q_3.\ln[1+(t-t_0)^n] + q_4.\ln(t/t_0) =$$
$$= 159.9*10^{-6}*0.17610 + 2.897*10^{-6}*1.350377 + 7.397036*10^{-6}*7.172865 =$$
$$= 28.171*10^{-6} + 3.912042*10^{-6} + 53.05766*10^{-6} = 85.140*10^{-6}\frac{1}{MPa} \quad ; \qquad \text{(A-40)}$$

Now: by: t=36500; t_0=60 follows:

$$C_0(t,t_0) = C_0(36500,60) = 20.2323*10^{-6} + 3.911*10^{-6} + 47.420*10^{-6} = 72.064*10^{-6}\frac{1}{MPa}; \text{(18)}$$

The compliance function for drying creep is defined by Eq. (A-48). This equation accounts for the drying before loading. Note that drying before loading is considered only for drying creep:

$$C_d(t,t_0,t_c) = q_5[\exp\{-8H(t)\} - \exp\{-8H(t_0)\}]^{1/2} \qquad \text{(A-48)}$$

In Eq. (A-48), *q*5 is the drying creep compliance parameter. This parameter is a function of the concrete mean compressive strength at 28 days *fcm*28 (in MPa or psi), and of ε*sh*∞, the ultimate shrinkage strain as given in Eq. (A-32).

$$q_5 = 0,757.f_{cm28}{}^{-1[\varepsilon_{sh\infty}*10^6]^{-0,6}} \qquad \text{(A-49)}$$

H(*t*) and *H*(*to*) are spatial averages of pore relative humidity. Equations (A-50) to (A-53) and Eq. (A-36) are required to calculate *H*(*t*) and *H*(*to*).

$$H(t) = 1-(1-h).S(t-t_c)\text{; (A-50);} \qquad H(t_0) = 1-(1-h).S(t_0-t_c) \qquad \text{(A-51)}$$

where *S*(*t* – *tc*) and *S*(*to* – *tc*) are the time function for shrinkage calculated at the age of concrete *t* and the age of concrete at loading *to* in days, respectively, and τ_{sh} is the shrinkage half-time

$$S(t-t_c) = \tanh[(\frac{t-t_c}{\tau_{sh}})^{1/2}] \qquad \text{(A=52);} \qquad S(t_0-t_c) = \tanh[(\frac{t_0-t_c}{\tau_{sh}})^{1/2}] \qquad \text{(A-53)}$$

Compliance function for drying creep: The compliance function for drying creep is defined by Eq. (A-48). This equation accounts for the drying before loading. Note that drying before loading is considered only for drying creep:
$C_d(t,t_0,t_c) = q_5[\exp\{-8H(t)\} - \exp\{-8H(t_0)\}]^{1/2} = 419.827*10^{-6}*0.0341 = 14.323*10^{-6}$; (A-48)[1].

In Eq. (A-48), *q*5 is the drying creep compliance parameter. This parameter is a function of the concrete mean compressive strength at 28 days *fcm*28 (in MPa), and of ε*sh*∞, the ultimate shrinkage strain as given in Eq. (A-32)[1]. $q_5 = 0,757.f_{cm28}{}^{-1[\varepsilon_{sh\infty}*10^6]^{-0,6}} = 419.827.10^{-6}.1/MPa$; (A-49)[1]; *H*(*t*) and *H*(*to*) are spatial averages of pore relative humidity. Equations (A-50)[1] to (A-53)[1] and Eq. (A-36)[1] are required to calculate *H*(*t*) and *H*(t_0). $H(t) = 1-(1-h).S(t-t_c) = 0.805876$; (A-50)[1]; $H(t_0) = 1-(1-h).S(t_0-t_c) = 0.9722808$; (A-51)[1]; where *S*(*t* – t_c) and *S*(t_0 – t_c) are the time function for shrinkage calculated at the age of concrete *t* and the age of concrete at loading t_0 in days, respectively, and τ_{sh} is the shrinkage half-time. $S(t-t_c) = \tanh[(\frac{t-t_c}{\tau_{sh}})^{1/2}]$; where: t_c=7; (A-52)[1];

$\tau_{sh} = 0,085.t_c{}^{-0.08}.f_{cm28}{}^{-0,25}.[2k_s(V/S)]^2 = 2725.477067$; Now:

$J(t,t_0) = q_1 + C_0(t,t_0) + C_d(t,t_0,t_c) = (21.963 + 72.064 + 14.323)*10^{-6} = 1088248*10^{-6}$;

Next step: $\varphi(t,t_0) = E_{t0}*J(t,t_0) - 1 = 27318*108.8248*10^{-6} - 1 = 1.97288$; and:

$$J(t,t_0) = \frac{1+\varphi(t,t_0)}{Ecm,t_0} = \frac{1+1.97288}{27318} = 0.0000108825 = 108.825*10^{-6}\ ;$$

Comparing the creep coefficient between EC2, ACI209-R2 , G&L2000, and B&B2000 we see that the deferent between them is very large.

According EC2: $\phi_{t=36500,t_0=60} = 1,669278468$; According ACI209-R2: $\phi_{t=36500,t_0=60} = 0,905051651$; According G&L2000: $\phi_{t=36500,t_0=60} = 2,201813298$;

According B&B2000: $\phi_{t=36500,t_0=60}=1.97288$

10. Prediction of Concrete creep effect using AAEM and BB2000 model

Let,s consider the next following initial data: $t_0=60$ days; $t_\infty=36500$ days; $E_c(t_0)=27318MPa$;

10.1. The creep coefficient: $\phi_{t=36500,t_0=60}=1.97288$

10.1.1. For aging coefficient we use the formulae:

$\chi(t,t_0)=\chi(36561,60)=\frac{E(t_0)}{E(t_0)-R(t,t_0)}-\frac{1}{\phi(t,t_0)}=0,876379967$, according BB2000 model.

According [16] this coefficient can change between values : 0.828-0,997 for time of creep process more than 10 000 days.

10.1.2. Calculating $N_c(t)$ using the formulae:

Then: : $N_c(t)=\frac{N_c(t,t_0).\varphi(t,t_0).\lambda_N}{1+\chi(t,t_0).\varphi(t,t_0)\lambda_N}=\frac{84577.1,97288315.0,07021776}{1+0,876379967.1,97288315.0,07021766}=10954.79598daN$ (according AAEM).

10.1.3. Calculating $M_c(t)$ using the formulae:

$$M_c(t)=\frac{M_c(t_0).\varphi(t,t_0).\lambda_M}{1+\chi(t,t_0).\varphi(t,t_0)\lambda_M}-\frac{N_c(t\ ).r.\lambda_M\frac{E_cI_c}{E_aI_a}}{1+\chi(t,t_0).\varphi(t,t_0).\lambda_M}=$$

$$=\frac{2439.1,97228315.0,93350025}{1+0,876379967.1,97228315.0,933525}-\frac{10954,796.1,0387.0,933525.0,082761087}{1+0,876379967.1,97228315.0,933525}=$$

$$==1863,596-365,289=1498,306653daNm.$$

10.1.4. Calculating $M_a(t)$ using the formulae:

$M_a(t)=M_c(t)+N_c(t).r=1498,306653+10954,79.1,0387=12887,0469daNm$.

10.1.5. Comparisons between the results obtained from algebraic solution using AAEM methods and creep models according EC2 and BB3.

$N_c(t)$ =7904,597 daN (by AAEM-EC2) ; $N_c(t)$ =10954,79 daN (by AAEM-BB3); (Δ =27,8 %).

$M_c(t)$ =1603,413 daNm (by AAEM-EC2) ; $M_c(t)$ = 1498,306 daNm (by AAEM-BB3); (Δ =6,50%).

$M_a(t)$ = 9813,919 daNm (by AAEM-EC2) and $M_a(t)$ = 12877,046 daNm (by AAEM-BB3). (Δ =23,78).

11. Concluding Remarks and Recommendations

According[1] the most relevant recent international guide documents on factors affecting creep and shrinkage and the related prediction models have been presented in Part 1 and Part 2 of the article. An undesirable situation of persisting model uncertainties has been evidenced, as reflected in particular in the significant differences in the long-term predictions of currently recommended concrete creep models, in terms of both long-term values and shapes of diagrams of the creep compliance *J(t,t')* vs. time. Unanimous criteria to remove these discrepancies are still lacking. All actions that may help overcoming this

undesirable situation should be encouraged, namely: -enhance the studies in the physics of the material; -perform long-duration tests; -further explore the possibilities of updating present models that were calibrated on the basis of the RILEM laboratory database referring, in addition, to the database under construction of multi-decade bridge deflections. Besides these actions, a few counteractive measures may be suggested in order to reduce, for each specific project, the unfavourable consequences of present model uncertainties, in particular in case of important andsensitive structures. In what concerns the structure, the proper countermeasures to be adopted at the design and construction stages to mitigate the unfavourable effects of creep and shrinkage depend to a large extent on the structural type. As a general recommendation, structural systems characterised by high deformability due to excessive slenderness or too low restraining conditions (e.g. the presence of a mid-span hinge instead of final bending continuity in cantilever built bridges) should be avoided. Also, as evidenced already [1] in section 4.4, attention should be paid at the design stage to avoid stress levels in the concrete, under sustained actions (loads and prestress), exceeding the limit of 40% of the of the mean cylindrical compressive strength of the concrete at the age at loadings in order to avoid stress-strains nonlinearity in the creep response. For the high-rise concrete or hybrid steel and concrete buildings, the range of possible design and construction remedial measures is much narrower and consists mainly in passive actions They include detailing structural and non structural elements to accommodate absolute and differential displacements, maximisation of spans between columns and core and/or vertical geometrical compensations in order to reduce long-term slopes due to differential shortening, design provisions to reduce differential shortening due shrinkage and creep among vertical structural elements like optimization of plan and member geometry to obtain both comparable levels of stress and drying rates, optimization of reinforcement or adoption of composite steel-concrete sections in vertical elements, retarded erection of steel columns with respect to cores. The effectiveness at long-term of some of these actions is still waiting for confirmation, in particular in the case of super-tall buildings, due to the rather recent introduction of the use of high strength concrete instead of steel members in this type of structures. For a correct estimation of the predictable effects of all these countermeasures applied to the structure at its design and construction stages appropriate computational approaches for the analysis of structural effects of time-dependent behaviour of concrete are required. Reference shall be made for these aspects to the other papers in this issue of the Journal[1].

Acknowledgement

This article is dedicated to the memory of the great Bulgarian mathematician: Assoc Prof. Vesselin Kantchev (1955-2018), who made the program documentation for the solving of the integral equation of Volterra, derived for the important in the bridge practice problems, concerning time dependent analysis of the composite steel concrete bridges regarding rheology of the concrete.

References

[1] ACI 209.2R-08, Guide for Modeling and Calculation of Shrinkage and Creep in Hardened Concrete, American Concrete Institute, ACI 209.2R-08, ACI, (2008), 48 pp.

[2[Alexandrovskii S. V. (1966), Analysis of Plain and Reinforced Concrete Structures for Temperature and Moisture Effects (with Account of Creep) (in Russian), Stroyizdat, Moscow, (1966), pp 443.

[3] Arutyunian N. Kh., *Some Problems in the Theory of Creep* (in Russian), Techteroizdat, Moscow, (1952) (French transl., Eyrolles 1957, English transl., Pergamon Press 1966), pp 319.
[4] Bažant Ž. P., Editor , *Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete*, John Wiley & Sons, (1988), pp 459.
[5] Chiorino, M. A., An Internationally harmonized Format for Time dependent Analysis of Concrete Structures, Proceedings IABSE-FIP Conference Dubrovnik,(2010), Vol.1, pp.473-480.
[6] Dischinger F., Untersuchungen über die Knicksichereit, die Elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken, *Der Bauingenieur*, Vol.18, (1937), pp. 487-520, 539-52, 595-621.
[7] Emra,B., **Folic, R.,** Another approach to calculation of concrete age coefficients, Proceedings- Scientific Conference INDIS, november, 2012, Novi SAD, pp.33-38.
[8] Jirasek M. and Bažant Z.P. (2002), *Inelastic Analysis of Structures*, J.Wiley & Sons, (2002), 734 pp.
[9] Maslov G. N., Thermal Stress States in Concrete Masses, with Account of Concrete Creep (in Russian), Izvestia NIIG, 28, (1941), pp 175-188.
[10] Partov, D., Kantchev, V., „Time-dependent analysis of composite steel-concrete beams using integral equation of volterra, according EUROCODE-4“, *Engineering MECHANICS, Vol. 16, 2009, No 5, pp 367-392.*
[11] Partov, D., Kantchev, V., „Level of creep sensitivity in composite s steel-concrete beams, according to ACI 209R-92 model, comparison with EUROCODE-4(CEB MC90-99)“, *Engineering MECHANICS, Vol. 18, 2011, No 2, pp 91-116.*
[12] Partov,D., Kantchev V., “Gardner and Lockman model (2000) in Creep analysis of composite steel-concrete section “, *ACI Structural Journal*, Vol.111, No. 1(January-February), 2014, pp 59-69.
[13]Prokopovich I. E. Fundamental study on application of linear theory of creep, (In Russian),Vyssha shkola, Kiev, (1978), 143 pp.
[14]Trost, H. (1967), Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton, *Beton-und Stahlbetonbau*, Vol. 62, (1967), No. 10, pp. 230-238; No. 11, pp. 261-269.
[15] Rüsch H. and Jungwirth, D., Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden des Betons auf das Verhalten der Tragwerke, Werner Verlag, (1976), Düsseldorf.
[16] Šmerda, Z., Křistek, V., Creep and Shrinkage of Concrete Elements and Structures, *Elsevier, Amsterdam- Oxford- New York – Tokyo (1988), pp 296.*
[17] Zerna W., Trost H.: Rheologische Beschreibung des Werkstoffes Beton, Beton und Stahlbetonbau, Vol. 62, H.7, (1967), pp. 165–170.

HERITAGE TIMBER STRUCTURES – THE METHOD FOR IN-SITU STRENGTH-GRADING

Natasa ZIVALJEVIC-LUXOR,[1] Gunter LINKE[2], Hartmut PASTERNAK[2], Wolfgang RUG[3]

(1) National Heritage Foundation, Belgrade/Serbia, natalieluxor@gmail.com

(2) BTU Brandenburg University of Technology, Cottbus/Germany

(3) VHÖB Laboratory for timber construction and ecological building technology, Eberswalde/Germany

***Abstract**: Within the framework of ecological transition, new procedures for the assessment of existing buildings are developed as a reflection of new values given to the preservation of existing partially-historic structures. Ecological transition added importance to the preservation of available material, not only for the sake of authenticity but for ecological reasons. In the case of timber structures, a comprehensive assessment of the heritage building's condition is an absolute prerequisite for their professional and substance-careful protection. In the past two decades, the general assessment of existing timber structures and the determination of the material quality increasingly have become the focus of research and standardization at the international level. The goal is to achieve more precise knowledge of the structure. The combination of visual and non-/semi-destructive testing methods has proven to be a promising approach. Basic requirements are already included in the drafts of international codes. However, stringent specifications for practical implementation are still missing. This paper presents combined methods for in-situ strength-grading, in addition to the basic methodological approach and definite specifications for its implementation, based on laboratory tests on ceiling beams taken from the 370-year-old castle Friedenstein, Gotha (Germany).*

***Keywords:** Timber Structures, Built heritage, Assessment, Strength-grading, NDT/SDT*

1. Introduction

In the light of ecological transition, the rule of minimum interventions nowadays questions the amount of new material being used, even when that material is identical with the existing, because preserving heritage values got strong competition in protecting values on nature. Within heritage theory, the rule of minimum intervention has not been fully formally defined. However, it has been widely accepted as a highly preferable one, because it implies keeping the highest possible authenticity of the object of intervention. In wider architectural scope, this rule is the expression of rational approach to design and construction. In the past it was commonly associated with proper architectural ethics, in particularly in relation with historic roots of Western civilization, while in contemporary terms it is appears to be a synonym for "ecological" and "sustainable", in variety of meanings of the latter. The value of avoiding unnecessary interventions has been recently widely praised and a good example of it is the jury explanation for choosing laureates of influential Pritzker prize in 2021. More than ever, concern arose regarding damaging effect of unnecessary interventions on our living environment. Therefore, additional efforts must be taken in order to avoid them.

In this paper we focused on timber in heritage buildings, and demonstrated new procedure for assessment of existing timber for purpose of further use. The assessment is the necessary step for further use of the existing material, required for safety reasons. It is a part of the procedure applied on heritage buildings and it is designed to cheek if it meets current standards, in this case for timber. It should be respected in all buildings even those listed as World Heritage (WH). We used the case study of Castle Friedenstein which is expected to become WH in the time ahead of us, and should meet both general construction standards and WH criteria. Considering that, WH is expected to serve as a role model regarding values and procedures which should be cultivated in the future, buildings associated with WH are expected to carry the torch also in this specific context. That gives the basic reason why the Castle Friedenstein was chosen as object of the case study.

2. Castle Friedenstein of valuable heritage

Castle Friedenstein is approximately 370 years old castle located in Gotha (Germany). More precisely, it was built between 1643 and 1656 on behalf of Duke Ernst I "the Pious" of Saxe-Gotha-Altenburg. The palace complex was planned in the style of the Early Baroque by the Erfurt master builder and architect Caspar Vogel (born ca. 1600, died in 1663). The castle complex was originally played out as a citadel, whereby remaining parts of the former fortress Grimmenstein were integrated. In the early 18th century the citadel as well as the city of Gotha were defortified.

The actual palace is one of the biggest palaces of its kind (Fig. 1). It was constructed as a huge, four-winged building with up to four stories. It consists of the main building situated in the north wing, the adjoining three-story east and west wings, and the gate building in the south. The length of the north wing is 100 meters and the length in the east-west direction is 140 meters. There are two outer buildings on the north side. The side wings end in two four-story tower-like head buildings. The castle was built at the end of 30-years old war and therefore carries symbolic name literally meaning a peace-rock.

It was designed for representation, a ducal living quarters, and for administrations, economic areas, military and church purposes. With its extensive gardens and parks, the palace forms an impressive complex.

Till 1894 it was the residence and administrative center of the Duchy of Saxe-Gotha, which is situated at the heart of Germany. The ruling family had important role in European history, in particularly due to its most famous members of newly established Sachsen-Cobourg and Gotha line – Queen Victoria and Prince Albert. It has survived the Second

World War undamaged and was well maintained in all times. Since the last heir passed away, it has been opened for public and hosts several museums, the Thuringian State Archive, the Gotha Research Library and the baroque Ekhof Theater.

Eventually, Friedenstein is one of the first baroque castles in Germany, and because of the role of the Cobourg-Gotha family in European history, it attracts a lot of public attention. Since 2004 it belongs to the Thuringian Trust for Palaces and Gardens. The federal government and the state of Thuringia are co-financing renovation which was initiated in 2017 and should be completed in 2031. A large part of its load-bearing structure is made of timber – such as the roof and ceiling constructions. Consequently, the outstanding impression which the palace makes is due to the numerous heritage values but no less its huge construction value and dominant location and size.



Figure 1. Aerial photograph of the Friedenstein palace complex (source: Palace, Castle and Gardens Trust of Thuringia, 2017)

3. In-situ strength-grading of timber members

3.1. Current standards and regulations for the assessment of existing timber structures

The redevelopment, preservation and future use of existing structures is of increasing economic, ecological and social importance. In order to ensure professional, substance-careful and economic interventions in existing constructions, a comprehensive assessment of the building condition is required. In the recent past, the latter has increasingly become the focus of research and standardization. Between 2004 and 2013 several national codes and standards for the assessment of existing structures – especially timber structures – were published in Europe (see Loebjinski et al. (2019)). The first code was published in Italy (UNI 11138:2004). It contained rules for the evaluation of the structural stability and the planning of safety and redevelopment measures for timber structures. There, the determination of the

present material properties is postulated as the fundamental requirement for the evaluation of the structural stability. Besides, fundamental measurements – such as the determination of the wood species, the structural geometry and eventually present damages – strength-grading of the timber members is demanded. The latter should be carried out as a combination of a visual survey respectively grading and the non-destructive determination of at least one physio-mechanical material property.

In 2011 with the Swiss SIA 269 a whole series of codes for the assessment and evaluation of the conservation state of existing structures was published. SIA 269/5 (2011) deals with existing timber structures in particular. There, the update of information – i.e. actions and material properties – is explicitly demanded. Similar to the Italian standards this should be done in a visual survey combined with non- and semi-destructive test methods. In contrast to the preexisting standards the grading methods which were developed for new structural timber can be applied without exemptions or adaptations. The extent of the on-site survey and grading depends on the required level of knowledge of the timber structure which is differentiated between "limited", "average" and "comprehensive" knowledge. For example, if limited knowledge is sufficient, the required information can be taken form inventory documentation. When the assessment requires comprehensive knowledge an extended on-site survey is necessary. A series of non- and semi-destructive methods is recommended by the SIA 269/5 (2011) for such surveys.

Another national code was published in 2013 in Austria. The ONR 24009 (2013) is a guideline for the evaluation of the structural stability of existing structures. It is not limited to timber structures and can be applied for all major construction methods and building materials. However, this guideline follows the basic principles of the structural evaluation based on the previously assessed conservation state.

Simultaneously to the publication of the already mentioned national codes preliminary approaches on the development of consistent European standards were undertaken. The major developments came from the COST Action E55 ("Modelling of the Performance of Timber Structures", mentioned e.g. by Dietsch et al. (2010)), COST Action IE0601 ("Wood Science for Conservation of Cultural Heritage – WoodCultHer", discussed e.g. by Cruz et al. (2015)) and COST Action FP1402 ("Basis of Structural Timber Design – from Research to Standards"). Their work is strongly oriented on the international state of the art and the standardization. The proposed policies and procedures correspond to the general regulations of the already outlined Italian, Swiss and Austrian codes and guidelines.

In 2015, the Joint Research Centre (JRC) of the European Union published a first draft of a unified guideline for the assessment of existing structures, which is in line with the regulations of the Eurocodes (see Loebjinski et al (2019) and Dimova et al. (2015)). The aim of the proposed standard is the harmonization of the deviating requirements and methods of the evaluation of the structural stability of existing structures. Essentially, the structural evaluation is divided into two stages. The preliminary assessment is used to clarify whether immediate safety interventions are necessary and to plan further investigations. This includes the compilation of all available inventory documents as well as a preliminary visual survey of the construction. On this basis the detailed assessment is planned and carried out, which aims on an exact and reliable evaluation of the construction structural stability and the derivation of middle- and long-term measurements. This includes a detailed survey of the existing structure, the analysis of the documents available, the update of information, the verification of the construction's structural stability and its approval as well as the development of further redevelopment and maintenance measures. The update of information includes actions, geometrical parameters and material properties. The latter can be determined by non- and semi-destructive test methods which have been calibrated in destructive material test. If the

characteristic material values should be determined, the extraction and destructive test of sample material is recommended.

The draft proposed by the JRC (Dimova et al, 2015) as well as the guideline developed by the COST Action IE0601 (Loebjinski et al., 2019) have since been transferred into European standards CEN/TS 17440:2020 and EN 17121:2019. The essential procedure includes not only the assessment of the structural geometry, the present loads and influences and any possible damage, but also the determination of the existing material quality. However, the currently available international codes CEN/TS 17440:2020 and EN 17121:2019 only specify general requirements. The material quality should usually be determined using the strength grading methods developed for new timber.

However, the strict unrestricted application of these methods is usually not possible in-situ (see Machado et al. (2015) and Pizza et al. (2008)). In practice, therefore, in-situ strength-grading is rarely carried out and then only visually and to a limited extent. Usually, the material capacity is only estimated and static calculations are carried out assuming an average load-bearing capacity. A reliable assessment of the material quality is thus not possible. Therefore, alternative approaches are necessary. The combination of a visual examination and non-destructive/semi-destructive testing methods is currently the general consensus, but detailed instructions for the application of an in-situ strength-grading are still not available in the existing regulations.

3.3. Determination of the material quality of timber in existing structures

The determination of the material quality is of central importance for the evaluation of existing constructions as the analysis of the major national and European standards for the assessment of existing structures has showed. It is not only necessary for a more exact and reliable structural evaluation but also for the planning of professional and substance-careful structural interventions. The latter is of particular importance in the case of built heritage.

On the one hand, a detailed survey concerning the present material quality can reveal load-bearing capacity reserves that can be used in the verification process of the structural stability. This applies in particular if an increase in load is to be expected in the course of the future use. On the other hand, the detection of load-bearing capacity deficits enables targeted, professional redevelopment measures.

Currently, investigations and on-site surveys in this regard are mainly focused on the overall condition of the structure and limited to visual examination and grading. However, it has limited informative value, as studies on new timber have already shown (see e.g. Gloss (1995), Blass et al. (2004) and Denzler (2009). Furthermore, the strict application of the grading techniques and methods which were developed for the grading of new structural timber is problematic. The main reasons are the differences of the production techniques and their influence on the load-bearing behavior (sawn vs. hewn timber), the limited visibility and accessibility of the timber members on site, the fact that the type of loading is not considered when grading new timber and the fact that not all grading criteria directly influence the load-bearing capacity. This additionally reduces the reliability of the standardized grading methods for new timber when they are applied on site to determine the material quality of timber members in existing structures.

These deficits can be compensated by combining visual grading with non-destructive and semi-destructive test methods. Then, a significant improvement of the reliability can be expected (based on Machado et al. (2015), Piazza et al. (2008) and Blass et al. (2004)).

The available codes and standards for the assessment of the building condition do not specify any concrete requirements in this respect. The lack of such specifications for determining the material quality of timber components in existing buildings has led to numerous non- and semi-destructive tests methods being investigated and put to test with

regard to their applicability for in-situ strength-grading over the past two decades. A summary of the current state of the art can be found for example in the publication of Machado et al. (2015).

However, the reliability of visual strength-grading supported by non- and semi-destructive test methods is highly dependent on how it is used in combination. In particular, the interpretation of the measurement results is of central importance. On the one hand, a joint consideration and evaluation of the measurement results is imperative, since neither the visual sorting nor the non- and semi-destructive test methods, considered alone, allow any realistic statements to be made. While the stiffness of timber is significantly influenced by the quality of the defect-free wood the strength and fracture behavior is mainly dependent on the existing growth characteristics and defects. The latter can be recorded comparatively accurately by a comprehensive visual inspection and grading. On the other hand, the majority of non- and semi-destructive test methods available today only provide estimated values. Additionally, these methods are mostly developed based on simplified assumptions regarding the actual material behavior. In combination with the natural variation of material properties within a component this results in uncertainties that must be taken into account when evaluating the test results. Therefore, detailed planning is an absolute prerequisite. This includes the definition of the test methods which can be used and the grading criteria which can be applied. Such considerations were already the subject of several studies in the 1980s.

Although the combined use of visual inspection and grading in conjunction with non- and semi-destructive test methods has been recommended or demanded in the literature for about four decades, concrete regulations in this regard have not been included in the relevant codes and standards to date. As a result, a comprehensive assessment and evaluation of the existing material quality of timber components in situ is rarely carried out.

3.4. Methodology for in-situ strength grading

In the period 2017-2021, systematic studies on the strength grading of timber components in existing structures were carried out at Brandenburg University of Technology in Cottbus/Germany in cooperation with the Laboratory for timber construction and ecological building technology in Eberswalde/Germany (see Linke et al. (2019) and Linke et al. (2021)). The aim was to investigated selected non- and semi-destructive test methods concerning their applicability for the strength grading of timber as well as to develop a methodology for in-situ strength grading based on said test methods. For this purpose, specimen made of new spruce, pine and oak timber were examined in comparative material tests. These tests included visual grading according to the German grading codes DIN 4074-1/-5 (precisely DIN 4074-1:2012 and DIN 4074-5:2008), ultrasonic time-of-flight measurements with the Sylvatest Trio ® test device, the determination of the density on small defect-free specimen, core drill samples and the penetration depth measurement as well as destructive bending tests according EN 408:2010.

On basis of the test results two possible methods for the in-situ strength grading have been further investigated. The first approach – the grading based on limiting values for the ultrasonic velocity – turned out to be not sufficient enough to determine the material quality with the necessary reliability (see Linke et al. (2019)). The sorting yield showed a significant improvement compared to visual sorting - especially in the strength classes C30/D30 according to EN 338:2016 and higher. However, the accordance between the estimation of the material quality and the load-bearing capacity determined in destructive tests was still comparatively low. The reason for this is, on the one hand, the partially low correlation between the ultrasonic velocity and the strength and stiffness properties. On the other hand, the ultrasonic pulse time-of-flight measurement does not include the effects of relevant features that influence the load-bearing capacity - such as knots, slope of grain and cracks.

From this it can be concluded that ultrasonic time-of-flight measurement is suitable in principle for strength grading, but should not be used alone.

Therefore, the second approach was undertaken which was the development of a methodology for in-situ strength grading based on the test results of several test methods. This is based on the determination of a so-called grading parameter. These grading parameters are already used for the machine grading of new construction timber. However, the applicable European standards currently only take into account the natural frequency and the density. Furthermore, the own investigations have shown that the direct inclusion of the essential visually measurable growth characteristics is necessary for an accurate estimation of the material quality. Therefore, based on the results of the comparative material tests, grading parameters were derived using a multi-level, multi-variate regression model.

This model enabled the simultaneous evaluation of the measurement results of several non- and semi-destructive test methods. Specifically, the visually measurable growth characteristics knots, slope of grain and cracks as well as the measurement results of the ultrasonic time-of-flight measurement, the density calculated from the penetration depth and determined on drill core samples were included in the analysis. With regard to the ultrasonic time-of-flight measurement, the transmitted electrical stress as an indicator for the signal attenuation and the dynamic modulus of elasticity were taken into account in addition to the measured ultrasonic velocity. The bending strength and the static modulus of elasticity served as target values.

The multilevel nature of the grading methodology allows the scope of the investigation to be specifically adjusted to the respective conditions on site and the objectives of the investigation as a whole (see Figure 2). The extent of the measurements and examinations to be carried out on-site depends on the state of preservation of the components or constructions, their degree of stress and importance for the entire structure, as well as on the conservative value. Thus, less extensive investigations are required for subordinate structural components. The main structure and critical components, on the other hand, require a more detailed investigation. This offers the possibility to precisely plan and carry out the necessary investigations in situ. Furthermore, depending on the grading level and the knowledge gained from strength grading the methods for the verification of the structural stability can also be adjusted, as shown in (LINKE, et al., 2018), (Loebjinski, et al., 2018) and (LOEBJINSKI, et al., 2019).

The application of the in situ strength-grading methodology to the sample material made from new construction timber showed that the material quality can be reliably estimated. The accordance between the assignment to the strength classes according to EN 338:2016 based on the developed grading method as well as based on the destructive bending tests was (86 ... 96) %.

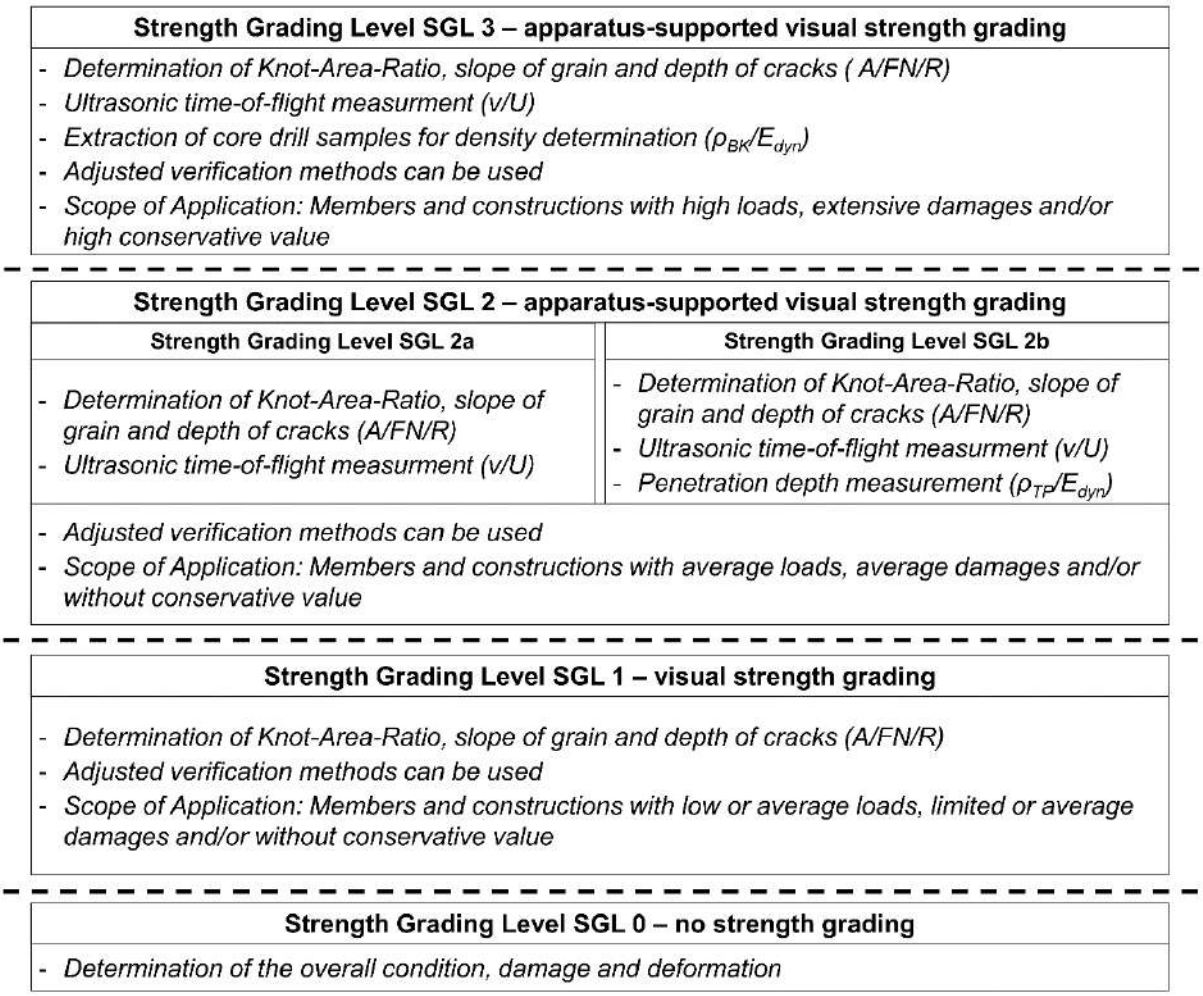


Figure 2. Schematic representation of the methodology for in situ strength-grading.

In addition to the investigations described above, the strength-grading methodology was applied in comparative material test on sample material from historic, partially deconstructed timber structures (see e.g. Linke et al. (2022)). In the course of this, it was determined that minor adjustments to the methodology are necessary with regard to the consideration of the load-bearing capacity-reducing growth and component characteristics. The material test carried out on the ceiling beams taken from the Castle Friedenstein in Gotha, Germany was used for a case study as such.

3.4. Scope of the study & methodology

Since 2018, extensive redevelopment work has been carried out on the west wing. In addition to repairing the foundations (masonry pillars), the wooden roof construction and the historic stucco ceilings, a barrier-free access is also being constructed. In the course of this, parts of the historic ceiling constructions between the first and second floor of the west wing have been dismantled (see Fig. 3).

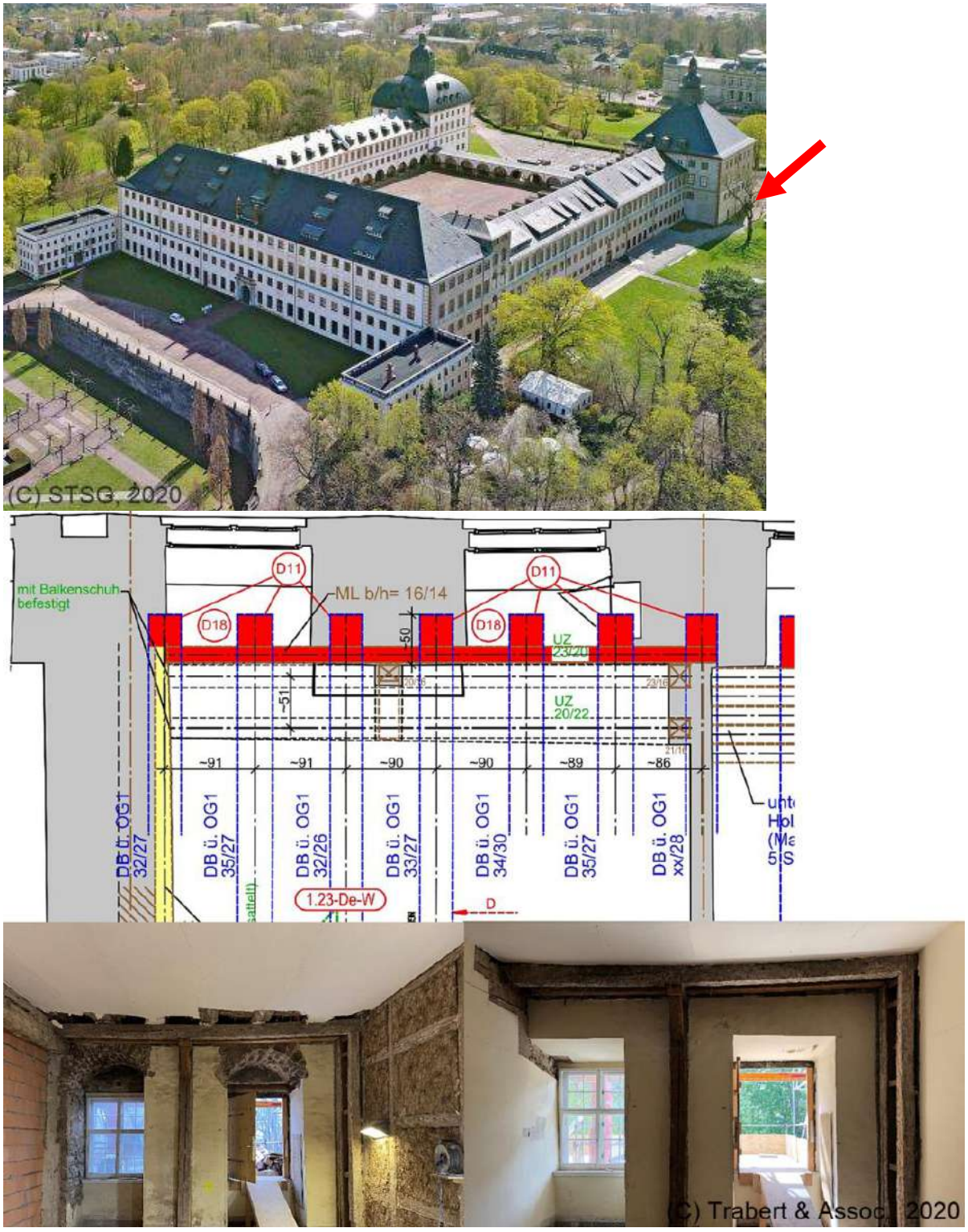


Figure 3. Top – the location of investigated ceiling is marked in red, middle – mapping of organic damages and bottom – interior view on the ceiling.



Figure 4. Illustration of state of the timber beams

The investigated ceiling showed partial damage due to wood destroying fungi along the exterior wall (see Fig. 4). In the course of previous redevelopment, the ceiling beams were already supported with additional joists and columns (see Fig. 3, bottom and Fig. 4).

The ceiling beams (spruce timber) were made available for material test on their performance under bending load in order to enable a more precise evaluation of the timber structures in the context of future redevelopment measures. They were cut into specimen and underwent comparative material test. The material tests carried out for this purpose corresponded to the comparative study described by Linke at al. (2019) and Linke et al. (2021) and were subdivided as follows:

- Visual grading
- Ultrasonic time-of-flight measurements
- Density determination
- Destructive bending test to determine bending strength and modulus of elasticity

4. Results & Discussion

The visual grading showed that about three quarters of the sample material examined could not have been used as construction timber according to the current grading regulations. The main reasons for this were pronounced shrinkage cracks and the disadvantageous slope of grain. In addition, individual test specimens also showed longitudinal curvatures and locally restricted damage caused by wood-destroying fungi. The remaining test specimens had an average or above-average load-bearing capacity.

Taking into account the fact that the floor beams obviously did not fail due to overloading, severe deformation or the existing organic damage i.e. that their load-bearing capacity was still as given after nearly 370 years, a strict application of the grading rules developed for new construction timber appears not to be sufficient for assessing the material quality of timber components in existing constructions. A more detailed assessment requiring an additional measuring and test methods is needed. This becomes obvious after comparing the results of visual grading and results of grading based on destructive bending tests (see Fig. 5).

The tests carried showed that, regardless of the size of the features, their position in the component is also decisive for the load-bearing capacity. Knots, smaller defects, limited organic damage and superficial indentations and notches caused premature failure even if they were relatively small, provided they were located in the loaded area. If these circumstances are not taken into account, the agreement between the estimated and test-determined material quality is only (64 ... 79) %. About (10 ... 30) % of the components are overestimated.

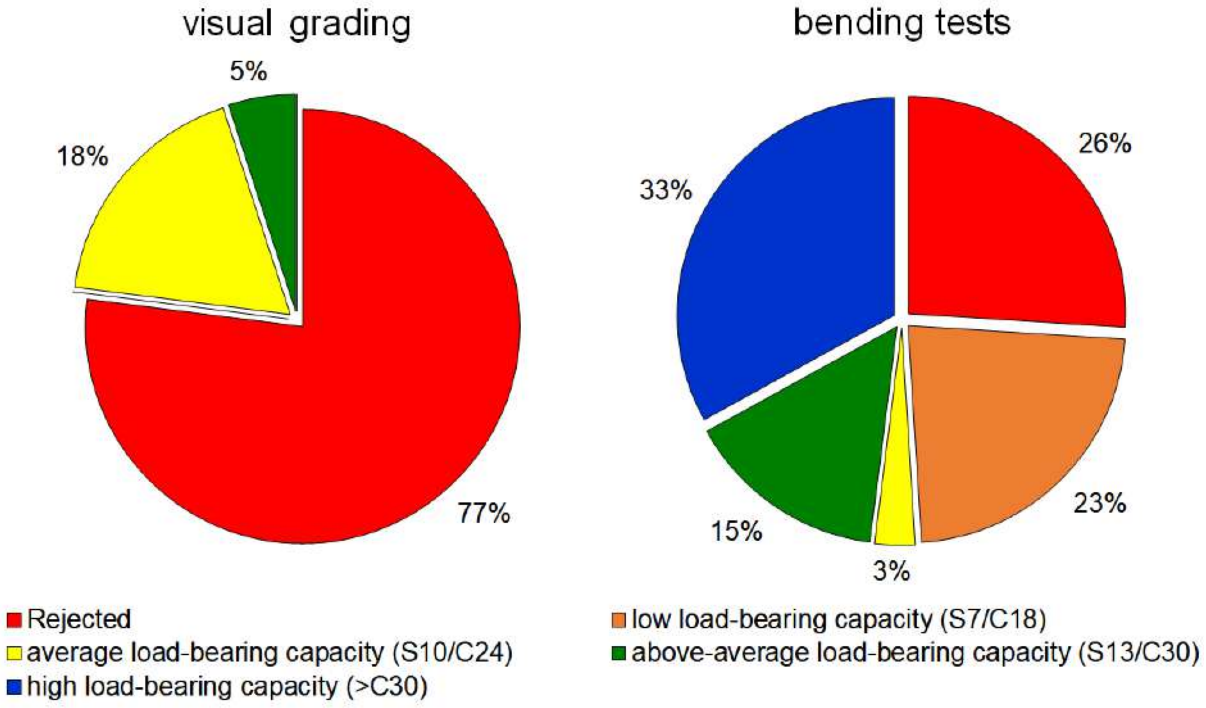


Figure 5. Comparison of the results of the visual grading and the destructive bending tests.

In order to eliminate this deficit, the accuracy of the strength grading methodology was adjusted by means of correction factors. The use of a global factor in the range of k_{IP} = (0.80...0.95) resulted in a reduction of the overestimation to approx. (0...23) %. At the same time the proportion of underestimated samples increased to approx. (5...79) %. This does not represent an improvement in the accuracy and reliability of the results. Using a correction factor k_{vis}=(0.85...0.90) related to the individual case resulted in an overestimation of

(7...10)%. The agreement between the estimated and test-determined material quality was (78...85) %. This is acceptable from an engineering point of view.

The application of the factor k_{vis} is recommended for components that have local weak points (i.e. predetermined breaking points) that are not included in the calculation of the grading parameter due to their characteristics or size. This is necessary, for example, in the case of knot accumulations, strong crack formation and unfavorable fiber inclinations in the tensile area - especially in the highly stressed component sections, knots and knot accumulations in the area of load introduction, local cross-section weakening (e.g. cuts/cervical/etc.), and superficial damage to the edge fibers (e.g. axe notches).

The application of the in-situ strength-grading method not only made it possible to estimate the load-bearing capacity of the sample material more precisely, but it has also shown that comprehensive strength-grading of timber components in existing constructions can in some cases reveal considerable load-bearing capacity reserves that can be used in the evaluation of structural stability. As already described, an average load-bearing capacity is usually assumed. For softwoods, this corresponds to strength class C24 according to EN 338 or a characteristic bending strength of 24 N/mm². With the help of in-situ strength-grading, some of the sample material can be assigned to strength class C40 according to EN 388, which has a characteristic bending strength of 40 N/mm². This implies that a load-bearing capacity reserve is 67 %.

At the same time, it is also evident that for a reliable assessment of the material quality, extensive technical expertise - especially with regard to the load-bearing and fracture behavior of timber components - is required. Those test specimens that could not have been used as structural timber even on the basis of the destructive bending tests all failed prematurely due to disadvantageous located cracks and preliminary mechanical and biological damage. Such structural features are not reliably detected by the non-destructive/semi-destructive test methods which were applied and must be visually recorded and taken into account when assessing the material quality.

5. Final remarks & conclusion

In huge buildings and extensive use of timber as it is the case with Friedenstein castle, strategy of restoration of one of the dominant construction materials strongly affects flow of the project and its funding. That is why the decision-making process cannot be led by instincts or mere desire. Quite the opposite, all and every option must be thoroughly reconsidered, and the decision must be based on proper arguments which should preferably be quantified. In other words, it should be based on well-established method i.e. procedure integrating combination of methods. Further concerns in that matter spread into two directions. Firstly, responsible heritage management is expected by all means to reconsider if existing timber can be reused or not, for the sake of authenticity, ecology, sustainability, overall efforts, etc. It is in the interest of the authenticity and overall integrity of a heritage building to keep all timber in cases like this one, when it serves well its purpose even after 370 years in use. Secondly, providing such huge amount of new timber nowadays and, that is eventually high quality timber with substantial spans and dimension of section, it has an obvious ecological footprint. That is, full replacement of timber as such, in numerous ways must reduce quality of our living environment, due to endless non-ecological actions which must be necessary, from cutting trees and degradation of soil to additional energy consumption and unnecessary transportation demands. Therefore, both aspects lead to keeping timber as the preferable choice. As both lines of thoughts are evidently concordant, it proves that preservation of built heritage is essentially ecological human activity. Its coordination with ecological transition should develop harmoniously to the great extent. The decision making eventually takes course

between a fear of failure which may lead to permanent loss of historic structure and unnecessary intervention which may diminish authenticity and be unjustified. In other words, the strict application of the standards created for new structures leads to replacing of all timber, and thinking outside of the box leads to keeping the timber after reconsideration of the applied method. This particular case shows that decision-making is not easy because the structural integrity and stability of existing timber cannot be fully assessed according to standards proposed for new timber structures without taking additional actions, i.e, without applying combination of methods.

It is without doubts that that as-precise-as-possible assessment of the structural capability is desired. An expertise on the load-bearing and fracture behavior of timber members is a necessary prerequisite. Therefore, a draft of the framework for an application guideline for proposed improvements regarding the assessment is currently being prepared. As demonstrated the above, the implementation of the proposed method into the currently existing standards for the assessment of existing timber structures CEN/TS 17440:2020 and EN 17121:2019 as part of a detailed on-site survey is possible.

The results of the presented study show that the decision regarding the further use of old timber in existing structures should be based on an adequate survey including the evaluation of the material quality. It is highly desirable that similar decisions regarding heritage buildings are more and more based on proved procedures and adequate methods in the future, which should be subject of further research.

Acknowledgement

This research has been funded by private donations and supported by commitment of engineers of the Laboratory for timber construction and ecological building technology. Furthermore, the authors want to thank the Thuringian Palaces and Gardens Foundation as well as the engineering offices Dr. Krämer and Trabert & Associates for their support.

REFERENCES

[1] LOEBJINSKI, Maria; LINKE, Gunter; RUG, Wolfgang; PASTERNAK, Hartmut. *Evaluation of existing timber structures – Current standards for the assessment and evaluation on Germany and Europe.* In: Branco, Jose; Sousa, Helder; Poletti, Elisa (eds.) *Proceedings of the 5th International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures SHATIS*, Guimaraes, Portugal, 2019, p. 884-893

[2] UNI 11138:2004 - Cultural Heritage – Wooden Artefacts – Load-bearing structures – On site inspection for the diagnosis of timber members

[3] SIA 269/5:2011 – Existing structures – Timber structures

[4] ONR 24009:2013 – Evaluation of load capacity of existing building constructions

[5] Dietsch, P. (Ed.), Köhler, J. (Ed.). 2010. „Assessment of Timber Structures“. Shaker Verlag GmbH

[6] CRUZ, Helena; YEOMANS, David; TSAKANIKA, Eleftheria; MACCHIONI, Nicola; JORISSEN, Andre; TOUZA, Manuel; MANNUCCI, Massimo; Lourenço, Paulo. Guidelines for the on-site assessment of historic timber structures. International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis and Restoration, Volume 9, 2015, Issue 3, p. 277-289

[7] Dimova, Silvia; Pinto, Artur; Luechinger, Paul; Denton, Steve (eds.) *New European Technical Rules for the Assessment and Retrofitting of Existing Structures – Policy Framework, Existing Regulations and Standards, Prospect for CEN Guidance.* Publications Office of the European Union, 2015.

[8] CEN/TS 17440:2020 – Assessment and retrofitting of existing structures
[9] EN 17121:2019 – Conservation of cultural heritage – Historic timber structures – Guidelines for the on-site assessment of load-bearing timber structures
[10] Machado, Jose; Riggio, Mariapaola; Descamps, Thierry (eds.). *State of the Art Report – Combined use of NDT/SDT methods for the assessment of structural timber members*; Université de Mons, 2015
[11] Piazza, Maurizio; Riggio, Mariapaola. *Visual strength-grading and NDT of timber in traditional structures*; In: Journal of Building Ap-praisal, Vol. 3 (2008), No. 4, p. 267-296
[12] GLOS, Peter. *Holz im technischen Einsatz, Perspektiven der Sortierung und Qualitätssicherung*; In: Internationales Holzbauforum, Garmisch-Partenkirchen, 1995
[13] BLASS, Hans Joachim; FRESE, Matthias. *Sortierverfahren für die kombinierte maschinelle und visuelle Festigkeitssortierung*; In: Holz als Roh und Werkstoff 62 (2004), p. 325-334
[14] DENZLER, Julia, GLOS, Peter. *Maschinelle Festigkeitssortierung von Schnittholz*. In: SCHWANER, Kurt (ed.). *Zukunft Holz – Statusbericht zum aktuellen Stand der Verwendung von Holz und Holzprodukten im Bauwesen und Evaluierung künftiger Entwicklungspotential*. Hochschule Biberach, Institut für Holzbau, 2009, p. 355-359
[15] Linke, Gunter; Rug, Wolfgang; Pasternak, Hartmut. *Strength grading of structural timber in existing structures with the ultrasonic time-of flight measurement.* In: Branco, Jose; Sousa, Helder; Poletti, Elisa (eds.) *Proceedings of the 5th International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures SHATIS*, Guimaraes, Portugal, 2019, p. 589-598
[16] Linke, Gunter; Rug, Wolfgang; Pasternak, Hartmut. *Strength grading of structural timber in existing structures – Study on the Apparatus Supported Grading with the ultrasonic time-of-flight measurement.* In: VAYAS, Ionnas; MAZZOLANI, Frederico (eds.) *Proceedings of PROHITEC 2021 Protection of Historical Constructions*, Athens, Greece, 2021, p. 3-19
[17] DIN 4074-1:2012 – Strength grading of wood – Part 1: coniferous sawn timber
[18] DIN 4074-5:2008 – Strength grading of wood – Part 5: Sawn hard wood
[19] EN 408:2010 – Timber structures – Structural timber and glued laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties
[20] LINKE, Gunter; RUG, Wolfgang. *Redevelopment of a wooden roof construction under preservation order – strength grading of the timber members*; In: Conference on Built Heritage Management and Preservation, Nis, Serbia, 2018
[21] LOEBJINSKI, Maria; RUG, Wolfgang. *Redevelopment of a wooden roof construction under preservation order – evaluation of reliability with updated information*; In: Conference on Built Heritage Management and Preservation, Nis, Serbia, 2018
[22] LOEBJINSKI, Maria; LINKE, Gunter; RUG, Wolfgang; PASTERNAK, Hartmut. *Redevelopment of a wooden roof construction under preservation order.* In: Branco, Jose; Sousa, Helder; Poletti, Elisa (eds.) *Proceedings of the 5th International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures SHATIS*, Guimaraes, Portugal, 2019, p. 912-921
[23] EN 338:2016 – Structural timber – Strength classes
[24] Linke, Gunter; Rug, Wolfgang; Pasternak, Hartmut. *In-situ-Festigkeitssortierung von Holzbauteilen in bestehenden Konstruktionen – eine Fallstudie.* In: Kuhlmann, Ulrike; Buchholz, Lea; Mönch, Simon; Töpler, Janusch (eds.), 9. Doktorandenkolloquium Holzbau Forschung + Praxis, Stuttgart, Germany, 2022, p. 139-146

ABOUT THE DETERIORATIONS, DAMAGE AND FAILURE PATTERNS OCCURRED IN SOME HISTORICAL STONE ARCH BRIDGES IN BULGARIA (GENERAL APPROACH-PART I)

Petar Grekov [1], Anton Gorolomov [2], DonchoPartov [3]

[1,2,3] *University of Structural Engineering and Architecture, VSU "L. Karavelov", Sofia*

Abstract: *Preservation and conservation of historical structures are the major points for the continuity of history. Therefore, in order to develop suitable restoration projects without neglecting any of the unique cultural values, it is very important to determine the present conditions of these structures. In this paper, it is aimed to present architectural and engineering properties of some Bulgarian historical stone arch bridges. For the purpose of the article, deteriorations in construction materials, damage and failure patterns occurred in one of the above mentioned masonry arch bridges, are classified and discussed using some illustrated photos. Some restoration practices for such types of the the bridges, which have been carried out in abroad is present.*

Key words: *masonry arch bridges, deteriorations, damage, failure patterns*

1.Introduction

1.1.Geographical Characteristics

The Republic of Bulgaria is located on the Balkan Peninsula in southern Europe. The country borders five other countries: Romania to the north (mostly along the Danube River), Serbia and the former Yugoslav Republic of North Macedonia to the west, and Greece and Turkey to the south. Black Sea coastline covers the east border of the country for 354 km. Bulgaria has a territory of 110,879 km^2 and a population of about 6,8 million. The country's river system is characterized by relatively small rivers, with exception of the Danube. The major rivers are the Maritsa (480 km long), Iskar (360 km), Struma (415 km), Arda (241 km), Tundzha (390 km), and Yantra (285 km). Overall more than half of the run off drains to the Aegean Sea and the rest flows to the Danube and the Black Sea (Fig.1.1).



Fig.1.1. Borders of the Municipality and rivers in the Republic of Bulgaria

[1] Petar Grekov, Assoc.Professor, PhD, USEA, VSU, L. Karavelov, e-mail: petar_grekov@abv.bg
[2]Anton Gorolomov, Assist. Professor, PhD Student, USEA, VSU, L.Karavelov, e-mail: anton.gorolomov@vsu..bg
[3] Doncho Partov, Professor, PhD, FEng, USEA, VSU, L.Karavelov, e-mail: partov@vsu.bg

1.2. Historical development

The oldest stone bridges in Bulgaria date from the age of the Ottoman Empire (1386–1876). The arch bridges built during the fifteenth and sixteenth centuries are notable for their perfect proportions of the span-to-arch height ratio and the high quality of the stone masonry. The remarkable examples of this era are Kadin Most, over the Struma River(see Fig.1) with spans of 14.8 m + 20 m + 13.5 m, and the Old Bridge (see Fig.2) over the Maritsa River near Svilengrad, which has 18 arches with the longest span of 18 m. Some well-preserved arch bridges at the eastern part of the Rodopi Mountains are valuable historical heritage of the Middle Ages. Detailed research of the 15 bridges shows that most of the arches have an approximately semicircular shape and rise up to 8.5 m above the river. The arch spans vary from 4 m to 18 m and their widths vary from 2.2 m to 3 m. An example of these bridges is Dyavolski Most(Devil Bridge) over the River Arda (see Fig.3). The Renaissance age was remarkable, with the masterpieces of the self-educated builder Master Kolyo Ficheto. The Belenski Most over the river Yantra, with 14 spans of 12.6 m, built in 1867. Belenski Most is a stone arch bridge over the Yantra River near Byala in the Rousse region (Figure 4). The bridge was built in 1867 on the order of Mithat Pasha, statesman of the Danube Province in the Ottoman Empire. The bridge builder was the famous local master Kolyo Ficheto. The bridge owner is the Road Infrastructure State Agency and it was proclaimed a monument of culture in 1980. In the past, in Bulgarian areas stone arch bridges were exclusively built, which is logical since this area is rich with large sources of stone material and has the terrain which is ideal for this type of structure. The span and structural characteristics of these bridges cannot possibly be compared to the achievements of the modern RC bridges, but in the historical and cultural sense their value is inestimable. Furthermore, it should be mentioned that most of these bridges cross rivers and streams along the old roads and corridors in picturesque landscape, and as a result they represent a still undiscovered tourist attraction. All of these are reasons why great efforts are being made towards their conservation in terms of their reconstruction in order to increase their durability.

2. Briefly hystory of development of arch stone bridges and its component parts

2.1. Common consideration

Arch bridge is one of the most popular types of bridges, which came into use over 3000 years ago and remained in height of popularity until industrial revolution and invention of advanced materials enabled architect to create other modern bridge designs. However, even today arc bridges remain in use, and with the help of modern materials, their arches can be build on much larger scales. The basic principle of arch bridge is its curved design, which does not push load forces straight down, but instead they are conveyed along the curve of the arch to the supports on each end. These supports (called abutments) carry the load of entire bridge and are responsible for holding the arch in the precise position unmoving position. Conveying of forces across the arch is done via central keystone on the top of the arch. Its weight pushes the surrounding rocks down and outward, making entire structure very rigid and strong. Because of this design, stone arch bridges become very popular during the Roman Empire, whose architects managed to build over 1000 stone arch bridges in Europe, Asia and North Africa. Many of those bridges remain standing even today, giving us the chance to personally see the wonders of the ancient architecture. Roman designs were usually made with semicircular arches, although several segmented arch bridges were made during their reign. These segmental arch bridges had one crucial design advantage which separated them from ordinary semicircular bridges – they enabled bridge builders to more arch of the bridge much higher and lower the mass of the entire

structure. *These changes enabled bridges to much easier survive stresses of floods and strong rivers.* During the life of Roman Empire, they built many **wondrous bridges**, lengthy aqueducts with multiple arches, bridges with flood openings on the piers, and many others. As centuries went on, medieval architects improved the designs of Romans, creating arch bridges with narrower piers, thinner arch barrels, lower span-rise rations, pointed arches, and increased spans of arches (increasing to over 70 meters, most famously on the bridge at Trezzo sull'Adda who was in use from 17th to the end of 18th century). Renaissance architects infused into arch bridges not only sound engineering, but also fashion of their time, creating some of the most beautiful and famous bridges of the modern human civilization (such as Rialto Bridge in Venice). In the last 150 years, iron, steel and concrete enabled creation of much more ambitious arch bridges which can now be seen in every country in the world. Masonry arch bridges represent a major part of the bridge population in Europe, including more than 2 000 000 masonry bridges. They comprise railway bridges built in the 19-th century and ancient roman, medieval and Renaissance bridges, which have survived along the centuries and nowadays represent relevant landmark around Europe. These bridges are normally made through masonry barrel vaults supported by strong piers. The spandrels are filled with backing and a filling that plays a significant role in the stability of the structure. Backing is normally made with conglomerate of rubble stones and lime mortar. The filling is frequently made with incoherent material as coarse gravel. Sometimes the backing and filling are made with same material. Lateral spandrel walls are used to contain the filling(Fig. 2.1)[1]

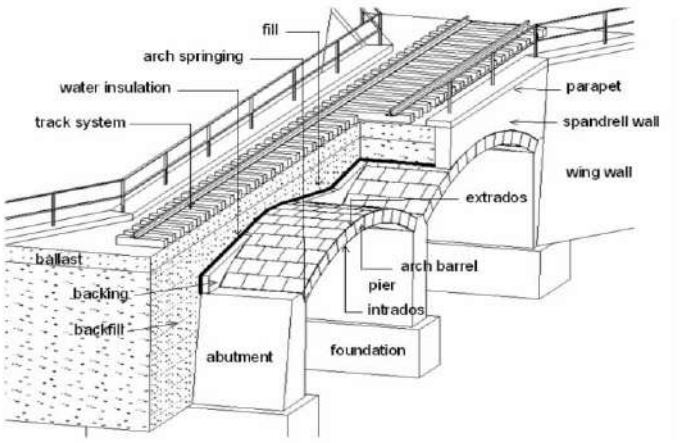


Fig.2.1. Component parts of masonry brides

At present, most of masonry bridges need to be strengthening and repaired because of ageing of the component materials, the increased service loads and the poor performance under extreme loading conditions. In fact masonry arches were not designed to carry the current traffic loads as well as spandrel walls were not designed to withstand high out of plan actions due to filling thrust *or seismic execution.* Moreover significant *differential temperature* among parts of the structure may cause considerable tensile stresses. Therefore, transversal cracks in the vaults as well as the separation between the spandrel wall and the arch frequently present due mainly to the filling thrust on the spandrel walls and/or to the significant temperature gradient from external and inner parts of the structure in hot and cold seasons*(cause from climatic change).* Moreover, the lateral filling thrust and earthquake excitation cause significant out of plane actions in the spandrel walls, which frequently lead to the occurrence of extensive vertical cracks. Vertical cracks may also be caused by longitudinal tensile stresses in long bridges due to temperature seasonal variations*(cause from climatic change).* Permanent distortions and misalignment of the regular shape of the arch barrels can also be caused by *differential settlements in*

foundations due to sudden change in the soil conditions, often due *to the floods and scour in rivers. The poor structural performance is strongly influenced by the material deterioration that is mainly due to water contact, which leads to the aggravation of freeze-thaw effect and to the enhancement of chemical activity[1]*.

3. Description of the some Bulgarian Heritage arch stone bridges, and their damage and reconstruction guidelines

3.1. Kadin bridge

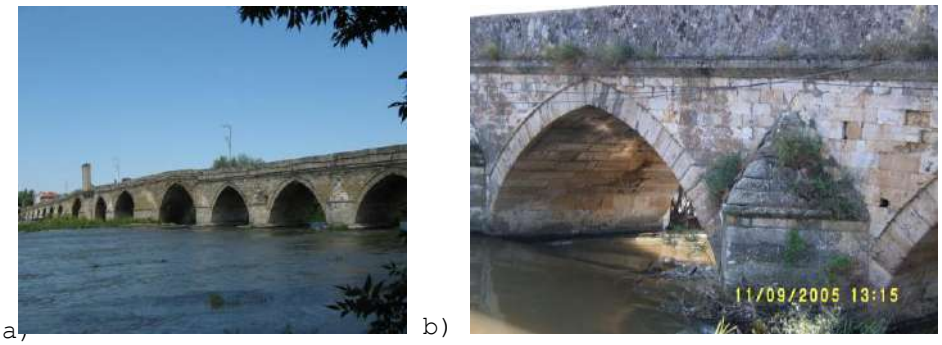
"Kadin Most" is an arch bridge as shown in Fig. 3.1a. over the Struma River near to Nevestino, Kyustendil region. The bridge was built in 1470 on the order of Vizier Isaac Pasha during the reign of Ottoman sultan Mehmed II. Nowadays the bridge is still in use with a limited load-carrying capacity of 200 kN vehicles. The bridge was proclaimed a monument of culture in 1968. The structure is a close-spandrel deck-arch stone bridge with a total length of 100.00 m and includes three main spans of 14.80 m + 20.00 m + 13.50 m (Ivanchev and Topurov 2004). Additional two spans help to capture the capacity of the spring high level of the river water. They have spans of 4.80 m and 3.00 m. All arches are approximately semicircular shaped and have a total width of 6.00 m. The bridge deck is 5.60 m wide and has symmetrical longitudinal slopes of 10‰. The stone parapet is 0.40 m wide and the height varies from 0.40 to 1.00 m. The main piers have dimensions of 5.00x6.00 m. The material used for the bridge construction is high quality granite. The piers are supported by timber piles. The bridge structure survived one of the strongest earthquakes in Bulgaria in 1904 with a magnitude of 7.8 of the Richter scale and epicentre in the Struma River region (HIBE 2014, W.F.Chen and L. Duan).

a)  b)  c) 

Fig. 3.1. Kadin bridge-a) Front of view; b) View under arch; c) Elevation of the stone bridge

3.2. The Old Bridge

The Old Bridge or Mustafa Pasha Bridge is a stone arch bridge as shown in Figure 3.2, over the Maritsa River near to Svilengrad (with an old name: Mustafa Pasha). The bridge was built in 1529 on the order of Vizier Mustafa Pasha. The bridge is proclaimed as a monument of culture with an owner the Road Infrastructure Agency. The structure is a close-spandrel deck-arch bridge with a total length of 286.00 m and includes 18 main spans with a widest span of 18.00 m. Additional two spans help to capture the capacity of the spring high level of the river water. The bridge arches are shaped according to the typical Arabian style with tapered crowns of arches. The total width of the bridge is 7.00 m. The deck has a stone parapet 0.33 m wide and the height varies from 0.40 m to 0.80 m. The three middle piers have dimensions of 9.50x6.80 m; the remaining piers have dimensions of 3.50x6.80 m. The piers stone footings are timber pile foundations. The bridge structure survived one of the strongest earthquakes in Bulgaria in 1928 with a magnitude of 7.0 on the Richter scale with epicentre near to Popovica(HIBE 2014, W.F.Chen and L. Duan).

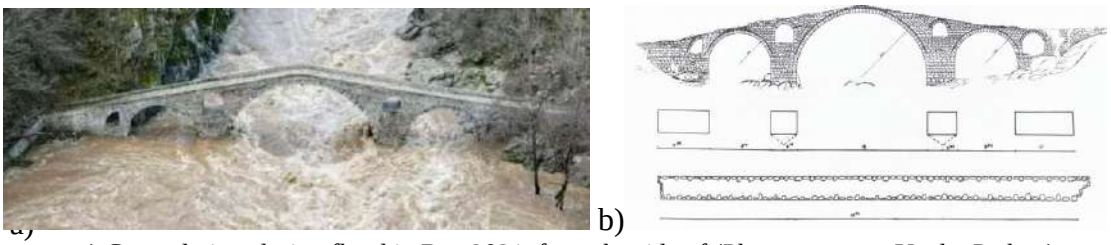


a) b)

Fig.3.2. The Old Bridge; a) Front of view; b) View on the arch

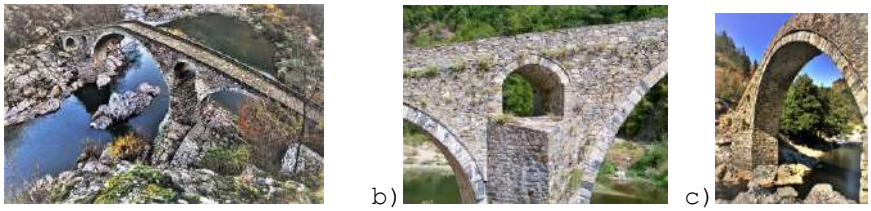
3.3. Devil bridge

"Devil bridge" is an arch bridge over the Arda River (Fig. 3.3. and 3.4.). It is situated in a narrow gorge near to Ardino in the Rodopi Mountains and is a part of the ancient Roman road connecting the lowlands of Thrace with the north Aegean Sea cost trough the Makaza pass. The bridge was constructed in the period of 1515 – 1518 by the by the famous local builder "Usta" Dimitar form Nedelino. The bridge was proclaimed a monument of the culture in 1984. The structure is a close-spandrel deck-arch stone bridge with a total length of 65.70 m and includes three main spans of 9.00 m + 18.20 m + 8.50 m. Additional four spans help to capture the capacity of the spring high level of the river water. They have varying spans from 1.85 to 3.52 m. The middle arch rises 8.20 m above the ground. All arches are approximately semicircular shaped and have a total width of 3.55 m. The bridge deck is 3.40 m wide and has symmetrical longitudinal slopes of 18‰. The stone parapet has dimensions of 200x120 mm. The main arch piers have dimensions of 3.30x3.35 m and 3.66x3.35 m. The pier and the abutment are bedded on the solid gneiss rocks. The bridge structure survived one of the strongest earthquakes in Bulgaria at 1909 with a magnitude of 5.9 on the Richter scale and epicentre in Yambol (HIBE 2014, W.F.Chen and L. Duan).



a) b)

Fig. 3.3. a) General view during flood in Dec.2021, from the side of,(Photo courtesy, Yanko Petkov); b) schemes of Devil bridge



a) b) c)

Fig. 3.4. Devil Bridge; a) Front of view; b) View on the middle arch pier; c) View on the middle arch

3.4. Belenski Bridge on the river Yantra

"Belenski Bridge" is a stone arch bridge placed over the Yantra River near to Byala, Rousse region(Fig. 3.5). The bridge was built in **1867** on the order of Mithad Pasha –

statesman of the Danube Province in Ottoman Empire. The bridge builder was the famous local master Kolyo Ficheto. The bridge owner is the Agency "Road Infrastructure". The structure is a close-spandrel deck-arch bridge with a total length of 276.00 m and includes 14 spans of 12.60 m. All arches rise 4.335 m above the ground. All arches are approximately semicircular shaped and have a total width of 9.00 m. The bridge deck has a stone parapet with dimensions of 200x900 mm. The material used for the bridge construction is a high quality limestone. The arch piers have dimensions of 5.40x9.00 m. Part of the piers footings have a pile foundation consists of timber piles 6.00 m long with diameter of 0.20 m and distance between them of 0.30 m. The bridge structure survives one of the strongest earthquakes in Bulgaria at 1901 with a magnitude of 7.2 according to the Richter scale(HIBE 2014, W.F.Chen and L. Duan).

a)  b)  c) 

Fig.3.4a. "Belenski Bridge"; a) Front of view; b) View on the middle arch pier; c)View on the middle pears

The above mentioned stone arch bridges in the Bulgaria truly represent a historical heritage of the Bulgarian bridge construction. These original natural structures blend perfectly with the beauty of the landscape and in, that sense, posses a significant touristic potential. Unfortunately, some of them are, concerning the durability of the structures, in a relatively bad condition and are in need of a thorough reconstruction. Reconstruction projects for these bridges mentioned here will be been prepared. Reconstruction projects include specification of the technical and technological measurements in the implementation of the reconstruction works, as well as calculation of the mechanical resistance in order to determine the bearing capacity regarding the set criterion of traffic load. The results of a reconstruction can best be seen on one of the described bridges, reconstruction of which will be completed in some next years.

3.5 Description of bridge damage

The following damage is characteristic for all 4 bridges[2-5]:
* Insufficient cohesion between stone blocks and mortar, which was "washed away" with time leaving open joints, that is damage is visible as large horizontal cracks from both upstream and downstream sides of the bridge, along the entire structure; ** Damage to the stone infill in the sense of the damage to the stone blocks and the lack of connecting mortar, as well as falling out of the stone blocks from the arch vertex;*** Degradation of the traffic structure, above all wearing surface, drainage system, banister and street lights. The damage is most likely caused by the passage of heavy trucks over bridge structures, and to the final condition also contributed neglect and bad maintenance[2-5].

3.6. Reconstruction guidelines

Guidelines on stone bridge reconstruction are mostly the same for all the bridges and can be described in the form of the following major works:
- resetting and adding carved stone material, and injecting the joints between the stone vault blocks and stone infill with epoxy or cement mortar.
- constructing a completely new traffic surface structure with new drainage system

details, banister and lightning, in accordance with conservator's and Client's demands.

3.7. Description of the philosophy of calculation models of the structure

For the purpose of the assessment of the stone arch bridge bearing capacity their structure will be was calculated using numerical models based on finite elements method. Numerical models will calculated using "ANSYS" or "Sofistik" program. Since the bridges are massive, it was decided, for the sake of the more realistic structure modeling, for the structure to be discretized with volume finite elements. Figure 5 shows one such model of the bridge stone structure over Struma River. It should be noted that the primary goal of the calculation is to determine the strain in the arch vaults, that is to say the main bearing elements, under dead load (g), additional dead load (Δg) and traffic load. Also, it is important to note, that the stone infill between the arches will be observed and modelled in such a way that **it does not have a bearing function**, but it's role is to form the contour of the bridge and to transfer the load to the vaults or bearings (piers and abutments). Given this, a significantly reduced value of the elasticity modulus was taken for the infill material (1000 x smaller than the stone infill elasticity modulus value), so in the computer model it represents what it really is. This way we are greatly taking the side of caution because we achieved the effect of the basic characteristic of the arch bridges, and that is to transfer through compressive stress (through vaults) all the load taken by these bridges to the bearings (piers and abutments). Otherwise, because of the calculation method itself and software used to perform the calculation, which is based on the FEM and is founded on the linear theory of elasticity, in the finite elements of the infill tensile stress would appear, and the static system would resemble the continued one rather than arched. In reality, in principle, this is not the case since the stone infill is unreliable, first of all, because of the fact that the mortar connecting the stone blocks gets washed away. The following figures show some of the output results obtained by the numerical model calculated using Sofistik program(Fig.3.5 and Fig. 3.6).

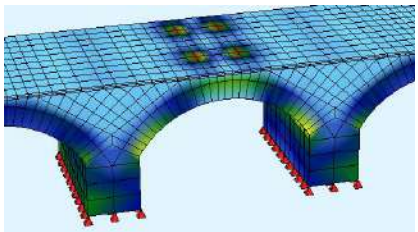


Fig.3.5. MFE model for arch combination bridge stone

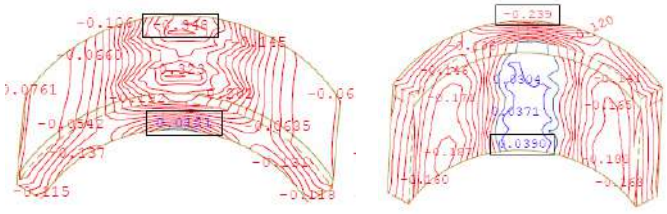


Fig. 3.6. Strain on the bridge, caused by the traffic of the load

CONTINUED ON PART 2

ABOUT THE DETERIORATIONS, DAMAGE AND FAILURE PATTERNS OCCURRED IN SOME HISTORICAL STONE ARCH BRIDGES IN BULGARIA (CASE STUDY-PART II)

Petar Grekov [1], Anton Gorolomov [2], DonchoPartov [3],

[1,2,3] *University of Structural Engineering and Architecture, VSU "L. Karavelov", Sofia*

Abstract: *Preservation and conservation of historical structures are the major points for the continuity of history. Therefore, in order to develop suitable restoration projects without neglecting any of the unique cultural values, it is very important to determine the present conditions of these structures. In this paper, it is aimed to present architectural and engineering properties of some Bulgarian historical stone arch bridges. For the purpose of the article, deteriorations in construction materials, damage and failure patterns occurred in one of the above mentioned masonry arch bridges, are classified and discussed using some illustrated photos. Some restoration practices for such types of the the bridges, which have been carried out in abroad is present.*

Key words: *masonry arch bridges, deteriorations, damage, failure patterns*

3.8. Works on the reconstruction of stone bridges

Reconstruction of stone arch bridge structure is scheduled in phases which encompass specific works, more precisely, preliminary work, removal work, repair work, reconstruction work, probe work. The process and sequence is the same for all abovementioned four bridges. Preliminary work consists of assembly of needed building slabs, safety nets and other work safety equipment. In collaboration with the client and local government a transport project is made, which regulates separation of road and pedestrian traffic, which makes it safer. Removal work consists of[1-5]: a) clearing bridge of vegetation; b) removing asphalt and concrete; c) removing infill; d) disassembling banister and walls; e) disassembling vaults. The vaults were removed and rebuilt in a manner identical to the historical. In order to ensure that the vault retains its original form, it was necessary to mark during the disassembling in an appropriate way the position of every block and to make a scheme in order to return them to their original position: * Disassembling of drywalls; **Removal of damaged mortar;

Repair and reconstruction work consisted of: * Building of the vaults is done in a historical manner from the existing material with the supplement of cut tuff.

The vault is constructed on previously placed building slab using M10 mortar; * Repair of the underside of the vaults; ** Installation of the repro-filating mortar; *** Injecting the vaults of the stone arches with injection resins; **** Installation of FRP lamellas.

On the base processed with the epoxy base coating, leveling mixture and epoxy resin FRP lamellas 5 cm wide and 1.4 mm thick are installed. Lamellas are installed in the longitudinal and transverse directions. In the longitudinal direction of the vault one lamella is installed along the edged and one in the centre of the vault, while in the transverse

[1] Petar Grekov, Assoc.Professor, PhD, USEA, VSU, L. Karavelov, e-mail: petar_grekov@abv.bg
[2] Anton Gorolomov, Assist. Professor, PhD Student, USEA, VSU, L.Karavelov, e-mail: anton.gorolomov@vsu..bg
[3] Doncho Partov, Professor, PhD, FEng, USEA, VSU, L.Karavelov, e-mail: partov@vsu.bg

direction one lamella is installed on every meter of the vaults length: *Installation of geotextiles; ** Installation of drainage pipes.
Along the bases of arches on both sides drainage pipes, are installed: * Construction of stone bridge structures – sustaining walls, banisters, retaining walls;
Construction is done using existing material supplementing with adequate material, done in a manner identical to the historical, using M10 mortar[1-5]. Installation of stone infill:
*Treatment of wall surfaces; ** Construction of drywalls.
Mortar was removed from joints on depth 2 to 2.5 times larger than the width of the joint in order to ensure adequate bond. Joints are cleaned and washed with low-pressure water.

a)  b) 

Fig.3.7. Construction works on the structural repair of the stone arches; *a) using steel profiles; b)using carbon fibers*

4. Identification, positioning and non contact 3d photogrammetric modeling of stone arch bridges

4.1. Identification about the stone masonry bridge

Any intervention for structural rehabilitation of a heritage arch stone bridge **needs information for identification about its past**, namely, about the static concept of the bridge, as well as about the phenomena to which the bridge has been subjected. This historical survey, covering the entire life of the bridge, aims at understanding the concept and the purpose of the bridge, the techniques used in its construction, the alterations made to it and its environment, as well as the events that could provoke damage to the structure, namely, **its floods and seismic history.** In the analysis of the documents about the past of the bridge, attention will be given to **its positioning** and any references about degradation, reconstruction, additions, structural modifications, etc, or to any other event that can describe the actual situation of the bridge as follows:

4.1.1. Survey of the construction of the bridge

The construction of the bridge, including its configuration, the types of structural components, and the materials used, are aspects that will need **considerable attention**. This information will be obtained from the historical archive on the bridge, or from other sources, such as: reports, drawings, photos, etc, to which it will be possible to have access. It will be complemented with information to be obtained during the inspections to be carried out on the bridge, as well as, **with interviews with persons familiar with the bridge.** Important points on this survey are the identification of the bridge materials and of main structural system of the bridge, as well as the detection of irregularities or weak points in the bridge that can have influenced its structural behaviour[6-11].

4.1.2. Survey of the defects in the bridge

The survey of the existing defects in the bridge is usually called **preliminary inspection** of the bridge. This survey will be carried out through visual inspection of the bridge, eventually, with the help of simple optical devices (binoculars, etc). In some cases the opening up of the surface of elements of the bridge, will be required. In the case of high bridge, or of elements with difficult access, this inspection can require the installation of appropriate means of access (scaffolding, cranes, etc.) and the inspection on this high level can require particular safety measures. The results of the preliminary inspection will be given in a report, in which the different materials and their degradations, as well as the damage to the structural elements, will be presented. The defects observed will be classified qualitatively, according to their level of importance with respect to the safety of the bridge. The defects will be shown on adequate drawings, or in the form of check-lists, appropriate to the different types of structural elements. The registers will be accompanied by detailed photo reports, which can allow for the relevance of details, which, sometimes, miss observation. A video register can also be used, which can allow for still more detailed information about the situation in the bridge. In the preliminary inspection it will also be important to verify if the atmospheric agents are degrading the bridge in a particular way. In fact, those effects are often aggravated if adequate measures have not been taken during construction (adequate drainage, for example), or, if there has not been efficient conservation of the bridge. It will still be important to obtain information about the geotechnical conditions of the soil supporting the foundations of the bridge, namely the existence of embankments[1-5].

4.2. Report on 3D photogrammetric modeling of stone arch bridges

4.2.1. Modelling and Visualization of the Arch stone bridge using non-contact 3D photogrammetric modelling.

Modelling using **3D photogrammetric** helps preserve and disseminate knowledge on the history of architecture. Heritage conservation is considered as an important issue in many countries and computer reconstructions are booming because they can capture the attention of the general public. They make easier the visualization of structures through virtual environments that allow the user to explore the bridges from all angles. Today, 3D rendering software is very sophisticated and provide a high degree of realism: we can create light effects, shadows, mist, dust, etc. This enables to create photo-realistic scenes. The 3D models are powerful research tools to test different scenarios and to learn more about our ancestors. 3D scanners provide very good results in terms of data recording. Development of laser range finding technology represented by laser scanning technology provides human beings with brand-new technological means in obtaining spatial information. Laser scanner can automatically finish its work in attaining point clouds consisting of discrete points on the surface of the object. Points can be joined in different ways so the main work for 3D model reconstruction is to extract characteristic points, based on which characteristic lines and surfaces have to be constructed. A lot of manual operation is in need since automation level is not that high at present. Photogrammetry is less expensive and can also create 3D models. Its advantage, as laser scanning, consists of remaining a non-contact method. On the one hand, photogrammetry makes it possible to obtain precise 3D models of highly irregular elements, in the case of ancient constructions; on the other, photogrammetry is a noncontact method that minimizes the measurement time and allows to obtain the section properties, which can be used together with some material testing characterization to evaluate the structural safety of the construction[6-11].

4.2.2. Monitoring of the bridge

The monitoring of the bridge during a certain period of time can be an adequate measure to help the elaboration of the diagnosis, particularly when there may be non-stabilized phenomena, allowing for showing its evolution. The monitoring of the bridge consists in the measurement of parameters, such as, deformations, movements of cracks, levels, temperature variations, etc., in strategic points of the bridge, at certain moments, during a certain period of time. The monitoring techniques can range from the simple placing of gypsum 'tell-tales' or crack-meters on cracks, to a modern monitoring systems using sensors: electric extensometers, displacement transducers, thermometers, accelerometers, etc.[6-11].

4.2.3. The photogrammetric technique - used as a method of monitoring

The monitoring of the bridges can also be done during the rehabilitation phase, in which the data that is being obtained is used as a basis for subsequent decisions, allowing, sometimes, for the reduction of the size of the intervention. Continuing monitoring of the building can also be useful after the rehabilitation works, or when doubts still remain about the need for more measures of intervention (long-term monitoring). By comparing of the results obtained from the monitoring of the bridge with the results obtained from its modelling, it will be also possible to refine the modelling. Monitoring systems permit the storage of the acquired data and its transmission via land lines or through the internet. They can also function as an alarm, which can be very useful in some situations. Because the installation of a monitoring system in the building is, in general, very expensive, it should be the object of a cost-benefit analysis and only the information relevant to the evolution of the phenomena will be registered. The subsequent treatment of the information that is being acquired should also be assured[6-11].

5. Vulnerability and risk assessment based on existing and future pressures

5.1. Report on vulnerability and risk assessment to floods and climatic change

On Bulgaria territory floods may results because of intensive rain, snow/ice meeting, partial of total destruction of water-dam walls. In Bulgaria are 30 large and 600 small dams). Dangerous are also the valleys and lowlands along the Danube, Maritza, Tundzha, Rositza, and Mesta River. The last great flood in Bulgaria was the one due to rise of the Danube River level in March 1942, when the street in the town of Vidin were 1,5-2,0 meter under water. Since 1950 the Bulgarian Government put into realization a program to stabilizing the bank of the Danube River in order to protect adjacent settlements and agriculture lands. The engineering system(anchored retain walls, canals, earth banks, etc.) proved to be effective and the flood risk along the Danube is going to be minimized. Occasionally high sea wave due to the winter storms, tide and/or sea earthquake also present a physical danger for historic objects along the coast. **Floods and climatic change**(change of the temperature) are the actions that usually provoke devastating effects on heritage arch stone bridge, not only due to the intensity of the action, but also, because, in general, it has not been considered when the bridge was built. Those effects will depend on the location of the bridges, on the characteristics of the soil of foundation, and on the characteristics of the bridge itself. However, many heritage bridges have resisted floods and climatic change with limited damage only, even when their resistance, calculated on the basis of experimentally obtained mechanical properties of masonry, has not completely met code requirements(Fig.5.1a,b,c.)[6-11].

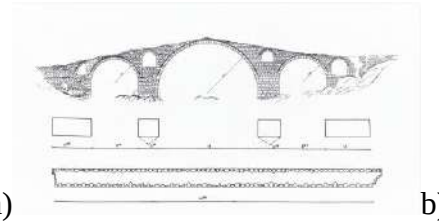
a)  b)  c) 

Figure 5.1a,b,c. Devil bridge: a)scheme of masonry bridge; b)Picture in the Summer; c)Devil bridge under devastating action of floods in December 2021

5.2. Report on vulnerability and risk assessment to static and dynamic load

5.2.1. Earthquake resistance and vulnerability

Bulgarian territory is part of the Mediterranean (or Trans-Asian) seismic region where accordingly to the statistical date 15% of all earthquakes on the planet occur(Table 1).

Table 1. Destructive earthquake on Bulgaria territory(1928-2012)

Date	**(h:min:s)**	**Zone**	**depth[km]**	**Magnitude M**	**Epicenter Intensity I_o**
25.04.1928	**09:25:48**	**Maritza**	**13**	**5,7**	**VIII**
23.08.1942	**15:41:25**	**G.Oryahovitza**	**10**	**5,1**	**VII**
30.06.1956	**01:50:22**	**Shabla**	**20**	**5,5**	**VII**
03.11.1977	**02:22:58**	**Rhodopes**	**8**	**5,3**	**VII**
21.02.1986	**05:39:56**	**G.Oryahovitza**	**8**	**5,1**	**VII**
21.02.1986	**05:39:56**	**G.Oryahovitza**	**10**	**5,7**	**VII-VIII**
21.05.2012	**03:41:28**	**Pernik**	**3,5**	**5,3**	**VII**

5.2.2. Quantification of the acting actions

5.2.2.1. Static actions

The actions that can arise on heritage bridges are from the mechanical point of view ones (forces, deformations, etc.) that produce stresses and deformations on the structural elements of the building. Another action or the phenomena of chemical, physical or biological nature, that can affect additional the material properties. Concerning the effects of these phenomena, they are, in general, taken into account through appropriate reductions in the values of the strengths of the affected materials. The values of the **static** permanent loads (self-weights, etc.) will be obtained, in principle, from the survey of the geometry and of the construction of the bridges. Existing information, such as drawings, photos, etc, can also be used, but they should be verified, at least, partially. Concerning the variable actions, the values prescribed in **codes for new bridges will, in principle, be adopted.** In the case of **the seismic action,** however, lower values can be used.

Concerning safety against fire, it will be treated, in principle, in the same way as that in the design of new bridges. In case it will doubtful, the best solution will be the adoption of protecting measures of the structural elements, instead of their strengthening. In arch bridges in masonry the main source of problems is the movement at the supports, with the development of tension, and, as a consequence, the opening of cracks. Such movements are related to the occurrence of the following conditions: Deficient conception or execution of the element: inadequate geometry for the distribution of loads; insufficient resistance or stiffness of buttresses; poor quality of the constituent materials, etc. Alteration of the distribution of loads (sometimes, loads are taken off or added in certain zones of the element, particularly, fillings); Actions not foreseen: differential settlements of the

supports; etc; Inadequate maintenance: degradation of the constituent materials, weakness of buttresses, etc.[6-11].

5.2.2.2. Seismic action

Earthquakes are the actions that usually provoke devastating effects on heritage bridges, not only due to the intensity of the action, but also, because, in general, it has not been considered when the bridge was built. Those effects will depend on the location of the bridge, on the characteristics of the soil of foundation, and on the characteristics of the bridge itself. However, many heritage bridges have resisted earthquakes with limited damage only, even when their resistance, calculated on the basis of experimentally obtained mechanical properties of masonry, has not completely met code requirements. This finding allows for the ground acceleration values be reduced (i.e., higher probability of being exceeded is admitted) if the remaining life, the category of bridges and its use, and the effective seismicity level of the place, are taken into consideration. Firstly, the reference seismic action should be based on the effective conditions of the site, avoiding the rigid way of subdividing into seismic zones, eventually, carrying out the microzoning of the site. Further, the reference level of seismic protection should be chosen on the basis of the importance of the bridge and of the conditions of use[6-11].

5.3. Report on vulnerability and risk assessment to social, economic and culture process

Earthquake pose great threat societies that are located on earthquake active zones. **Earthquake and floods** cause wider-spread destruction. Structures collapse and people **are killed without discrimination:** power, communication and fresh water lines are cut-off; Hospitals cannot get treatment; sporadic fires are common occurrence; epidemic either break out or are very probable potential threats**. All social and economic and culture process to full stop. The sense can be described simply as a human tragedy.** Earthquake and floods pose an everlasting danger to historical structures too, for they have destroyed so many historical structures in the past. Therefore, historical structures have been intensively studied for load carrying vulnerability against earthquake and flood pressure. Historical arch stone bridges are very important links between our present time and the past. They give us sociological, economical, political and religious implications our ancestors lived by. A correct evaluation of these implications enables us to interpret our present and plan of our future. Historical arch stone bridges must be considered as the cultural heritage of humankind. They reflect cultural, political and economical level of their age. They also show architectural and technological levels of the times they were built. These indications help the development of present, cultural, political and technological features[6-11].

6. Applied resilience and remediation studies for the future conditions and networking

6.1. Report on remediation measures for increasing resilience to future conditions

The remediation measures for increasing resilience to future conditions establish the design of the work for the structural rehabilitation of heritage bridges and consisting of written documents and drawings to enable the execution of the works. The design can be developed in phases, as follows: preliminary design, execution design, etc), but, in general, it will be developed in a single phase, after, and as consequence of, the structural assessment that has been carried out on the bridge. The works proposed for the

intervention should be accompanied by detailed specifications for their execution, namely about the materials to be used and their conditions of application, the phases of execution, and the equipment necessary. An estimate of the cost of each work, established in a realistic way, should also be included. In the case of bridges that continue to be used during the execution of the works, that fact should be taken into account in the establishment of the phases of the execution and in the estimate of the costs. The rehabilitation works can be of two kinds: repair, when the purpose is simply to restore the load-bearing capacity of the building elements, and strengthening, when the purpose is to increase the load bearing-capacity. When strengthening measures are adopted, their efficiency should be demonstrated through the modelling of the bridge. Whenever possible, the measures adopted should be reversible. In other word, it must be possible to dismantle them without leaving any lasting alteration or deterioration to the original material and structure. It must be recognized that perfect solutions, complying with all the stated criteria, may not be possible[6-11].

6.2. Report on networking and public participation

Report on networking and public participation will be done. We will ensuring the diversity and integrity of our cultural legacy through influencing and improving the state procedures for remediation of traditional stone arc bridges. We will widen the participation of local authorities and responsible businesses and improve the working and productive relations of the university with these parties.

Conclusions

The history of the bridges of Bulgaria is both rich and interesting, and this paper, which deals with only a very small part of that history, is intended as an introduction to that history from the point of view of the interaction and dialogue between the various architectural and structural–construction considerations involved. This interaction has always been a part of the construction of the bridges of Bulgaria. Engineers and designers have always been required to solve technical and engineering problems while at the same time producing structures that were in keeping with the every city's architectural context and tradition in Bulgaria. A number of assessment methods are available and are reviewed briefly in [1]. For any method to accurately predict the load carrying capacity, the most important factor is the allowable tensile and compressive strengths of the masonry. From the review it is apparent that the ratio of the adopted tensile stress to compressive stress for prediction of the load ratings as well as ultimate carrying capacities of the bridges are differing even by same investigators. For the assessment of an existing masonry arch bridge the procedure will be in future proposed[1-11]. The Bulgarian scenario for assessment and upkeeping will been discussed. Further, in order to maintain old masonry arch bridges some issues which require attention are : *Preparation of the inventory of the bridge stock; **Specifications for the level and periodicity of the inspection; ***Development of human resources for monitoring of the bridges on continuous basis for performance, possible distress and serviceability.

REFERENCES

[1] Pipinato, A. , Innovative Bridge Design Handbook, Construction, Rehabilitation and Maintenance Masonry bridges, *Butterworth Heinemann is an imprint of Elsevier, Copyright © 2016 Elsevier Inc. pp.298-331.*

[2] Banić, D., Novak, D., Brozović, T., Reconstruction of small stone arch bridges in Dalmatian Hinterland, *Research Gate, Vol. July, 2011, p.13.*

[3] Oliveira, D., Lourenço, P., Repair of stone masonry arch bridges, *Research Gate, Vol. 2004,p.9.*

[4] Russo,G., Bergamo, O., Damiani, L., Retrofit with FRP elements and seismic performance assessment of the historic "Castagnara" Bridge in Padua, Italy, *In 34th Int.Symp.on bridge and structural engineering, Venice, Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas,* 2010, pp. 1-7.
[5] Manganaro, M., Ancient bridges, new landscapes, *In 34th Int.Symp.on bridge and structural engineering, Venice, Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas*, 2010, pp. 1-8.
[6] Kumar, P., Performance Assessment and Maintenance of Masonry Arch Bridges, *In 34th Int.Symp.on bridge and structural engineering, Venice, Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas,* 2010, pp. 1-8.
[7] Miranda, M., Pogacnik, M., Bridges in Venice - Architectural and Structural Engineering aspects, *In 34th Int.Symp.on bridge and structural engineering, Venice, Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas,* 2010, pp. 1-8.
[8] Zezza, F., Villanova, A., The heritage Bridges of the *Gardesana Occidentale* Lake Garda, Italy, *In 34th Int.Symp.on bridge and structural engineering, Venice, Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas,* 2010, pp. 1-8.
[9] Boskato, G., Tomaso, A., Francesco Guerra, F., Lorenzo Lazzarini, L., Mazzucato, A., Pizzolto, M., Russo, S., Sciarretta, F., Sperotto, E**.,** Approach and methodology in understanding the structural behaviour of historic arch bridges through dynamic monitoring: the case of Rialto bridge in Venice, *In 34th Int.Symp.on bridge and structural engineering, Venice, Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas,* 2010, pp. 1-8.
[10] Cavicchi, A., Gambarotta, L., Lower bound limit analysis of masonry bridges including arch–fill interaction, *Engineering Structures 29 (2007), pp. 3002–3014.*
[11] Zanaica, L., Francesco Caobianco,F., Zanon, R**.,** New Old-Fashioned-Style Lattice Footbridge and Retrofitting of a Masonry Arch Bridge in the Ticino Natural Park, *In 34th Int.Symp.on bridge and structural engineering, Venice, Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas,* 2010, pp. 1-8.

LOW FLOOD PROTECTIVE BARRIERS ALONG A NORTH-SEA COAST LINE

Philippe Van Bogaert[1]

Civil Engineering Department, Ghent University (Belgium)

Abstract: *Due to the effect of climate change, a rise in sea level has become unavoidable. Only 2 solutions are left: either to return large parts of the land to the sea, or to build obstacles and dikes to prevent the flooding. The latter is the most obvious. In Belgium, the 65 km long coastline, including the ports of Ostend, Zeebruges and Blankenberge, as well as the port and the City of Antwerp are risk areas for flooding. That is why an extensive plan of low walls has been drawn up, which will be built in the high-risk areas. Obviously, openings are needed in these walls, so that emergency vehicles, or other necessary objects, can be brought to the beach. Movable sliding gates have been provided for this, which can be permanently closed in the event of spring tides or later on for more permanent situations. The most difficult point appears to be the load due to the seawater that must be assumed. However, it seems the load due to debris load can be more detrimental than the wave action itself. Since one becomes fairly certain of future floods, these loads should no longer be regarded as accidental, but should be assigned a higher partial safety.*

***Key words**: Rolling steel barriers, flood impact, debris impact, sea level rise, failure probability*

1. Introduction

Sea levels are constantly rising, mostly due to human-induced reasons. Since the 1990s, global sea levels have risen 1.8 cm due to the melting of the Greenland and Antarctic ice sheets alone. If the ice sheets continue to melt at this accelerated rate, that melting alone will raise sea levels by 17 cm by the end of the century. These figures are general data and can differ from local situations. Predictions show that for the Netherlands and Belgium, a sea level rise of 0.80 to 1 m may occur. This would mean that most of the lands around the rivers Scheldt, Meuse and Rhine estuary be flooded, as well as the Northern provinces of the Netherlands and the Belgian coast up till the city of Bruges.

Yet, the sea level rise is not alone. Storms will accompany this phenomenon. Large wave impacts will be produced on buildings and infrastructure along the Belgian coast. The weak locations along the 65 km of coast line are the main harbours and towns and the city of Antwerp [1].

[1] Philippe Van Bogaert, MSCE, PhD, Em Sr Full Professor, Civil Engineering Dept, Engineering and architecture faculty,, Technologiepark 904 B 9052 Gent (Belgium), Philippe.vanbogaert@ugent.be

The best way to overcome this catastrophe is to reduce the production of carbon dioxide and nitrogen gas. However, even if this would start consistently today, the effect will be experienced in future generations. Therefore immediate action is necessary. Authorities have decided to protect the coast line by 1 m high barriers, which must also provide protection from storms with 1000 year return period. This period was selected, because storms are intensified and cannot be fully measured today.

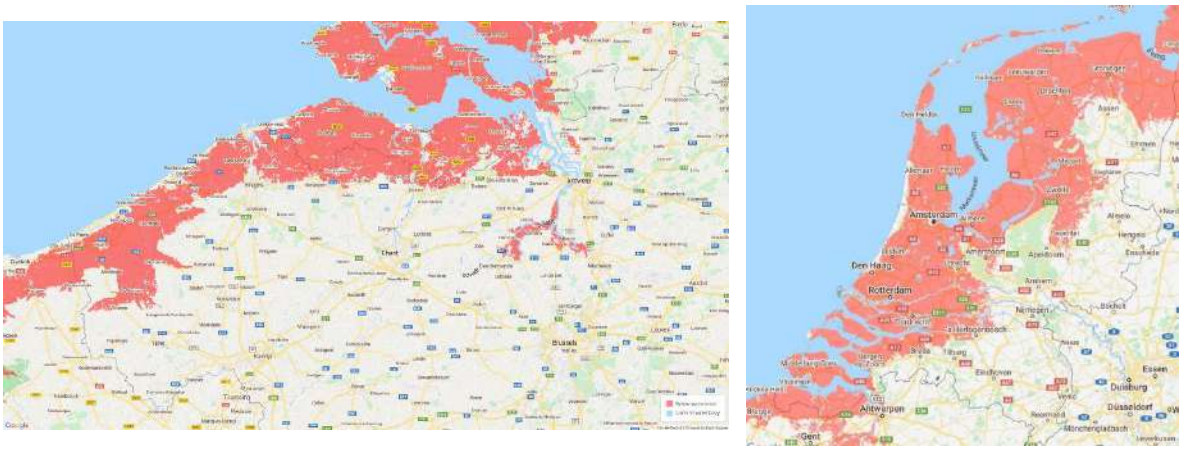


Figure 1. Areas possibly flooded in Belgium and the Netherlands

The barriers are of reinforced concrete and do not cause any issues. However, openings must be provided in the barriers to allow access to the coast line by vehicles for emergency or maintenance. The width of the passages depends on the access way and the type of vehicle. The values vary from 6 to 18 m. These openings can be closed by means of sliding or roller steel gates. In the following, experience with the roller gates in Antwerp, Wenduine and Blankenberge is used. The conditions for design and the understanding of the functions have evolved considerably over time, because of advancing insight.

2. General concept of the gates

The oldest type of roller gates has been installed on the new quay walls at the South of Antwerp city. The concept is a completely closed box section with internal stiffeners. In the open position of the gate, it is guided by small portal frames. This was no longer the case for subsequent constructions. In Wenduine gates have been installed for 3 different openings.

Table 1 : Characteristics of rolling gates

Location	Gate N°	height	Opening	length	width	type
Antwerp	1	1.50	7.80	11	0.25	closed
Wenduine	1	0.73	2.50	3.70	0.30	open
	2	0.73	5.20	6.49	0.30	open
	3	1.365	16.60	18.00	1.16	open
Blankenberge	2	0.60	17.84	19.452	0.75	open
	3	1.30	17.45	18.70	0.75	open
	4	1.10	3.50	4.70	0.30	open
	5	0.80	3.6 - 5.07*	16.40	0.40	open
	6	1.065	2.50	4.13	0.30	open
	7	1.315	1.50	2.87	0.30	open
	8	1.665	1.50	2.87	0.30	open
*Three openings for 1 gate						

The steel structure now only has a full plate on the sea side and is open on the land side, so that the torsional stiffness is much lower, but the stiffeners are easily accessible. Also, in open position for traffic, the gate is laterally supported at both ends by concrete walls. The latter is not the case for the gates in the harbour of Blankenberge, where only at the ends steel porches keep the gate in balance. For all of these gates, table 1 exhibits the main characteristics and dimensions. The wide variety in passage width, length, height and width of the gates is evident.
Fig 2 shows the assembly of a short gate in Blankenberge harbour. The concrete inlet is larger than the steel gate. The closed steel box contains the motor for moving the gate.

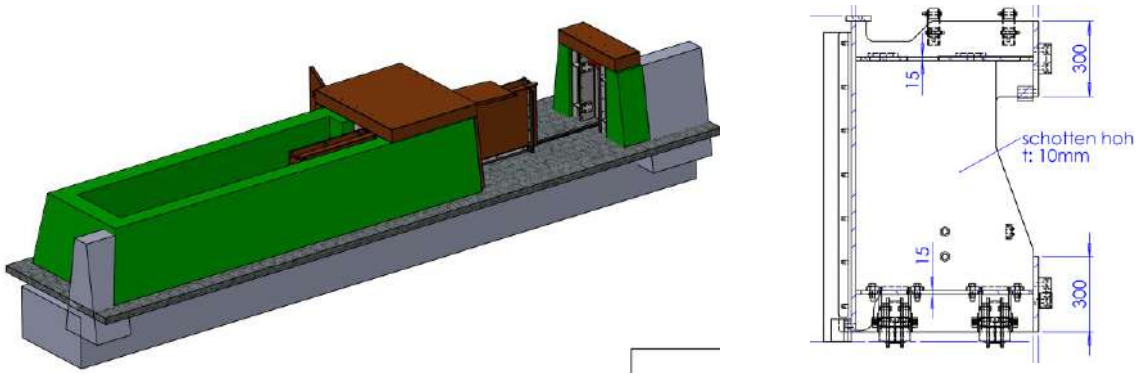


Figure 2. Overview of movable gate

All gates are rolling on single or double wheelsets, which roll on rails, cast in the concrete foundation slab. Fig. 2 shows a case of double wheels. Obviously, due to the tolerances in the lateral contact of the wheelsets, only one can provide lateral support. For heavy lateral loads as wave impact one of the wheelsets also loses a vertical contact with the rail.

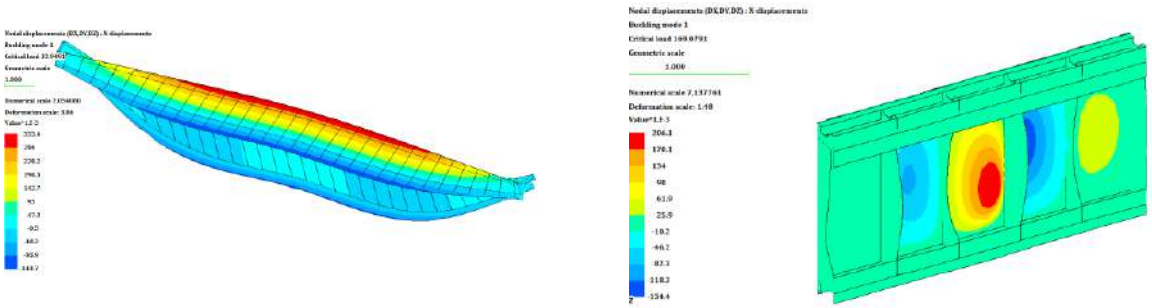


Figure 3. Overall and local buckling modes

All steel gates have thin front plates and stiffeners. Hence, due to heavy pressure from the sea side, the front panel is compressed. Therefore buckling analysis was necessary. Longer gates tend to show general buckling modes as shown in Fig. 3, whereas shorter ones have local modes only. However, none of the steel gates required stresses to be limited by a tendency for web crippling or torsional buckling.
Another issue may be that wind is acting while the gates are being closed, and cannot be horizontally supported just before the closure is completed. If the horizontal deformation is too large, fitting in the fixed horizontal support may cause a problem. In Fig. 4 the horizontal deformations of a 16.40 m long version of a gate is shown. The maximum value of the horizontal displacement equals 0.621 mm, which is well within the tolerance enabling insertion of the gate in the supporting frame.

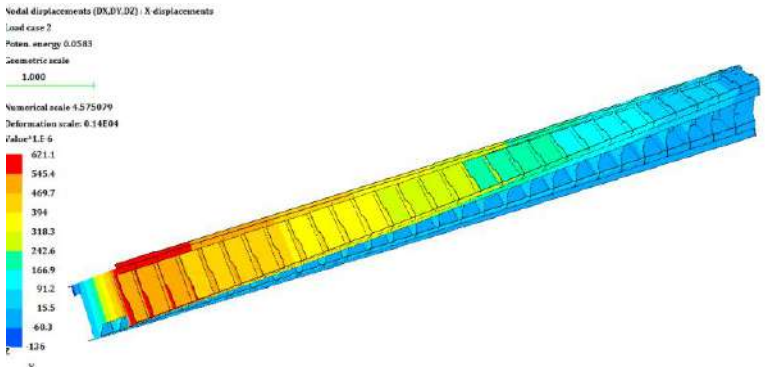


Figure 4. Effect of wind immediately before closing of gatee

3. Types of loads

Obviously, the rolling gates themselves are simple structures. The largest discussion about this program was concerned with the loads. Two separate conditions should be distinguished. Just before closure of a gate, both the dead load and lateral wind can combine, no other action being present. Once the gate is closed, and the weather is calm, hydrostatic pressure may act on the gate. However, if storm occurs, a wave impact must be considered as well as the effect of debris, transported by this wave.

Table 2 : Impact forces on gates

Forces	Antwerp	Wenduine	Wenduine	Wenduine	Blankenberge	Blankenberge
Gate N°	1	1	2	3	2	3
force kN/m	23.393	32.97	81	81	1.62	6.87
	Blankenberge	Blankenberge	Blankenberge	Blankenberge	Blankenberge	
Gate N°	4	5	6	7	8	
impact force kN/m	6.87	22.72	22.72	25.19	25.19	

Most discussions are concerned with the wave impact effect. Many laboratories have contributed in finding appropriate equations and values for wave impact on vertical smooth structures. An important parameter is the return period of the storm that causes the wave. Most researchers promote the use of a 1000-year storm, which means a prediction is made to find four storms with highest impact during that period. All kinds of probability distributions are assumed, varying from lognormal, Rayleigh, Weibull, Pareto, exponential and normal. Finally, the average of the four predicted values is taken. Obviously, the wave impact load exists on the whole gate. This means it is a distributed load all along the length of the gate. Values are given in Table 2.

The distribution of the wave impact load is rather unclear. The load is generally described as a value per m of the structure. This means no clear distribution with height is given. However, this should be known to simulate this load as a pressure, varying with height. Based on measurements on 8 points along the height experiments, some research identifies this with a triangular distribution [2]. Based on measurements in 8 points, distributed over the height of a vertical screen, the study finds a distribution as in fig. 5 left. This virtually corresponds to

hydrostatic pressure, which is rather favourable for the steel structure. However, in the case of the barriers in Antwerp a different distribution was adopted, as shown in Fig. 5 right.

.

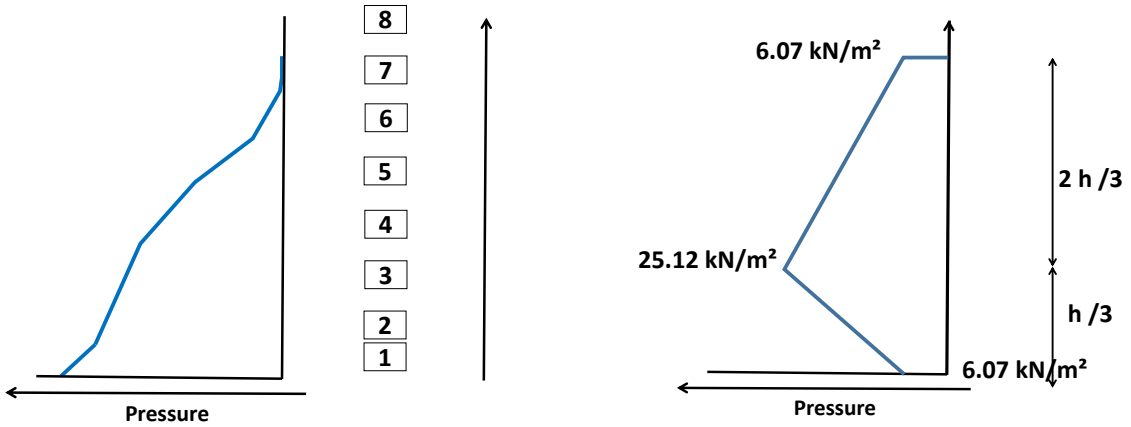


Figure 5. Distributions of wave pressure on gate



Figure 6. Debris transported by sea and in rivers

This distribution seems more in accordance with the insight about the effect of such a wave. Both the top and bottom of the gate must still have an impact, so a value of zero at the top is hard to understand. The impact of the water will mainly exist at a certain height of the gate, because at the bottom the impact is inhibited by the water itself. The alternative distribution therefore seems completely logical. The numbers may be adjusted to correspond to the total force per linear meter of the barriers. Nevertheless, a quasi-hydrostatic distribution has always been chosen for the more recent designs. No further account has been given for this.

The load caused by debris is less under discussion. However, it has a more localized character. This load is taken as a line load of 1 m length and located at the top ridge of the gate. The value of the load equals 30 kN/m. This value should cover the effect of all types of debris, not just drifting wood as shown in Fig. 6. The local character of this load forces to recognize various positions of this load, as shown in Fig. 7

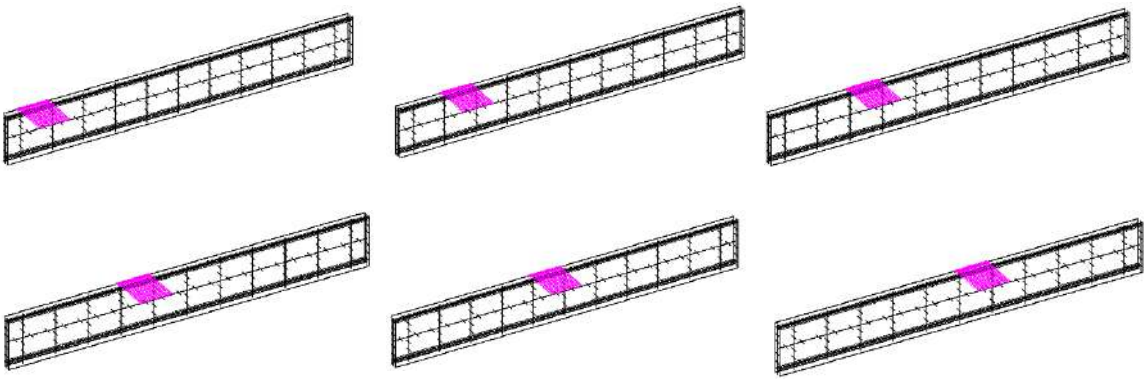


Figure 7. Location of load from debris

Loading schemes must be combined to assess strength in ULS. For this the value of γ-factors must be known. For this type of loads, the return period being 1000 years, the value is not known from codes. In literature about safety of maritime structures, the γ-factor of loads due to collision of ships, with return periods of maximum 100 years are given [3] and depend on the reliability class. For RC1 to RC3 the reliability factor varies from β= 3.3, to 3.8 and 4.3 respectively. Hence γ-factors vary from 1.31 to 1.38 to 1.44. Obviously, the storm under consideration has a much larger return period and therefore the β-factors can be recalculated according to [3] and [4]. This renders the graph of Fig. 8.

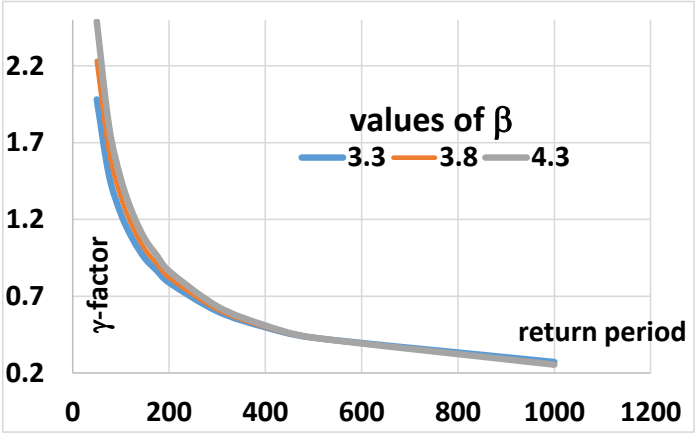


Figure 8. γ-factor versus return period marine effects

This implies that the value γ for this type of load would be around 0.30, for β = 4.3 or a failure probability of $P_f = 10^{-6}$. However the owner imposed a value of γ = 1.3, which supposes a failure probability of almost zero and below the value of the Φ-function.
It is likely that the collision of debris has larger frequency than the wave impact. Therefore, in principle the partial safety factor should be larger. As the value of 1.3 is already large, the same factor should be used for the load due to debris.

4. Effect of loads

Obviously, the roller gate in itself is a simple structure. However, in relation to the effect of the loads, comparing the wave impact and debris loads gives a somewhat surprising result.

All deformations are rather shallow and, if necessary, can be improved by increasing the width of the gate. Although comparison of equivalent stresses is somehow deficient, since they cannot add up, Fig. 9 exhibits the effects which are obviously quite different.

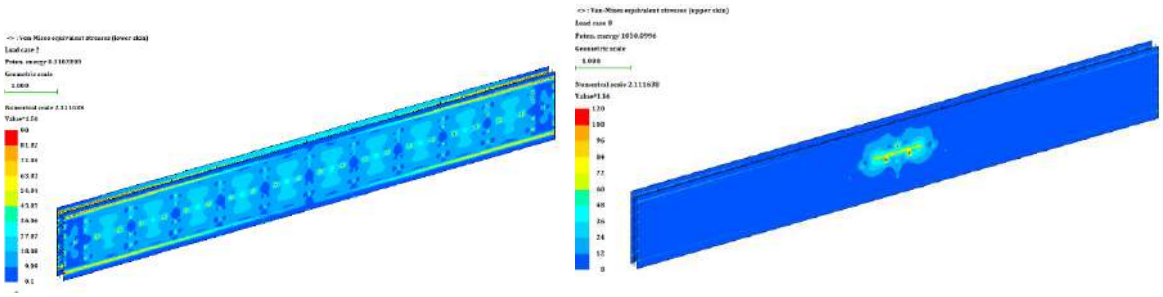


Figure 9. Deformation pattern for wave impact (left) end due to debris (right)

The equivalent stress due to the wave impact is almost equally distributes along the length of the gate, whereas stresses are concentrated around the location of the debris load. The values of equivalent stress are given in Table 3 for the upper ridge of the gate and for the front plate. Although slightly higher, they are of comparable magnitude, albeit not at the same location.

Table 3 : Steel structure equivalent stress

equivalent stress (MPa)	upper ridge	front plate
wave impact	86.01	49.87
Debris	23.8	73.3

This result depends on the plate thickness, the number and type of stiffeners and other possible reinforcements. However, an independent assessment may be the weld stress. Since this particular type of gate is a completely closed box, the front plate was joined to the rest of the steel structure by vertical and horizontal plug welds. If a throat dimension of the fillets of 4 mm is chosen, the weld stresses in the horizontal and vertical plug welds are exhibited in Fig 10.

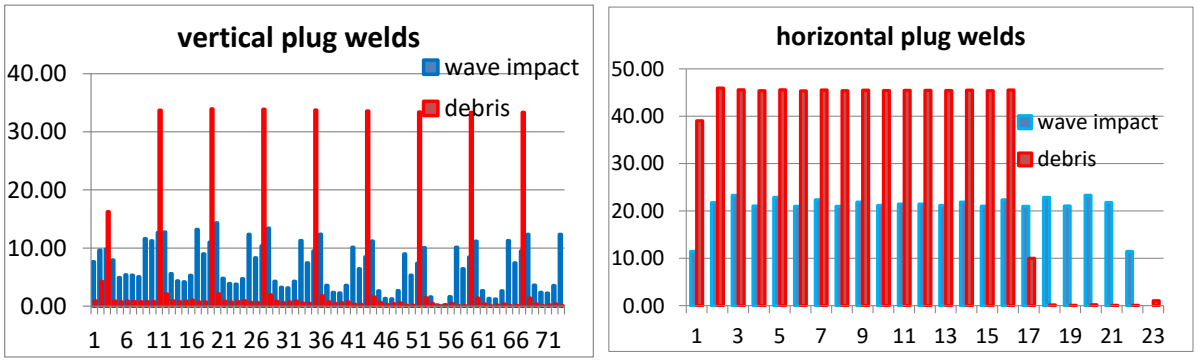


Figure 10.Weld stresses for plugs due to wave impact and debris

These graphs clearly show the effect on weld stress due to debris is quite larger than the stress due to the wave impact. Therefore, it must be concluded that debris may be a more detrimental load than wave impact. Obviously, this conclusion may be hasty, it surely is worth while further investigation. In particular, the writer wants to start examining this for bridge piers in torrent water, carrying debris. It may very well be that also in this case,

damage due to debris might be more detrimental than the effects of torrent wave shock or scour on piers.

5. Construction

Some details about the construction of these storm barriers and roller gates, by means of photos. Fig. 11 shows the fabrication of the Wenduine gates, including the back stiffeners and slotted openings for plug welds.



Figure 11.Fabrication of gates in Workshop

Fig. 12 shows pictures taken during erection on site, including the concrete fixed walls and foundation slab, as well as the adjustment of the rolling mechanism. In the lower part of Fig. 12 the final result is exhibited.

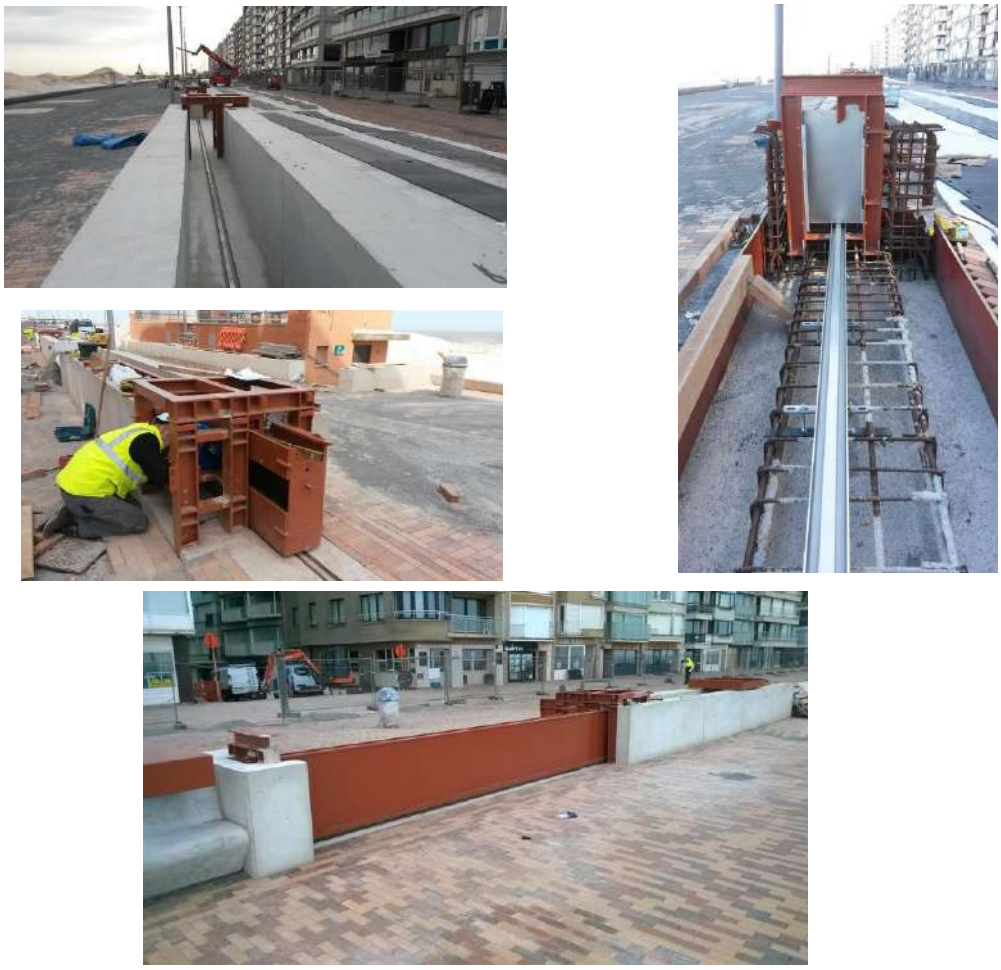


Figure 12.Installing on site and final result

6. Conclusion

The coast line of low countries may effectively be protected from flooding due to climate change by building low storm barriers. A sea level rise of approximately 1 m may thus be resisted. Alternatively, the effect of 1000 year storm can be overcome by these barriers.. Openings for easy access to the coast line are created by including moving steel gates.

The effect of the 1000 yearly storm on the steel gates is still under discussion, both concerning the force magnitude and the distribution with height. Obviously this may depend on the exact location of the barriers. However, it seems that the effect of debris may be more detrimental than the effect of a storm wave. Considerably less attention has been given to this type of load. In future, the effects or torrent wave impact and debris will be examined on bridge piers, thus deriving which type of load is largest and most harmful.

REFERENCES

[1] Lebbe, L., Van Meir, N., Viaene, P. Potential implications of sea-lever rise for Belgium. Journ. Coastal Research vol 242 2008 p 358-366

[2] Van Doorslaer, K. . Reduction of wave overtopping by and wave-induced forces on storm walls and promenades at crest level of smooth dikes : an experimental study. PhD dissertation Ghent University 2018

[3] Kitahara, T., Kishi, Y., Correlation between partial safety factor and return period of input motions for seismic reliability design method of steel rigid frame piers. Proc. 5th Asian-Pacific symposium on structural reliability and its applications .Singapore May 2012 p234-239.

[4] Roubos, A., Peters D.J., Groenewegen, L., Steenbergen R., Partial safety factors for berthing velocity and loads on marine structures. Marine structures 2018 vol 59, p 73-91

EXPLAINING VARIOUS TYPES OF FLANGE CRIPPLING OF STEEL BOX SECTION CONTINUOUS FOOTBRIDGE DURING ERECTION

Philippe Van Bogaert[1]

Civil Engineering Dept. Ghent University, Belgium

Abstract: *Encouragement of cycling is an effective way to reduce energy consumption by traffic. Cycling lanes will, to the greatest extent practicable, be built close to currently used traffic roads in order to establish new, swift lanes that require little space. Building near railroads appears acceptable for the latter, preferably by cantilevered structures atop existing bridges. In the event that this is not acceptable, separate bicycle bridges may be constructed next to the railroad bridges. On the Brussels Ring Highway, close to the Zaventem Airport, the latter was the situation. The oblique bearing points at the extremities of the straight-ended sections, used to construct this bicycle bridge experienced torsional moments during installation. This resulted in distinct folds in the bottom flange of the closed cross-section of one of the six bridge decks. Both global FE-models and more detailed models were created to explain this. None could adequately account for the observed flange crippling. The crippling can only be explained by an unintentionally increased torsion, which may have occurred during the manipulation of the bridge's component elements. Additional thin metal strips have been added to this section of the bicycle bridge to restore its bearing capacity.*

Key words*: Continuous footbridge, Flange crippling, erection errors, FE-modelling of stability issue, unintentional torsion.*

1. Introduction

In view of the environmental issues society is facing and the global energy crisis, motorized traffic will have to be reduced and travelling on short distance may have to be done by walking or cycling. With the generalizing of electric bicycles, longer distances are covered and the establishment of fast biking lanes may become useful. In many parts of Belgium, such fast cycling lanes are being built. As space has become scarce, the new cycling lanes are built next to existing roads and preferably railways. Bundling of roads takes up significantly less space. In the Northern part of Belgium, 2700 km of fast cycling lanes are either built or in progress.

The intersection of these cycling lanes with underlying roads is generally done by using existing bridges. Obviously, this would require the building of new bridges for cyclists. However, in some cases the new cycling bridge can be combined with the planned renewal of the main structure as in the case of the crossing of the railway lines from Brussels to Antwerp in the town of Duffel as shown in Fig. 1 left. A frequently applied solution is to build

[1] Philippe Van Bogaert, MSCE, PhD, Em Sr Full Professor, Civil Engineering Dept, Engineering and architecture faculty, Technologiepark 60 B 9052 Gent (Belgium), Philippe.vanbogaert@ugent.be.

cantilevering supports, fixed to edge girders of the existing bridge. This has been applied in the case of the crossing of river Dender near Dendermonde, as shown in Fig. 1 right.



Figure. 1 : Cantilever structure for fast cyclist lane. Left : Duffel, Right : Dendermonde

For the crossing of the North-Eastern section of the Brussels circular motorway, near to its junction to Brussels' Airport, the fast cycling path was built next to the slow track of the railway line from Brussels to Cologne. The fast tracks are in the centre of the existing bridges. However, a cantilever construction was inacceptable and an independent steel superstructure was designed. The RC piers with V-shape, are in the same alignment of the piers of the existing bridge.

2. New cyclist bridge

The new cyclist bridge, shown in Fig. 3, is a 6-span continuous steel superstructure, supported by 5 piers, each providing 2 supports. The angle between both axis of the superstructure and the piers equals 42.4°. This immediately suggests torsion will appear in the superstructure. The bearings are 4.2 m apart, measured in the direction perpendicular to the superstructure's axis.



Figure. 2 : New cyclist bridge Zaventem

Because of the presumed torsion, the steel superstructure consists of a closed box section, with internal perpendicular stiffeners in both orthogonal directions. Furthermore this box section is supplemented by 2 lateral plated parapets, which are assumed to contribute to the resistance of the whole cross-section. The Northern parapet reaches a height of 2.5 m above the cycling level, whereas the Southern smaller parapet has a height of 1.2 m. Both plated parapets are have been equipped with plain vertical stiffeners for the highest parapet and openings with secondary infill-plates for the lower parapet. These are shown in Fig. 3 and contribute to the aesthetic character of the structure.



Figure. 3 : Cyclist bridge parapets

The steel grade is generally S 355 J2N, some parts of the parapets above the supports being from S 460 N [1]. The plate thickness of most members varies from 10 to 12 mm, except for 14 mm of the upper flange of the box section.

3. Construction - Tolerances

The idea was to assemble the superstructure from 6 individual parts. Contrary to what one might expect, the perimeter of the parts does not follow the slanted support side, and so the ends are straight. On one edge the next section will thus be supported by the previous section, which will be subjected to a cantilevering bending moment. In addition, when lifting a next bridge deck, attachment points must be provided in such a way that their centre corresponds to the centre of gravity of the part to be lifted. When lifting, the ends will therefore sag and care must be taken that the support points are in the correct position.

As far as could be detected, no particular procedure to compensate for angular rotations after placing the individual parts has been worked out. This however is necessary, so that the superstructure would function as a continuous structure.

During erection, no particular problems were encountered till part 5 was put in place and part 6 was temporarily fixed to the latter. At this point, the lower flange of the box section showed serious flange crippling as can be seen in Fig. 4. Clearly, the folds in the lower flange are symmetrical towards the ends, which indicates excessive compression, whereas more to the span centre they appear as diagonal folds, characteristic for shear stress. The inwardly directed folds show an amplitude of up to 20 mm. Such values are inconsistent with acceptable fabrication and erection tolerances. As the length and width of the individual compartments of the box section are 600*600 mm, the fold amplitude should not exceed 4 mm, according to EN 1090 [2]. This value is already considerable, since the plate thickness equals 10 mm.

Obviously, such important folds have serious consequence. It may be true that a folded plate has a fairly large post-critical reserve, yet with an amplitude of 20 mm the normal stress would multiply by a factor of 13. The increase would be less if pure shear would exist. Nevertheless it becomes clear this situation cannot be accepted. In addition, the lower flange of the box section will be subjected to further compression due to the continuity of the superstructure.



Figure. 4 : Lower flange crippling

4. Origin of flange crippling

The origin of the flange folds may be one or a combination of the following effects :

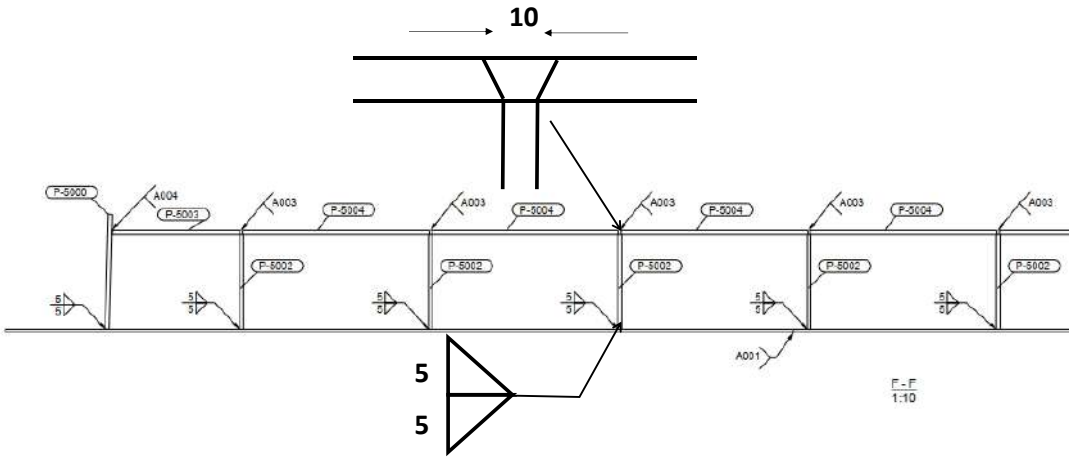
- Technological misalignments, which have resulted in positioning errors, causing excessive clamping of the parts to be joined.
- Inefficient handling of the parts before, during and after the transport or lifting of the parts.
- Accidents with damage during trading
- Preliminary conditions in the assembly that have not been taken into account, or that have an adverse effect on the bottom flange of the bicycle bridge.

4.1. Technological misalignments

The hallmark of technological misalignments or flaws is their character. Either technological defects are of a general nature, because an inefficient method is used, or they are very local, because a defect has arisen in a specific place. It is clear from the data that the damage is not general in nature. Nowhere is there any mention that the dents occur on several building parts. However, they are all manufactured in the same way and manufactured according to the same welding procedure. The welding procedure is a classical one. The sequence of assembly is clear from the drawing of the welding Fig 5.

The bottom plate is provided with stiffening upright ribs, by means of a symmetrical fillet weld joint with a throat thickness of 5 mm. The top flange consists of individual panels which are placed on the corners of the grid and which are butt-welded on the top ends of the stiffeners. This is virtually the only way in which this closed cross-section can be

manufactured, unless an asymmetric system is used in which only one-sided fillet welds can be placed.
By using symmetrical welding methods, the deformations are well controlled and the heat input is also limited, as the current intensity is limited to 240-300 A. There is also no chance



of mistakes and due to the small plate thickness, bottom weld cracks or corrections are unnecessary.

Figure. 5 : Types of welding

Predicting the weld shrinkage is difficult, although some rules of thumb allow an approximation of 0.8 mm shrinkage for each fillet weld. If the weld throat equals 5 mm this causes an angular rotation of 0.16 rad if allowed to develop freely. As the bottom plate prevents free rotation, a maximum deflection of 6 mm is be found. This does not explain the magnitude of the folds, all the more so since they only occur in one place.
There is no reason to assume that the folds are due to misalignments or the manufacturing process. However, the density of all stiffeners is a reason to consider disadvantageous slenderness curves, since the flatness of the plates is difficult to control on a very thin plate of 10 mm.

4.2. Inefficient handling of parts – accidents during handling

As far as can be concluded from the documents made available, the lifting work was always carried out taking into account the location of the centre of gravity. In addition, the decks are always lifted near their ends so that the attachment points do not give rise to cantilevers. The same seems to apply to the crane work.
However, prior to lifting no verification of the stresses in the above conditions was carried out. It therefore remains an open question whether lifting in a position with minor cantilevering parts gives rise to folding of the lower flange plate of the steel box. If the latter were the case, the folds would occur at the attachment points where the largest compression prevails in the lower flange. However, the dents can be found at the ends, so the above is unlikely.

4.3. Conditions in the assembling that were not taken into account

As far as is known, no accidents have occurred. Unless something has been concealed, one cannot therefore assume that severe local damage has occurred. As far as the photos show, there are no signs of damage due to falling, impact, ... because this should be apparent from the paintwork. However, as demonstrated in par. 5 hereafter, the flange crippling cannot

be explained by any other phenomenon than an unexpected line-up or support of the structure, or an unwanted twist during erection.

5. Flange crippling

To assess the possibility of flange crippling of the lower box section, a manual calculation according to EN 1993-1-5 [3] can be made, or alternatively a global FE-model of the structure can be assembled. The manual calculation, uses the following formulas to successively calculate the elastic crippling stress .

(1) $$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12 (1-\nu^2) b^2} = 52.67 \text{ MPa}$$

In (1) E is the elastic modulus, t the plate thickness, ν the Poisson coefficient and b the panel length. For a square panel with free rotating edges, the plate slenderness equals :

(2) $$\lambda_p = \frac{b}{t\, 28.4\, \varepsilon\, k_\sigma^{0.5}} \quad k_\sigma = 4$$

The critical value of the plate normal stress is found from equation (3).

(3) $$\sigma_{crit} = f_y / \lambda_p^2 = 208.7 \text{ MPa}$$

This type of calculation requires the choice concerning the boundary conditions of the panel. These cannot be found directly, which necessitates the use of a FE-model. The model is rather general and mesh refinement has not been pushed far, because of the computing time.
A first question is what has happened during the lifting of the largest bridge deck number 5. This can be seen in Fig. 6, exhibiting the deformations during lifting by a single crane. Obviously, the high folded parapet is bending towards the axis of the bridge and both cantilevering ends are sagging downward. The ends of the section shows a vertical displacement of 21.34 mm. However, the location of the opposite bearing, which is closer to the deck centre, shows a sag of 12.77 mm. Either before the drop off the supports should be at a height difference of 8.57 mm, or one point may be bearing the weight, whereas the other has but a little supporting function.

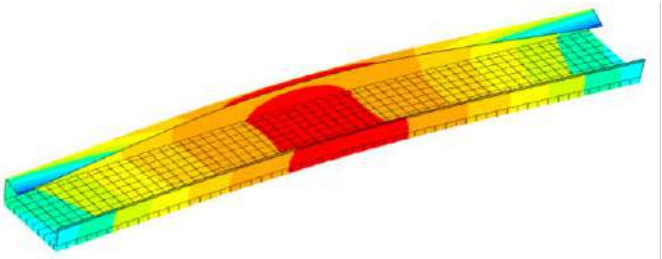


Figure. 6 : Hoisting of bridge deck part 5

To be complete about this phase, stresses in the low parapet mount up to 54.64 MPa, whereas in the lower flange of the box section they are limited to -52.82 MPa. The lowest buckling mode shows multiple folds near to the hoisting locations and render an elastic buckling factor of 47.99. Since this value is lower than 30, there is no buckling effect. Indeed, the plate slenderness is given by equation (4).

(4) $$\lambda_p = \sqrt{\frac{355}{52.82*47.99}} = 0.374$$

This gives rise to a buckling factor χ= 0.92 if curve b is adopted. Hence, the real stress reaches 52.82/0.92 = 57.41 MPa which is considerably lower than f_{yd} = 355 MPa.
As the mesh of the general model is rather coarse a refined detailed model, including 9 panels of the box section was assembled. This model is subjected to the edge stresses found by the general model. The detail can be seen in Fig. 7. However, the slenderness of the plate found from this model equals 0.34 which is slightly lower than the result of the general model. This means the contribution of the vertical stiffeners and the continuity of the plate across these is well assessed by the general model, and that it can be used in further analysis.

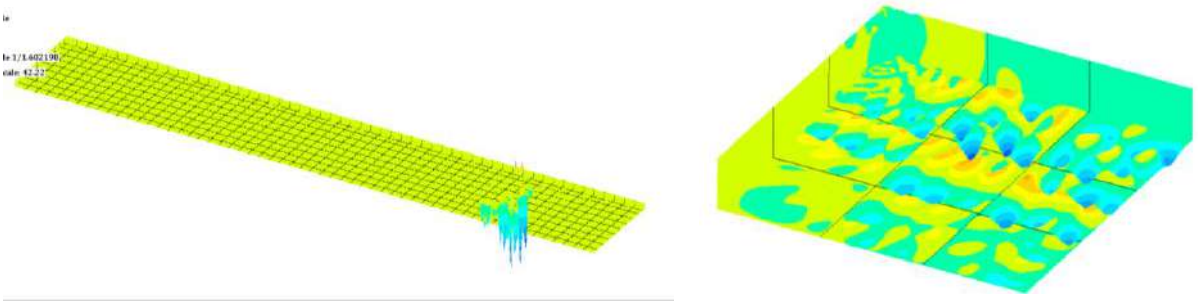


Figure. 7 : Buckling mode full model (left) detailed model (right)

According to discussions with the steel fabricator, part 6 of the superstructure was already welded to the part 5 under consideration, while it was not supported entirely by the bearings at the junction of both parts. If this is true, then a situation may have existed where the outward support was inefficient and the reactions of part 6 were already supported by part 5. In these circumstances the picture will be different, as in Fig. 8.

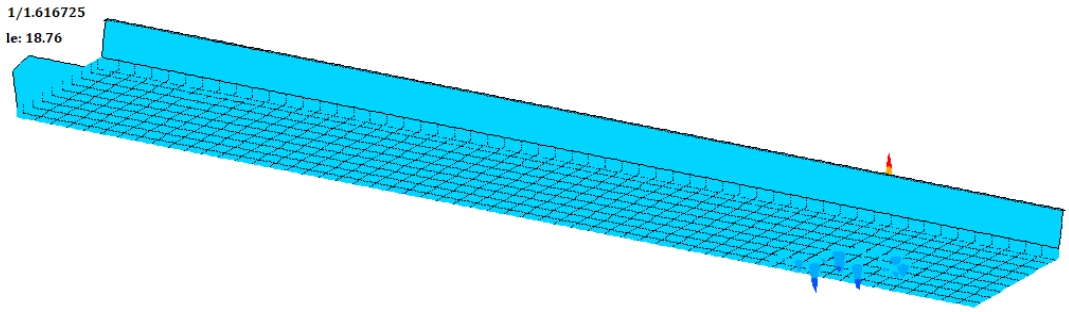


Figure. 8 : Buckling mode with inefficient support

In the area nearby the efficient support the model exhibits an equivalent stress of 628 MPa. The buckling mode shows multiple folds near to the efficient support, corresponding to an elastic buckling factor of 20.45. In a similar manner as before, the real stress reaches also 628 MPa. Since all of these figures correspond to SLS, the lower flange will effectively fail. This would imply that the cause of the failure is an ineffective support. Since the buckling factor χ is almost equal 1, the failure is due to excessive compression and shear and subsequent yielding of the bottom plate.
It may very well be the bearing is not entirely inefficient and produces a lower reaction than the value corresponding to zero deflection. Therefore the reaction has been increased gradually. The result is that a small reaction of 3.7 kN can exist and the support should not have been totally free. In this condition, the equivalent stress in SLS reaches 355 MPa. It is

interesting to observe that the result is only mildly due to flange crippling since the buckling factor χ = 0.966 just slightly influences the real equivalent stress.

6. Repair

Obviously, the structure was incapable of further resisting load, since it failed in the folded area. Repairing the lower box flange was easiest done by adding a second plate to it. Since there is no real problem in the final condition of the structure, this plate might well have a thickness of 10 mm as the original one. Parties involved preferred a 12 mm plate.
Before the additional plate was welded to the lower flange all outward folds were corrected and pushed flat by heating and jacking. This does not influence the resistance of the flange, since it already failed. The inward folds were untouched. A substitute plate of 12 mm in 3 parts was positioned below the flange. Connecting the substitute plate to the existing structure is done by plug welds. According to EN 1993-1-8 [4] this is allowed for transferring shear and to avoid buckling of adjacent parts, which is exactly the purpose. Since this is a footbridge, no fatigue effect due to plug welding must be accounted for.
The method to determine these welds is based on the transfer of shear and torsion. The latter is due to the skew location of the bearings and equals T = R d, R being the reaction and d the skew distance. This torsion moment should be decomposed in a longitudinal and transversal torsion by multiplying it respectively with the sine and cosine of the skew angle of 42.4°. The shear stream due to these torsion moments can approximately be derived from Bredt's formula (5)

(5) $$\mathbf{t} = \frac{T}{2\,A'}$$

In equation (5) A' is the average area of the cross section. According to EN 1993-1-8 the normal plate stress does not influence the connection welds. Since the buckling factor is remarkably low, there would be no need to connect all vertical stiffeners to the additional plate. Therefore only the circumference of the plates is connected by the 3 types of coloured welds in Fig. 9. The choice was left to either have complete fillet welds along these lines, or to partition to plug welds. In this particular case the throat value of the latter is inversely proportional to their length divided by the entire rib length. Finally this resulted in rather large values and continuous fillet welds were preferred.

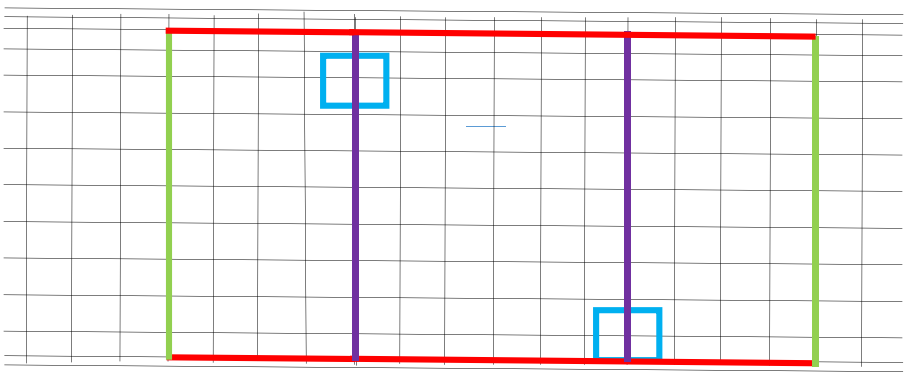


Figure. 9 : Weld locations of additional reinforcement plate

As Fig. 9 exhibits, the additional plates are connected only on their perimeter by the fillet welds. Consequently, compression stress will experience a much larger plate, more easily

subject to buckling. In case of plug welds, this situation could have been avoided. However, in practice it was unthinkable to connect each one of the vertical ribs to the additional plate.
Equations (1) to (3) easily show that the critical stress and the real stresses are extremely low for a 6*3.5 m unstiffened panel of 12 mm thickness, since the following values are found σ_E = 2.1 MPa, λ_p = 6.52 and σ_{crit} = 8.35 MPa. However, the vertical stiffeners provide a one sided support, as they prevent the plate from upward buckling. For a plate on a single-sided elastic foundation [5] provides other values of the parameter k_σ in this case of stiff bed of 212 instead of 4. Consequently the values of the above parameters become considerably higher to λ_p = 0.895 and σ_{crit} = 442.5 MPa. Since the equivalent stress in ULS equals 202 MPa and the factor χ = 0.664 , the value to be compared to in the unity check becomes 304 MPa and 304/355 < 1. Thus the unity check is satisfied.

Conclusions

During the assembling on site of a 6-span continuous cycling bridge, serious folding of a confined part in het 5th bridge deck was found. Various causes of this damage have been considered. FE-modelling of the considered part of the structure shows that the stability problem is minor and cannot explain the damage. After careful examination only one reason can be found. The inefficiency of the bearings at the skew supported edge of the damaged part of the steel superstructure, seems to be the underlying cause.
The above analysis of the local failure of the lower flange of a box section cyclist bridge may certainly be done more in depth, by complete GMNIA-analysis, taking into account the imperfections that existed before any damage had occurred. Unfortunately no measurements were made at that stage. Nevertheless, the conclusions would be identical. All data strongly imply the damage has occurred due to improper functioning of the skew supports during assembling. This proves once more that erection design should include the control of supports and matching the geometry of parts to be connected.

REFERENCES

[1] EN 10025-2 Hot rolled products of structural steels. European Committee for Standardization CEN. Brussels 2019
[2] EN 1090 Execution of steel structures and aluminium structures – part 2 Technical requirements for steel structures. European Committee for Standardization CEN. Brussels 2013
[3] EN 1993-1-5 Design of steel structures – Part 1-5. Plated structural elements (+AC 2009) European Committee for Standardization CEN. Brussels 2007
[4] EN 1993-1-8 Design of steel structures – Part 1-8. Design of joints (+AC 2005 + AC 2009) European Committee for Standardization CEN. Brussels 2005
[5] A. Hassan, N. Kurgan, Buckling of thin skew isotropic plate resting on Pasternak elastic foundation using extended Kantorovich method, Heliyon 2020 Jun; 6(6) e04236

STAMBOLOV'S BRIDGE IN VELIKO TARNOVO: 130 YEARS OF SPANNING YANTRA RIVER

Radosveta Kirova-Delcheva[1], Lazar Geogiev[2], Doncho Partov[3], L. Ljubenov[4], Radoslav Nikolov[5]

USEA „Lyuben Karavelov"

***Abstract**: Stambolov's bridge in Veliko Tarnovo, which used to serve the two-way pedestrian, livestock and later motor traffic, between the railroad station and the town, marked the beginning of the modern bridge construction in Bulgaria. The research focuses on the description of the specific spatial construction of the road facility, which corresponds the architectural idea: joint-rod system with a horizontal upper belt, a lower belt with a curvilinear parabolic outline and a grid of verticals and falling diagonals loaded with tensile forces.*

***Key words**: single-span arched open-spandrel iron riveted bridge, joint-rod, Veliko Tarnovo*

1. Historical context.

The proficiency of the architectural and engineering solution of the 130 years old precast wrought iron arch single-span truss bridge in Veliko Tarnovo, named after Stefan Stambolov, which is virtuously embedded in the unique landscape of the old Bulgarian capital, represents a profoundly instructive example for the bridge specialist over the world. (Fig. 1). Lightness and elegance of the subtle metal lattice openwork of the bridge structure suggest to the visitors that beyond its routine function it was designed to blend with the surrounding environment.

The construction history of the road facility was connected with the government of Stefan Stambolov, Prime Minister of the liberated Bulgarian State (1887-1894), who was born in Veliko Tarnovo. The decision for construction of the European styled bridge of significant size over the Yantra River for connection with the still intended project railway station was resolved by the Minister Council in 1889, about a decade after the Russian-Turkish war (1877-78) that resulted in the liberation of the Bulgarian state. [1] [2]

[1] Radosveta Kirova-Delcheva, PhD, arch., Department of Architecture, USEA „Lyuben Karavelov", Sofia, Bulgaria, kirova.radosveta@gmail.com.
[2] Lazar Geogiev, Assoc. Prof., PhD, eng., Roads and Transport Structural Facilities Department Faculty of Transportation Engineering, UACEG, Sofia, lazar_fte@uacg.bg
[3] Doncho Partov, Prof., PhD, eng. Department "Mehanics", USEA „Lyuben Karavelov", Sofia, partov@vsu.bg
[4] Lyuben Lyubenov, Assoc. Prof., PhD, Department of Architecture, USEA „Lyuben Karavelov", Sofia, Bulgaria, lyubo_el@abv.bg
[5] Radoslav Nikolov, PhD Student, eng., UACG, radoslav.nikolov91@gmail.com



1a)



1b)

Figure 1: a) General view of Stambolov's bridge b) Stambolov's bridge – view from the monument of Assenev brothers (Photo: R. Kirova, 2020)

2. Structural description of the bridge

The presented constructive analysis is based on the project for Rehabilitation and Reinforcement of the Stambolov bridge from 1996, contracted by the brunch of "Moststroy" Ltd. in Veliko Tarnovo and designed as subcontractor by the team of structural engineers of "Geotechnika" Ltd., Dragoman with leading engineers ass. prof. eng. Kiril Angelov and eng. Kostadin Tsekov and under the supervision of prof. eng. Peter Staykov. The project was approved by the Municipality of Veliko Tarnovo, but was not executed. [4]

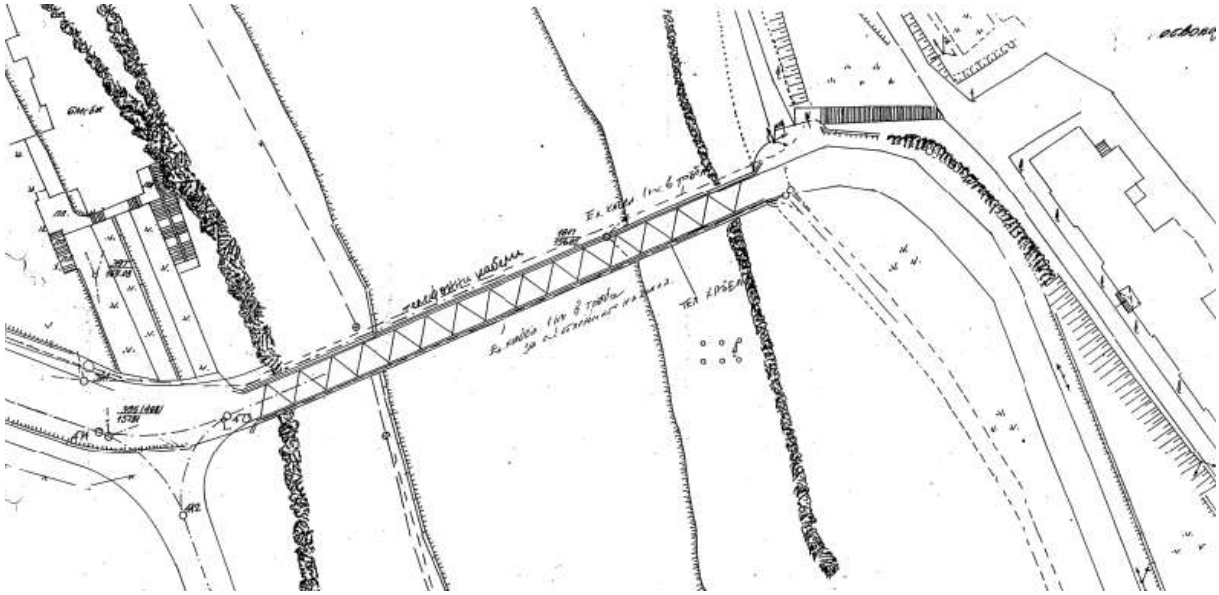
The structural analysis of Stambolov's bridge is part of the efforts of the engineering specialists in Bulgaria for investigation, rehabilitation and maintenance of metal bridges from the end of 19th and the beginning of 20th centuries. [5] [6] [7] [8] [9]

The metal structure of the bridge is supported on two massive stone masonry abutments, founded on the rocky banks of Yantra River. The main bearing structure of the

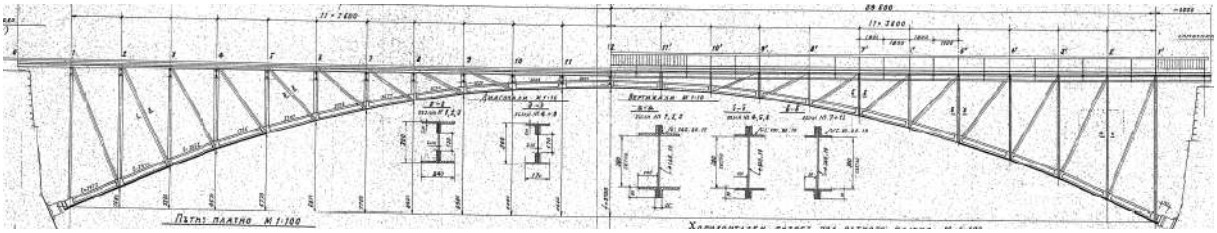
bridge features upper roadway and consists of 22 fields. The total length of the bridge is 79.20 m. The width of the carriageway between the parapets is 7.0 m. (Fig. 2,2a, 2b)

The bridge structure consists of combination of two trusses, distanced at 6.00m axially from each other. The overall structural height of the truss is 6.90 m at the abutments and 1.20 m at the key.

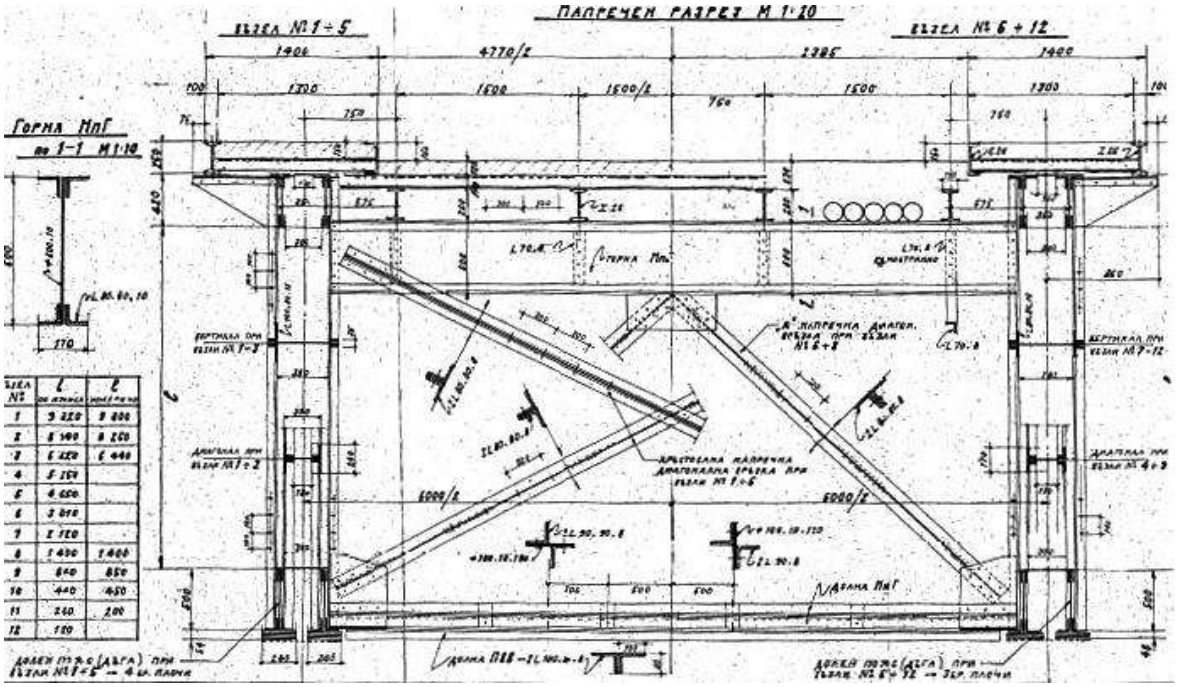
The cross-section of the upper belt is constructed of two joint T-shaped riveted structural elements, placed axially at a distance of 350 mm from each other. They consist of two L-profiles: 2L 90/90/10 mm for flanges and a strip wrought iron stem with dimension 10/410 mm. (Fig.2b).



2a)



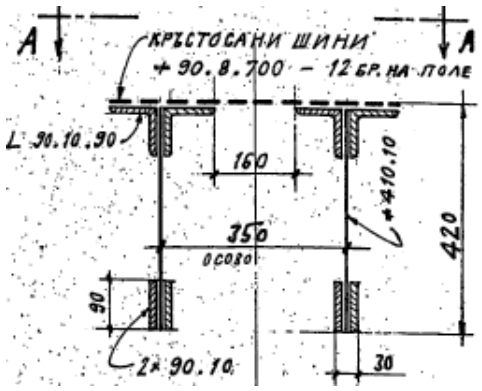
2b)



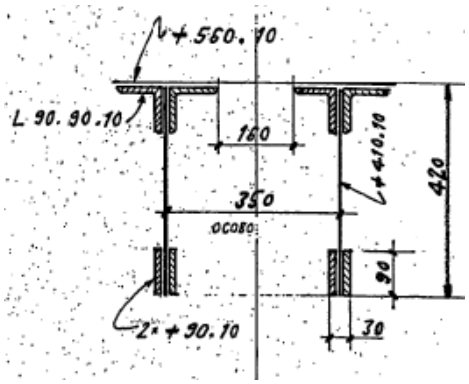
2c)

Figure 2. a) Technical situation of the bridge [4] b) Longitudinal structural view of the bridge [4] c) Cross-section of the upper belt [4]

The upper surfaces of the truss flanges are additionally reinforced in their free arms range: nodes 0 to 6 with cross rails with a strip steel plate with dimensions 90/8/700 mm (Fig.3a) and nodes 6 to 12 with a strip steel plate with dimensions 10/560 mm (Fig. 3b). The stems are additionally reinforced at their free ends with two strip steel plates with dimensions 2 x 10/90 mm (Fig. 3a and 3b).



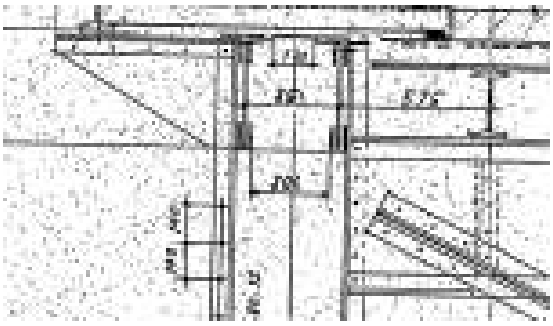
3a)



3b)



3c)

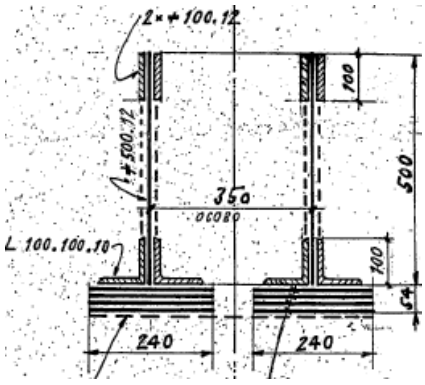


3d)

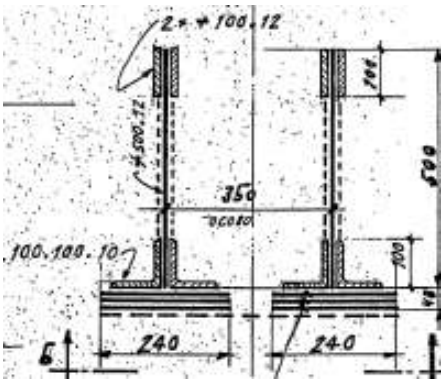
Figure 3. a) Upper Belt (nodes 0-6) [4] b) Upper Belt (nodes 6-12) [4] c) View of upper belt (Photo: D. Partov, 2009) d) Upper belt detail [4]

The cross-section of the lower belt is constructed of combination of two "T"-shaped riveted structural elements, placed 350 mm axially from each other, facing upwards. They are executed by the combination of two corner profiles 2L x 100/100/10 for flanges and a strip steel stem with dimensions 500/12mm (Fig. 4b). The stems are additionally reinforced at their free ends with two strip steel plates with dimensions 2 x 12/100mm (Fig. 4a and 4b).

The corner profiles of the lower belt between nodes 1 and 5 from the lower end are mounted by four reinforcing wrought iron plates with dimensions 13/240mm. On the corner profiles of the lower belt between nodes 6 and 12 are mounted three wrought iron plates with dimensions 15/240mm.



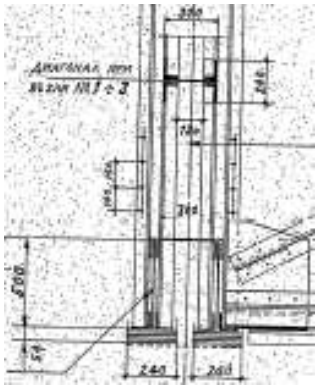
4a)



4b)



4c)



4d)



4e)



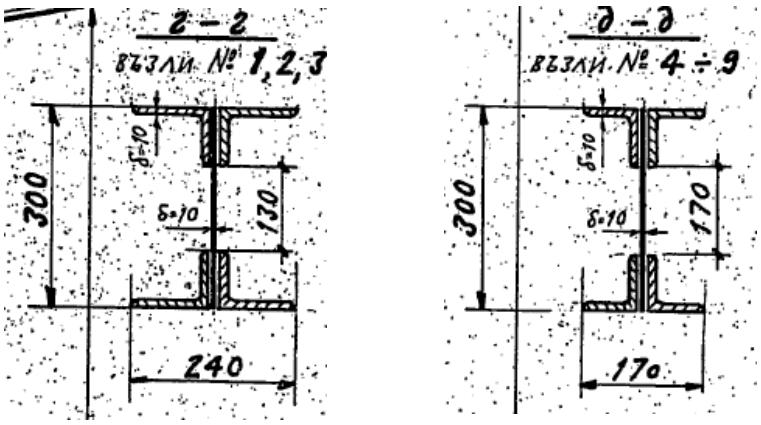
4f)

Figure 4. a) Cross-section of the lower belt between nodes 1-5 [4] b) Cross-section of the lower belt between nodes 6-12 [4] c) View of the lower belt (Photo: D. Partov, 2009) d) Bottom waistband detail [4] e) View of the lower belt (Photo: D. Partov, 2009) f) View of the lower belt (Photo: D. Partov, 2009)

The joint behavior of thus created "U"-shaped cross-sections of vertical load impacts (and horizontal impacts) is realized by combination of two profiles with transverse ribs, positioned in the middle of the truss fields and connected to the bars of the truss grid. (Fig. 4). In addition, from the side of the flanges between the two adjacent "T"-shaped profiles (as indicated above in the text) a winding connection of strip wrought iron of size 90/8/700 mm cross rails is developed; respectively 12 pieces per field in the upper belt of size 90/8/900mm and 5 pieces per field in the lower belt).

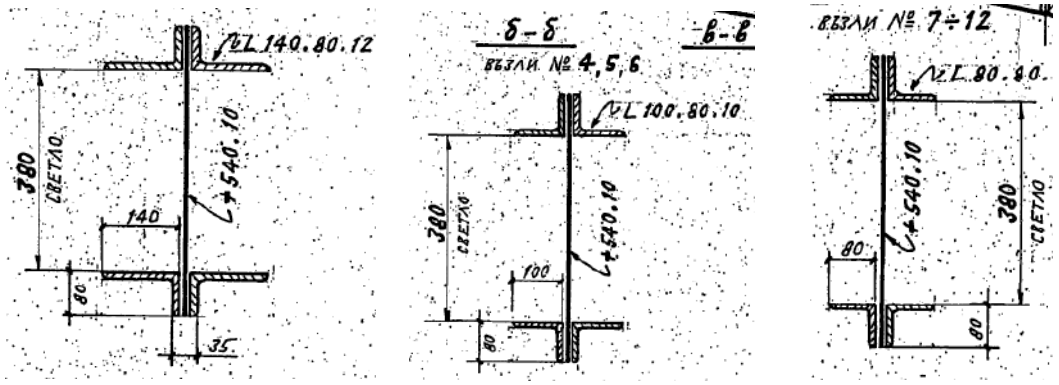
The plates that connect the truss diagonals (Fig. 5a, 5b) and verticals (Fig. 6a, 6b) and the upper and the lower belts are of sufficient height for realization of the links without knot. These details are realized with riveted joints.

The open box section construction of the two belts enables the verticals (fig. 6a, 6b and 6c) 2L x 140/80/12 for nodes № 1, 2, 3; 2L x 100/80/10 for nodes № 4, 5, 6 and 2L x 80/60/10 for nodes №7-12 and the diagonals, to be executed as two-part combined profiles with an "I" cross-section. (Fig. 5a, 5b)



5a) 5b)

Figure 5. a) Cross-section of the diagonals between nodes 1, 2 and 3 [4] b) Cross-section of the diagonals between nodes 4-9 [4]

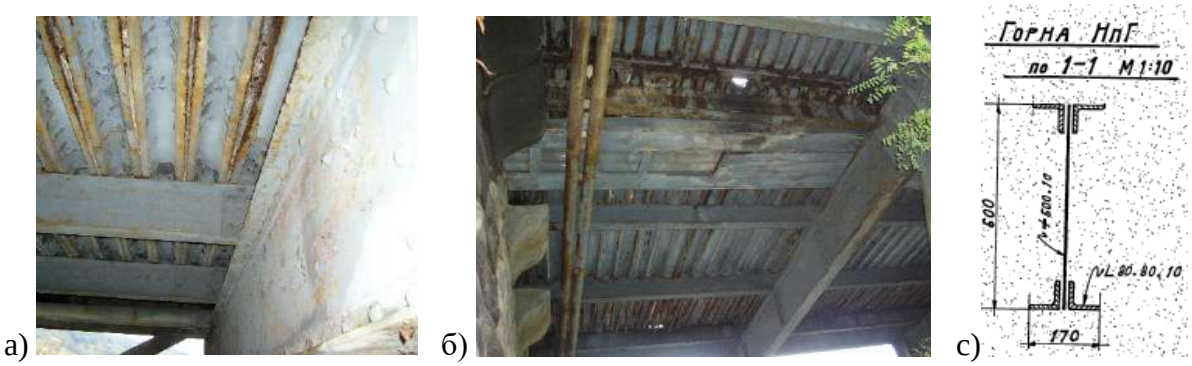


6a) 6b) 6c)

Figure 6. a) Cross-section of the verticals between nodes 1-3[4] b) Cross-section of the verticals between nodes 4-6 [4] c) Cross-section of the verticals between nodes 7-12 [4]

The belts of these diagonals are executed by two unequal angular profiles of size 2L x 70/120/7 mm, fixed by rivets to each other and a connecting stem of 10 mm thick wrought iron strip. The both ends of the truss diagonals, together with their flanges, enter the 300 mm joint between the stems of the upper and lower truss belts. The both ends of the truss verticals are interrupted above the belt stems, the protruding flanges of the verticals on the external side are riveted to the truss belts.

Transversal beams of "I"-shaped cross-section, combination of a stem of strip wrought iron of size 10/600 mm and an upper and lower flange of paired angle profiles of 2L x 80/80/10 mm, riveted to each other, are installed between the nodes of the truss upper belt. The transverse beams are of height 600 mm. (Fig. 7a, b, c)



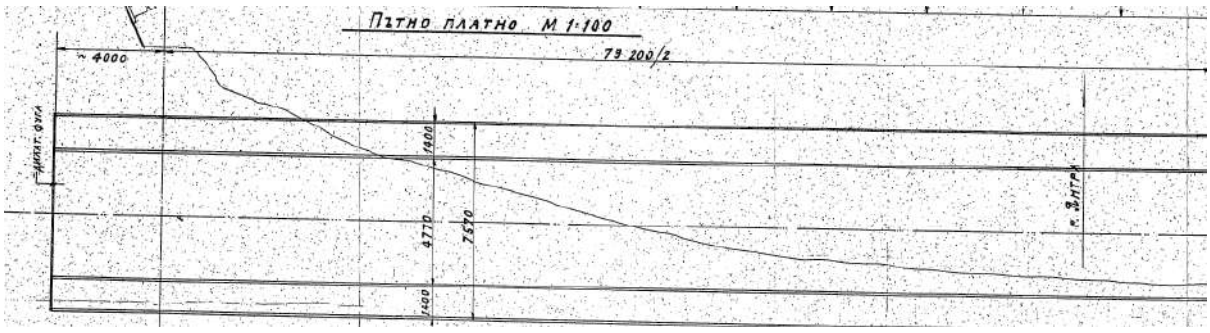
а) б) с)

Figure 7. Composition of transverse and longitudinal beams:
a) bottom view b) condition of the girder of the roadway in 1995 c) Cross section of the main cross beam [4] (Photos: D. Partov, 2009)

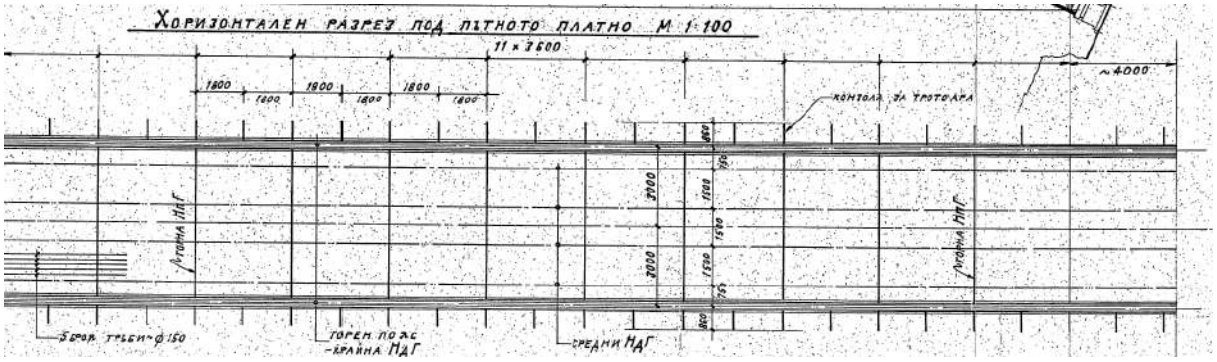
Longitudinal full-wall steel beams with "I-26" shaped cross-section are designed between the transversal beams. They are positioned on the upper belt of the transverse beams, on distances of 1500 mm, equal to the axes openings of 3.60 m between the main truss transverse beams. Thin prefabricated reinforced concrete panels are laid on the longitudinal bridge beams, which are part of the road slab. Asphalt and concrete pavement of 5 cm thickness is laid on top of the prefabricated panels. The height of the arched trusses at the supports is 7.0 m.

The upper girdle of the bridge step on the stone abutments and is fixed by stationary wrought iron cylindrical joint bolt. The stepping of the lower girdle of the bridge on the stone abutments is realized by joint bolts.

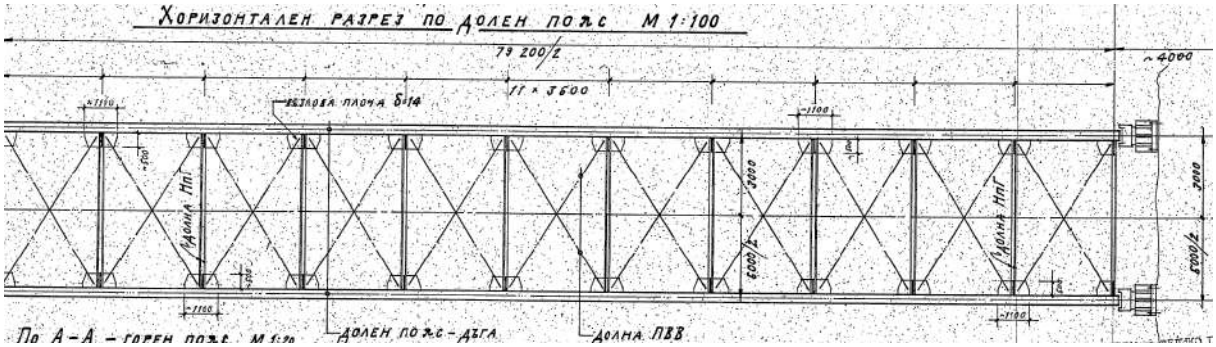
The spatial stability of the bridge is ensured by horizontal X-shaped wind-resistant connections located between the upper and lower truss belts as well as by the vertical X-shaped wind-resistant connections, installed between the verticals of the two adjacent load-bearing bar structures of the bridge.



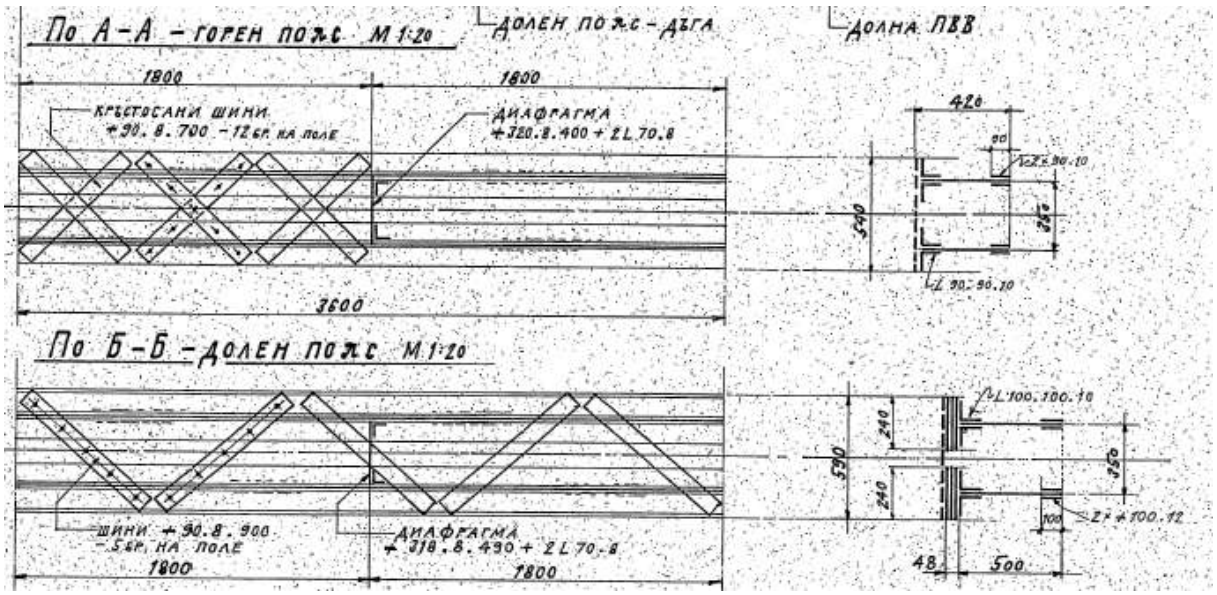
8а)



8b)



8c)



8d)

Figure 7. a) Plan of the road lane of the bridge [4] b) Section of the road lane of the bridge [4] c) Cross section of the lower belt [4] d) Details of construction of the lower and upper belts [4]

Conclusion

A conclusion section is not required, although in the conclusion the main points of the paper may be reviewed. Do not replicate the abstract as the conclusion. A conclusion might elaborate on the importance of the work or suggest applications and extensions.

Leave two blank lines before the conclusion(s) as well as before the references sections. References (books, articles, etc.) should be quoted in the text by numbers in square brackets - [1], [2], etc. - and grouped together at the end of the paper in numerical order as shown in these instructions. Order the references following their first appearance in the text.

REFERENCES

[1] Pytevoditel na grad Veliko Tarnovo i okolnostta mu, eds. L. Filipov, L,, D. Bagrilov, H. Saparov, velikodatnovsko druzhestvo "Trapezitsa", Veliko Tranovo, 1907
[2] Kirova-Delcheva, R. Bridging Modernity: Stambolov Bridge in Veliko Tarnovo (1892); XI Scientific Conference with International Participation "Modern Technologies in the Cultural and Historical Heritage" 2021, forthcoming
[3] National Documental Archive, National Institute for Immovable Heritage Protection, Dossier of the Stambolov's bridge, VT-337-103-II
[4] Tsekov K., K. Angelov, P. Staykov - "Geotechnika" Ltd. Technical project for Rehabilitation and Reinforcement of the "Stambolov Most" in Veliko Tarnovo, work phase, Dragoman, 1996
[5] Georgiev L. Fatigue Life Analysis of an Old Riveted Bridge Based On S-N Line. 7th International Conference on Bridges across Danube, Sofia, Bulgaria, 14-16.10.2010, ISBN 978-954-724-014-4, pp.375-384
[6] Lyubomir Z., V. Tanev, M.o Lepoev, L. Georgiev, "Steel Railway Bridge to "Vlado Trichkov" Railway station. State and Preparation for Measurement", Yearbook of the Sofia University of Architecture, Construction and Geodesy, Volume 53, Issue 4, 2020, p.993-1002, ISSN 1310-814X - print edition, ISSN 2534-9759 - online edition
[7] Partov, D., Dinev D. Bridge Engineeering in Bulgaria. Handbook of International Bridge Engineering, eds. Chen, W., L.Duan , Boca Raton: CRC Press, 2013, 247-293
[8] Partov, D., Grekov, P., Kantchev, V. Specific Features of Historical Structures of Buildings and Road Facilities in Bulgaria in 19th and In the Beginning of 20th Century. International Journal of Engineering and Technical Research (IJETR), Volume-8, Issue-6, 2018, 1-9
[9] Penev, V. Stamboloviat most. Magazine "Road", issue 2, 2001, 8-10.

SET UP FOR NUMERICAL INVESTIGATION OF DEFLECTIONS OF TENSILE MEMBRANE STRUCTURES UNDER CONCENTRATED AND AREA LOADS

Vuk Milošević[1], Veliborka Bogdanović[2], Dragan Kostić[3], Miomir Vasov[4], Jelena Savić[5]

Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš
Chair for Designing Architectural Structures

***Abstract**: Tensile membrane structures are getting increasingly popular in the Balkan region as more and more of them are being built. Lack of standardization in Europe motivates scientific research directed towards practical problems with the aim of defining the European Standard for designing tensile membrane structures. There is an ongoing research at the Facility of Civil Engineering and Architecture at University of Niš directed towards deflections of tensile membranes, that is a part of such endeavors. This paper presents the methodology used to investigate the effects of concentrated and area loads to the deflections of membrane structures. It is already known that these loads produce different deflections, but methods for reducing them are not thoroughly explored. In the research that is partially presented in this paper, concentrated, snow and wind loads are applied to numerical models of membrane structures and deflections are monitored. Five parameters are analysed in order to investigate their influence on deflections and compare their effects under applied loads. The results of the research should help in managing deflections during the design process of tensile membrane structures.*

***Key words**: Tensile membrane structures, deflections, concentrated load, area load, numerical analysis*

1. Introduction

Tensile membrane structures are lightweight structures especially popular because of their elegance and form. The number of built membrane structures is constantly increasing in the world. In Balkan region more and more of these structures are planned and erected, although the full potential of this structural system is still not utilized. One of the recent

[1] Assistant Professor, Chair for Designing Architectural Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Serbia, vukamer@yahoo.com
[2] Full Professor, Chair for Designing Architectural Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Serbia, veliborka.bogdanovic@gaf.ni.ac.rs
[3] Full Professor, Chair for Designing Architectural Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Serbia, dragan.kostic@gaf.ni.ac.rs
[4] Associate Professor, Chair for Designing Architectural Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Serbia, miomir.vasov@gaf.ni.ac.rs
[5] Assistant Professor, Chair for Designing Architectural Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Serbia, jelena.savic@gaf.ni.ac.rs

membrane structures in Serbia is presented in Figure 1. In tensile membrane structures, membrane is the principal load bearing element. In addition, it is also the cover, which is unusual for most of other structural types. Membranes are very thin and light, and have no compression and bending stiffness. In order to resist external loads they have to be double curved and prestressed with tension forces.

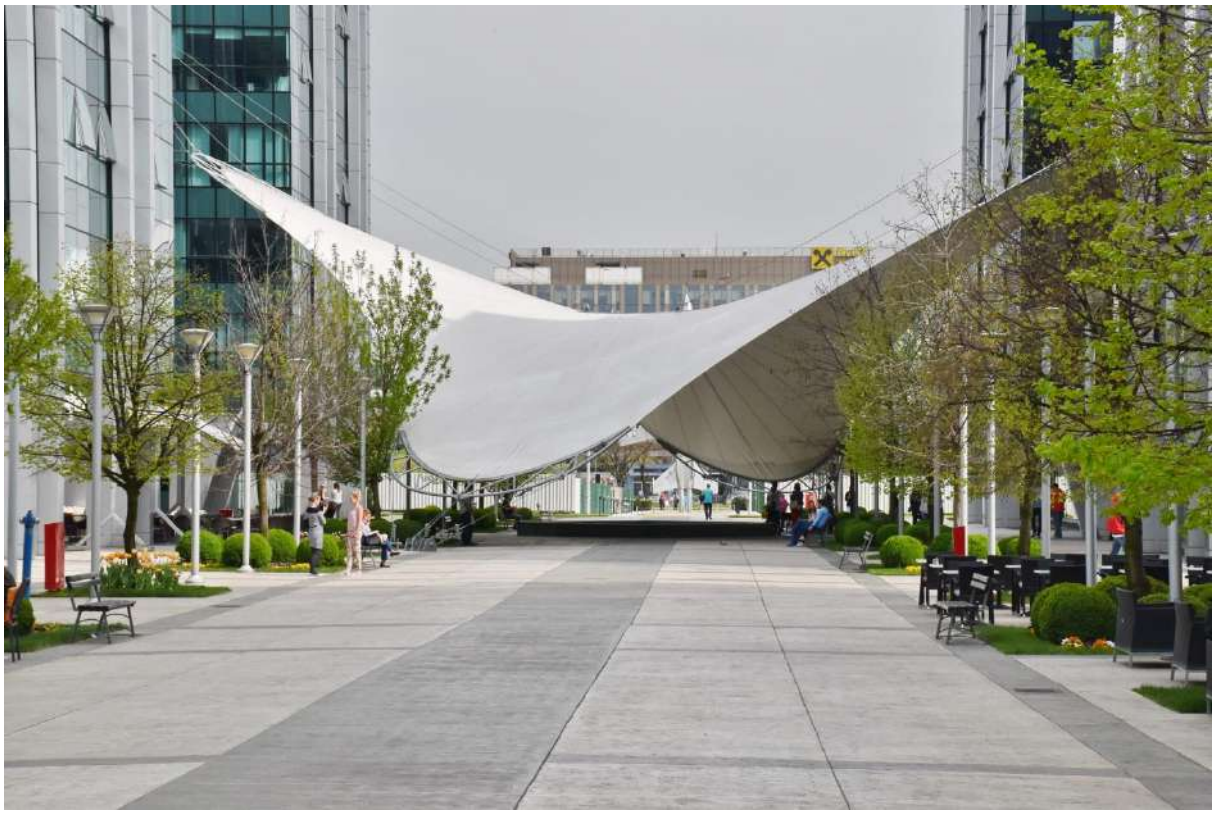


Figure 1. Tensile membrane structure in Serbia (Image courtesy www.artech.rs)

Researchers from the Faculty of Civil Engineering and Architecture have been researching different lightweight structural systems for more than two decades. In the past the accent was on cable structures [1-3]. More recently, within the past decade, several aspects of tensile membrane structures have been investigated. Most of the published researches are dealing with the topic of point load actions on membrane structures [4-7]. In addition, thermal aspect and energy efficiency of tensile membrane structures were explored [8-10]. Currently, the field of effects of area loads and their comparison to the effects of point loads is being researched. This paper is a part of those investigations. In the future, it is planned to start the research about different aspects of covered and semi-covered membrane halls.

The research presented in this paper builds on the results of two previous researches [11,12]. The first one investigated the effects of point loads to deflections of membrane structures, while in the second one the area load influence of deflections is explored. The aim of this research is to compare the effects of these load types, in order to conclude which are efficient and reliable ways of reducing deflections of tensile membrane structures during the design process. In this paper, the results will not be presented. This will be done in the following paper. The aim of this paper is to present the set up for the comparison of deflections under different loads conducted through numerical analysis. Therefore, the paper will showcase the methodology of the research, analysed loads and selected variable parameters.

2. Methodology

The research is planned as a parametric numerical investigation. It is conducted in finite element analysis software Sofistik, which was already used in scientific research of tensile membranes [13,14]. The hypothesis to be tested is whether the change of parameters that reduces the deflections under one load has the same impact to deflections of other loads. In order to conduct the numerical experiment, a numerical model of the typical membrane structure was built. The properties of the model are given in the next subchapter. Afterwards, the planned process of numerical investigation is presented.

2.1. Model

The model of the tensile membrane has the hypar shape, as it is one of the most commonly used forms of membranes. The base of the model has a size of 6x6 m. Two diagonal corners are lifted by 2 m. The prestress of the membrane is 3 kN/m in both directions. Membrane has cable edges. The prestress of cables is 30 kN, and their diameter is 12 mm with elastic modulus of 205 kN/mm^2. Membrane has elastic modulus of 600 kN/m in both directions, shear modulus of 30 kN/m and Poisson's ratio of 0.4. Warp direction of the membrane is from one high corner to another. The values for the model are replicated from the research about a different topic, by some of the most prominent researchers in this field [15].



Figure 2. Numerical model of the tensile membrane structure (Photo by authors from Sofistik software)

2.2. Numerical Investigation

After the initial model was formed and tested, it was possible to start creating other models. The variable parameters were selected. They will be further presented in chapter 4. For each parameter, values to be varied are also specified. Each combination of parameter values was used to create a new model. With all the planned models created, the calculation of load effects began. Each model was load separately with each of the loads. The loads are described in more detail in chapter 3. For each load the deflection results were recorded. The position and value of the maximal deflection were the key data used for comparison. Based on these results it was possible to draw conclusions about the effects of each load to the deflections of the membrane and compare these effects. In addition, the influence of all analysed parameters was further investigated in order to conclude the most appropriate ways to reduce excessive deflections of tensile membranes under external loading.

3. Loads

In this research three types of external loads acting on the tensile membrane structures are analysed. Two of them are area loads, and these are the snow load and the wind load, while the third is the concentrated load. Each one of the analysed loads will be shortly presented in the following subchapters. It is impossible to generalize which one of these loads is the most significant in analysis of tensile membranes. This mostly depends on the

geographical position of the structure, but also on other factors such as surroundings, form of the structure and height of the structure. While in some cases certain loads can have minimal importance, in others they can be dominant. It is also not uncommon for all three types of analysed loads to have roughly the same effects to the membrane structure.

In addition to the three analysed loads, there are also other types of loads acting on the membrane structures. Seismic loads that are very important for other types of structures are usually disregarded in design of tensile membranes. The reason for this is the lightweight nature of membranes. The exception are hybrid structures that are covered by membranes but have heavy supporting structural elements. Thermal loads are also acting on membranes, and indoor thermal environment of membrane strutures is frequently explored. Thermal loads do not cause major structural effects, although more research in this field is needed. Due to the flexibility of the membrane material it is expected that temperature changes within the realistic and usual values do not impact the structure significantly. Rain and hail can also act on membranes. While rain itself is not a considerable load, the effects of accumulated water on the membrane can be catastrophic. Therefore, it is crucial to design the form of the membrane correctly in order to avoid ponding in initial and deformed state of the structure. Some research is done in the area of hail effects to membranes, but this load is not regularly included in design and analysis of tensile membranes.

3.1. Snow Load

Snow load in one of the most frequent loads acting on tensile membrane structures and often the dominant one. Design values of this load depend mostly on the location of the structure and on its form, or more precisely, on the slope of the membrane. This is usually problematic, since the design standards are considering flat, pitched and roofs with curvature in only one direction, while tensile membranes are doubly curved. Therefore, it is hard to optimize the value of the snow load on membranes, although some efforts are already made [16]. In order to avoid ponding, it is important to check geodesic height of deformed membrane under snow load. The risk from combined action of snow and rain, but also the melting of snow, exists, and can potentially lead to water accumulation on the membrane surface. One example of membrane covered by snow is given in Figure 3. For the purpose of this research, value for snow load is taken to be the same as in two well-known researches [15,17] and has the intensity of 0.6 kN/m^2 over the whole membrane, with the vertical downwards direction.



Figure 3. Snow acting on the large membrane of Elspe Open Air Theater (Image courtesy www.mehgies.com)

3.2. Wind Load

Wind action is very complex due to its dynamic nature. For standard roofs this load has been simplified in design codes, so it is relatively easy to include in the structural analysis. However, curved shape and large deformations of tensile membranes pose a huge problem in determining the appropriate wind load values. For simple membrane forms, some guidance exists [18], and by approximation and simplification, design values are derived using engineering judgement and experience. For more complex and important sturctures, wind tunnel tests [19,20] should be conducted in order to obtain more realistic values. The development of CFD analysis makes it reasonable to expect that in future all tensile membranes will be numerically tested for wind loads. Unlike the snow load, wind load provides much less chance of pond formation on the membrane surface. Nevertheless, wind alone can also have devastating effect on the membranes. One of the recent examples is the partial collapse of the Millennium Dome in London, illustrated in Figure 4. In this research, wind load is modelled as proposed in the previous published researches [15,17]. This means that it was simplified to a static load acting across the whole surface of the membrane with the intensity of 1 kN/m^2 and the upward, perpendicular direction to the membrane surface.



Figure 4. The failure of the membrane of Millennium Dome in London in 2022 (Image courtesy Twitter user @sandieshoes)

3.3. Concentrated Load

Concentrated loads acting on tensile membrane structures can be of several different sources. The first one is impact loads from objects falling on the membrane or hitting the membrane from downside. The second are temporary or permanent concentrated loads induced by equipment or objects hanging on or resting on the membrane. The third are movable loads from people that are doing maintenance or inspection work on the membrane. One such example is given in Figure 5. This research will be focused of the third group of concentrated loads. Analysed type of concentrated load can be induced by the weight of one or more people working on the membrane. Based on this, the intensity and application area of the load will be defined. Such loading occurs relatively frequently, although less often compared to snow and wind load. The possibility of ponding under movable concentrated

loads is small, because of the small duration of load application. However, concentrated load can act in combination with snow and wind load. In this research, concentrated load is applied with the total intensity of 1 kN evenly spread across the area of 0.1x0.1 m, and with the vertical downward direction.



Figure 5. Concentrated loads acting on tensile membrane structure (Image courtesy www.architen.com)

4. Analysed Parameters

In order to investigate deflections of tensile membranes under snow, wind and concentrated load, five different parameters are varied. These are membrane material, model height, prestress, patterning and the type of edges. Other than the selected parameters, there are also others that could be varied. Some of them are the shape of the membrane, the size of the structure, the intensity of the loads, and others. However, it is concluded that the selected parameters will provide a good starting point for further research in the same area, conducted on different models. Each of the chosen parameters is shortly elaborated in the following subchapters.

4.1. Membrane Material

The first analysed parameter is the membrane material. There are different types of membrane materials in use. Most commonly used textile materials are PVC coated polyester fabric and PTFE coated glassfiber fabric. Among foils, ETFE foils are most frequently used, but their main application is for pneumatic structures. Textile membrane materials are categorized according to their properties [21]. The choice of membrane material is done by the designer during the process of structural analysis. This decision is usually based primarily on the tensile forces under different loadcases. However, it is now known that the selection of membrane material will also influence the deflections under external loads. This research will investigate this issue further with respect to the three most common loads presented earlier. The selected values for the parameter of membrane material will represent all of the most commonly used textile membrane materials. In the numerical analysis the material properties are represented by elastic modulus, shear modulus and Poisson's ratio.

4.2. Model Height

The height of the structure is also defined by the designer of the structure. This decision is not based only on the structural aspect, as it also affects the visual appearance of the structure. Height of the structure is directly related to the curvature of the structure, thus the higher the height, the larger the curvature. In structural sense, higher curvature is generally accepted as more beneficial, as it is expected to result in lower membrane forces, but also smaller deflections. This will be tested in the conducted research. In addition, the relation between the change in height and change in maximal deflections will be analysed. The selected heights of the structure are chosen from the practically applicable values, while flat membrane is not analysed.

4.3. Prestress

Prestress of the membrane is necessary in order to stabilize the structure. However, it can also be used to change the shape of the structure. In cases when the prestress values are changed unproportionally in warp and weft direction, subtle changes of the membrane form will occur. If the values are changed proportionally, the form will stay the same and only the membrane forces will be different. Here the designer faces a challenge, since the higher membrane prestress is expected to result in lower deflections, but higher forces under external loading. This research will provide more information and better understanding of relation between the intensity of the prestress and the value of maximal deflection under loading by snow, wind and concentrated load. The values selected for this variable parameter are in the reasonable limits for the created models.

4.4. Patterning

The membrane is a double curved structural element that is made out of several pieces of membrane material. These pieces are cut along the warp direction according to the cutting patterns created for each individual structure. The pieces are than connected by various techniques, depending on the material [22]. Places where the pieces are connected appear on the membrane as darker lines when the membrane is lit by the sun or artificial light. These lines influence the aesthetics of the structure. However, the direction of the lines, also called the patterning direction, should primarily be based on the structural performance. For hypar structures, diagonal and orthogonal patterning are usually used. In this research, both of these will be analysed and correlated with the deflections resulting from the external loads.

4.5. Edges

There are two types of membrane edges that are routinely used, stiff and flexible. Flexible edges are usually formed by steel cables that are connected to the membrane in several possible ways [22]. These cables are also prestressed, and actually used to prestress the membrane during the erection process. Stiff edges can be formed by rigid beams, while other structural elements or even buildings can be used as a membrane edge. The influence of membrane edges to deflections is not a topic of many published researches. Therefore, it is carefully analysed in this research in combination with other variable parameters.

Conclusion

The research about membrane deflections is being conducted at the Faculty of Civil Engineering and Architectrure in Niš. This paper is used to present the set up for the numerical investigation of deflections of tensile membrane structures under snow, wind and concentrated load. In the paper the methodology, the calculation loads and the varied parameters are shown. The results of the research will be presented in another publication.

What this research aims to accomplish is to provide guidance with respect to deflection management of tensile membranes under external loads to the engineers working on designing of membrane structures. The conclusions of the presented research will add to the scientific body of knowledge about tensile membranes and could help in standardising the design process of these structures.

Acknowledgement

The authors would like to thank SOFiSTiK AG for providing the software used in the research.

REFERENCES

[1] Kostić D., Prilog rešenju problema stabilnosti dvopojasnih lančaničnih sistema, PhD thesis, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu (2007)
[2] Kostić D., Milošević V., Stability analysis of some constructed cable trusses, Građevinski materijali i konstrukcije 58, No. 2, 39-57 (2017)
[3] Aćić M, Vlajić Lj., Kostić D, Determination of prestressing levels for cable trusses as a function of their stability, Gradjevinar 65, No. 12, 1097-1110 (2013)
[4] Milošević, V., Dependence of Membrane Deflection on the Position and Intensity of Point Loads. Structural Engineering International 25, No. 1, 20-25 (2015)
[5] Milošević, V., Marković, B., Comparison of point and snow load deflections in design and analysis of tensile membrane structures, Advances in Civil Engineering 2020, 8810085 (2020)
[6] Milošević, V., Marković, B., Kostić, D., Effects of different prestress intensities on the displacement of membrane structures under point loads, Facta Universitatis series: Architecture and Civil Engineering 14, No. 3, 311-318 (2016)
[7] Milošević, V., Marković, B., Stojić, D., Effects of Point Loads on Membrane Structures. Građevinar 70, No. 12, 1033-1041 (2018)
[8] Kostić, D., Bogdanović, V., Ilić, M., Vasov, M., Milošević, V., The Thermal Behaviour of a Cylindrical Air Layer Enclosed between Double Fabric Roof Membranes. Technical Gazette 28, No. 5, 1727-1734 (2021)
[9] Kostić, D., Milošević, V., Bogdanović, V., Vasov, M., Vučur, A., Influence of Single and Double Membrane Roofs on Thermal Behaviour of Enclosed Space. Technical Gazette 25, Suppl. 1, 188-196 (2018)
[10] Milošević, V., Marchwiński, J., Photovoltaic Technology Integration with Tensile Membrane Structures - a Critical Review. Technical Gazette 29, No. 2, 702-713 (2022)
[11] Milošević, V., Aspekt promene geometrije pri dejstvu koncentrisane sile u projektovanju montažnih membranskih konstrukcija. PhD thesis, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu (2018)
[12] Milošević, V., Projektovanje membranskih konstrukcija: Analiza ugiba pod opterećenjima. in publication process, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu (2022)
[13] Tanev, V., Текстилни мембранни конструкции сс стоманен опорен контур. PhD Thesis, University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia (2005)
[14] Uhlemann, J., Elastic Constants of Architectural Fabrics for Design Purposes. PhD Thesis, Universität Duisburg-Essen (2016)
[15] Gosling, P.D., Bridgens, B.N., Albrecht, A., Alpermann, H., Angeleri, A., Barnes, M., Bartle, N., Canobbio, R., Dieringer, F., Gellin, S., Lewis, W.J., Mageau, N., Mahadevan, R., Marion, J.-M., Marsden, P., Milligan, E., Phang, Y.P., Sahlin, K., Stimpfle, B., Suire,

O., Uhlemann, J., Analysis and Design of Membrane Structures: Results of a Round Robin Exercise. Engineering Structures 48, 313-328 (2013)

[16] Milošević, V., Kostić, D., Đurić-Mijović D., Optimizacija membranskih konstrukcija inkrementalnim nanošenjem proračunskog opterećenja snegom. Tehnika, Vol. LXX, No. 1, 29-35 (2015)

[17] Bridgens, B., Birchall, M., Form and Function: The Significance of Material Properties in the Design of Tensile Fabric Structures. Engineering Structures 44, 1-12 (2012)

[18] Forster, B., Mollaert, M., European Design Guide for Tensile Surface Structures. TensiNet, Brussels (2004)

[19] Sun, X., Yu, R., Wu, Y., Investigation on wind tunnel experiments of ridge-valley tensile membrane structures. Engineering Structures 187, 280-298 (2019)

[20] Kandel, A., Sun, X., Wu, Y., Wind tunnel experiment on rectangular-shaped arch-supported membrane structures. Structures 41, 1515-1531 (2022)

[21] Stranghoner, N., Uhlemann, J., Bilginoglu, F., Bletzinger, K.U., Bogner-Balz, H., Corne, E., Gibson, N., Gosling, P., Houtman, R., Llorens, J., Malinowsky, M., Marion, J.M., Mollaert, M., Nieger, M., Novati, G., Sahnoune, F., Siemens, P., Stimpfle, B., Tanev, V., Thomas, J.C., Prospect for European Guidance for the Structural Design of Tensile Membrane Structures. European Commission, Joint Research Centre, Luxembourg (2016)

[22] Huntington, C.G., Tensile Fabric Structures: Design, Analysis and Construction. ASCE, Reston (2013)

SURVEY AND ANALYSIS OF DETAILS FOR CONNECTION BETWEEN FLOOR TIMBER CONSTRUCTION AND WALLS IN MASONRY BUILDINGS IN THE AROUND OF THE WORLD

Petar Grekov [1], Anton Gorolomov [2], DonchoPartov [3]

[1,2,3] *University of Structural Engineering and Architecture, VSU "L. Karavelov", Sofia*

Abstract: *This paper presents a literature review on the traditional and innovative wall-to-timber floor anchors used in unreinforced masonry buildings taking into account experimental works, analytical and numerical studies..Out of plane failure of unreinforced masonry walls is considered one of the most vulnerable seismic hazards in medium and high earthquake-prone regions. Efficient structural connections enable global equilibrated mechanisms, ensuring the "box-behavior". Timber floors are widely used as horizontal diaphragm in historical constructions, and their connection to the boundary walls is crucial to facilitate internal force redistribution and to restrain out of plane walls*

Key words: *out of plane failure, timber floors, box-behavior, numerical studies*

ПРЕГЛЕД И АНАЛИЗ НА ДЕТАЙЛИТЕ ЗА СВЪРЗВАНЕ МЕЖДУ ДЪРВЕН ПОДОВ ГРЕДОРЕД И СТЕНИ В ЗИДАНИ СГРАДИ ПО СВЕТА

Петър Греков[1] , Антон Гороломов[2,] Дончо Партов[3]

[1,2,3] *ВСУ „Л.Каравелов", София*

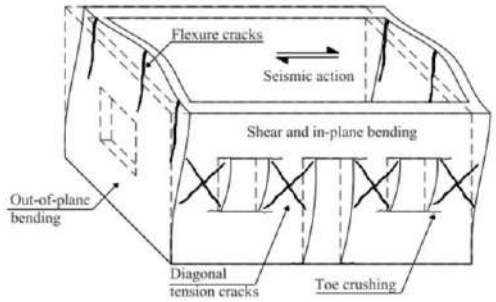
Абстракт: *Докладът съдържа обстоен преглед на съществуващи: традиционни и иновативни детайли за анкериране на връзка между под и стена, използвани в сгради от неармирана зидария, като се вземат предвид експериментални разработки и други аналитични и числени решения на проблема. Извън равнинното разрушаване на зидани тухлени или каменни стени се счита за една от най-уязвимите сеизмични опасности в средно и силно земетръсни райони. Ефективно изпълнените конструктивни връзки между дървения подов гредоред и зидарийно изградените стени, позволяват възникването на глобални уравновесени състояния, характеризрани като механизми, осигуряващи появата на т.н. поведенческо поведение на кутиобразните черупкови конструкции: „box-behavior". Обикновено дървените подови гредореди (конструкции) се считат за хоризонтални диафрагми в историческите подови конструкции, като връзката им с фасадните стени, играе важна роля при проявата на вътрешно преразпределение на силите на контакта между тях.*

Ключови думи: *извън равнинно разрушаване, дървен гредоред, числено изследване*

[1] Petar Grekov, Assoc.Professor, PhD, USEA, VSU, L. Karavelov, e-mail: petargrekov@gmail.com
[2] Anton Gorolomov, Assist. Professor, PhD Student, USEA, VSU, L.Karavelov, e-mail: anton.gorolomov@vsu.bg
[3] Doncho Partov, Professor, PhD, FEng, USEA, VSU, L.Karavelov, e-mail: partov@vsu.bg

1. Въведение

Съгласно [45], разрушаването извън равнината на неукрепени, зидарйино изградени тухлени или каменни стени, което явление е наблюдавано както в минали, така и в по скорошни случили се сеизмични събития (M6.3 L'Aquila от 2009 г.), се приемат от специалистите в тази област, като сериозна и нежелателна първо-причина [1], за развитие на последващи катастрофални повреди. Старите зидани сгради често са изграждани без прилагане на сеизмични концепции и практики, като реагират слабо дори при земетресения с ниска и средна интензивност [2]. Голямото разнообразие от видове строителни материали и геометрия принуждава анализаторите да изследва всеки проблем като уникален, като се има предвид (когато е възможно) да получат по експериментален път свойствата на вложените материали. Без правилно решени и реализирани аксиални връзки: между дървения подов гредоред и фасадните стени (разположени) перпендикулярно на направлението на сеизмичните сили), сшите са силно уязвими към повреди извън тяхната равнина [3]. Достатъчно коравата подова диафрагма (спрямо фасадните стени) се изисква също така, да бъде свързана към страничните стени в равнина (успоредно на посоката на сеизмичните сили) чрез подходящи връзки на срязване, способни да разпределят инерционните сили към сеизмично-устойчивите стени. Подовата диафрагма, съвместно с добре изпълнените сеизмични детайли, осигурява т.н. кутиеобразно черупково поведение, „box-behavior", с активиране на глобални уравновесени механизми [4] (Фиг. 1).



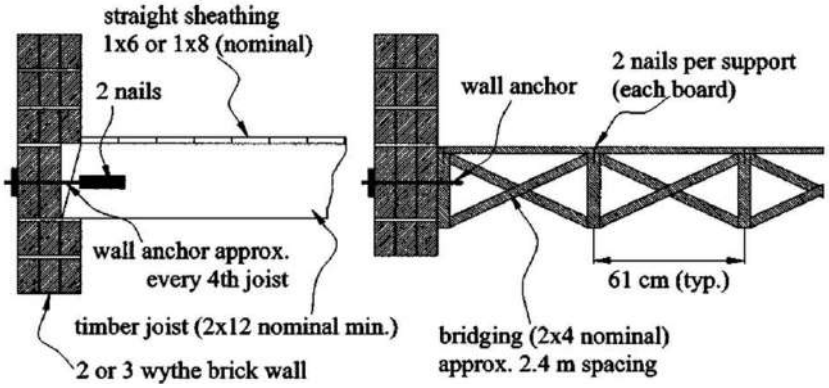
Фиг. 1. Глобални равновесни механизми, които обикновено се наблюдават в историческите сгради на URM[4]

Въпреки, че влиянието на сеизмичното анкериране между стените и подовите конструкции на историческите обекти е добре познато сред инженерната общност, това е често пренебрегвана тема при оценката на съществуващите сгради. Освен това изследователите се фокусират главно върху глобалното сеизмично поведение на сградите и се предлагат решения за укрепване само на първичните конструктивни елементи, като стени и подове или покриви [5,6]. Тази статия представя преглед на детайлите за анкериране между стените и подовия гредоред, използвани за намаляване на сеизмичната уязвимост на зиданата конструкция. Най-често срещаните в практиката съществуващи решения, а така също и по-съвременните, иновативните закрепвания, открити в литературата, както и експерименталните и числените подходи са обобщени в изложения по долу текст, в съответните: 2, 3 и 4 точки на доклада.

2. Описание на анкерни устройства между подов гредоред и ограждащи стени

Съгласно [45] една от най-често срещаните и широко разпространени видове хоризонтални диафрагми в историчските обекти са изпълнени от дървени гредореди,

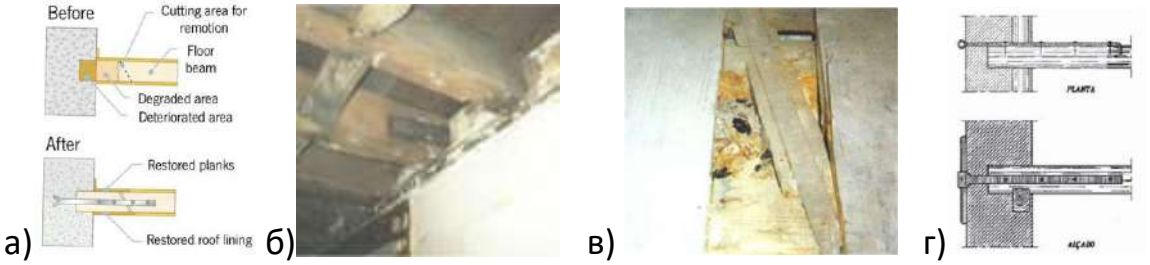
изпълнени от масивна или многослойна дървесина. В тази строителна практика през онази епоха, елементите от дървеният гредоред се полагат в специални легла с размерите на гредата създадени в зидарията. По този начин се създава връзка между двата елемента, чиито капацитет е обусловен от големината на аксиалното изтръгване, породено от силите на триене между тях , генерирани от вертикалните статични натоварвания. В практиката се срещат различни решения, при които се използват метални анкерни елементи, които свързват външната тухлена или каменна стена с дървената диафрагма. Тези устройства (изпълнени главно от желязо или стомана) имат за основна функция да осигурят връзка между дървения гредоред и зидарията, чрез използването на метални плочи, които са закрепени към дървесината чрез болтови съединения или гвоздей. От друга страна към тези метални пластини се закрепват, чрез заваряване, ковane или нитоване дълги шпилки, които пронизват зидарията и се свързват със специална плочеста котва, която се опира във фасадата на сградата и чрез своята повърхност закотвя към себе си подовата диафрагма на сградата, като я принуждава да се движат коплексно по направлението насеизмичните въздействия. За това голямото разнообразие от подобни връзки, може да се каже, че те могат да пренасят безпроблемно, аксиални или срязващи сили при статични вертикални сили или динамични странични въздействия. Примери за реализирани на подобни анкерирания за стени, могат да бъдат намерени в зидани тесгради от 50-те години на миналия век в Средния Запад, в Съединените щати, където подовите конструкции са фиксирани към зидарийната стена, чрез просто приковаване към дървената греда към стенния анкер, осигурявайки относително слаба връзка със зидарията на стената, перпендикулярно или успоредно [7,9] (Фиг. 2).



Фиг. 2. Железни котви, свързващи външни стени с перпендикулярна (a) или успоредна греда (b) [8]

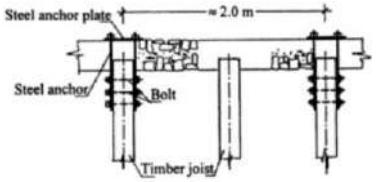
Съгласно [45] подобни връзки(наподобяващи-пръти с типична форма на рибена опашка) могат да се използват за свързване на новата дървена глава (на мястото на деградиралата) с останалата част от гредата и стената [9] (Фиг. 3а). При тези детайли, трудно може обаче да се постигне сеизмична ефективност на срязване на тази връзка. Примери за по-сложни системи могат да се видят в сградите:"Помбалино" в Лисабон, построени след земетресението от 1755 г., като опит за създаване на антисеизмична зидарийна сграда. В периметъра на зиданите стени се изграждат дървени вертикални сеизмични рамки (Помбалино), които подобряват връзките между дървения скелетен материал и зидарията. Дървените плочи се поставят над и под главата на гредореда, вътре в зидарията и се фиксират с гвоздей [10], което позволява по-добро разпределение на натоварването към стената и подобрява аксиалното и срязващо съпротивление. Типизираните сеизмични подови връзки представляват Г-образни, метални листови котви, приковани към дървения материал и фиксирани в зидарията (Фиг.3б). Освен това дълги масивни дървени

елементи (под формата на пръти с дължина по 1м), заковани диагонално към гредите и вградени под дървените дъски, могат да бъдат закотвени към зиданата стена, създавайки по-ефективни решения (Фиг. 3в). Решенията, показани от Cóias [9], включват обикновени железни пръти, квадратни, звездовидни или кръгли плочи, закрепващи прът към външната страна на зиданата стена (Фиг. 3г), увеличавайки сеизмичната устойчивостта на връзката, при което се разчита и на якостта на натиск на зидарията.



Фиг. 3. Анкерни устройства между греда и стена[9,10]: а) Деградирала дървена греда-саниране на нейната опорна част; б) Желязна котва; в) Диагонално разположен прът между подовите греди; г) Анкери между покривни греди и стени

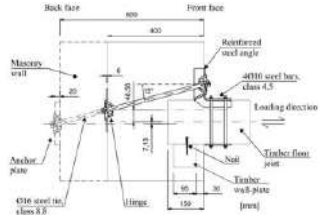
Усилващо сеизмично решение е предложено от Tomaževič [4], което включва двоен стоманен анкер, симетрично закрепен към гредата, за да се избегне ексцентричното му поведение при сеизмични въздействия (Фиг. 4).



Фиг. 4. Двойна анкерна система [4]

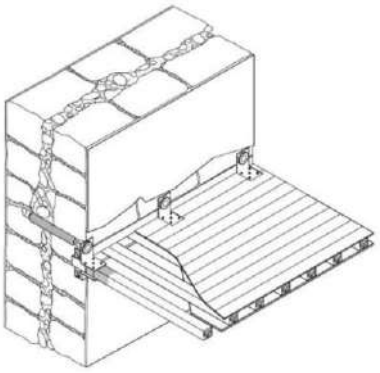


Фиг. 5. Анкериране чрез Г-образни СОП

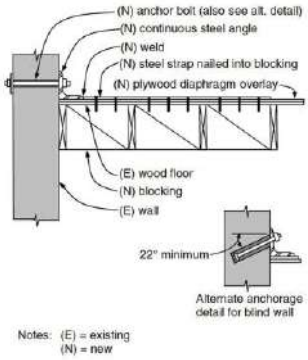


Фиг. 6. Решение на Moreira [12]

Съгласно [45] болтовите връзки увеличават съпротивляемостта на срязване и подобряват сеизмичното поведението на разтвора. Допълнителни решения за усилване на анкерните връзки, приети след земетресението в залива Хоукс през 1931 г. в Нова Зеландия, са описани от Blaikie и Spurr [11] и включват стоманени котви, свързани към стоманена ъглова плоча с болтове към гредата. Закрепването към зидарията се осигурява от използването на стоманени носещи плочи (Фиг. 5). Иновативните решения, изследвани от Moreira [12], включват ставни връзки в двата края на стоманененния прът, позволявайки по-лесно производство на самата връзка, която се фиксира диагонално върху подходящо подсилени стоманени ъглови профили директно от горната част на пода (Фиг. 6). Използването на инжекционни котви също се превръща в интересно решение, благодарение на въвеждането на смоли или разтвори на епоксидна основа и позволява минимална намеса в аспекта на оригиналната фасада. Пример за такова решение е предложен от Cóias [9], където инжектирането на фугираща смес контролира поведението на свързване между стоманената връзка и ограждащата зидария (Фиг. 7). Връзката с дървената греда обикновено се осигурява от стоманен ъглов профил с болтове.



Фиг. 7. Решение за укрепване Помбалино [9]

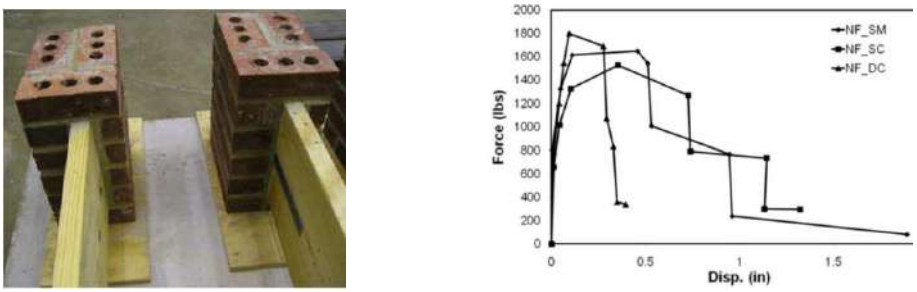


Фиг. 8. Връзка за укрепване на сгради с помощта на непрекъснати Г-образни СОП [13]

Съгласно [45], в началото на 20-ти век, появата на стоманобетон (RC) доведе до почти пълното изоставяне на зидарията, като основен конструктивен материал. Освен това, съвременните сгради от URM са снабдени с (RC) свързващи греди на нивата на пода, позволяващи връзката между плочата и стената, да създаде ефективно поведение на диафрагмата, което обикновено е с ниско качество в съществуващите сгради от (URM) с гъвкава диафрагма [4]. И все пак дори и да е била очаквана подмяната на тези леки дървени подове или покриви с тежки RC плочи, тов а решение трябва да бъде избягвано поради увеличаване на опасните инерционни сеизмични сили. Hsiao и Tezcan [13] предлагат решение за укрепване на сградата на базата на американския стандарт FEMA [14], като се избягва по този начин, повреждането на оригиналната фасада на историческата сграда. Решението е показано на (фиг.8) и има за цел да усили връзките между дървените диафрагми и носещите стени на URM и да увеличи капацитета на огъване на диафрагмите, като се използва непрекъснат стоманен Г-образен ГВП по ръбовете на дървената подова диафрагма, свързана към зидарията с помощта на анкерни болтове или алтернативни инжекционни анкерни елементи, с цел да се запази оригиналната конструкция на външната фасада.

2. Експериментални изследвания

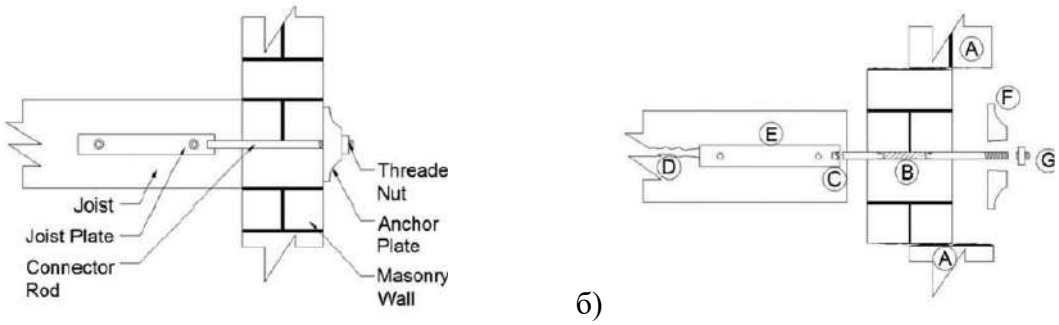
Съгласно [45], експерименталната лаборатория или тестът на място са изключително важни, за да се разбере влиянието на укрепващите връзки върху цялата сграда и за характеризиране на механичните поведение на съществуващата и засилена връзка. Глобално разбиране на ефективността на връзките може да бъде постигната чрез тестове върху земетръсна маса с разклащане върху образци в реален или намален мащаб. Такива тестове обикновено се извършват в глобален мащаб на сградата [15,16,17] или локален мащаб на стената [18,19], но само няколко имат за цел да проучат ефективността на връзките стена-под, при което се предлагат укрепващи решения само за първичните елементи [6, 20]. Статичното и динамично охарактеризиране на връзките може да бъде постигнато чрез тестове на срязване, насочени към разработване на диаграми за: сила-преместване, необходими за валидиране на числения модел. Типичните връзки между диафрагма и тухлена стена са възпроизведени от Lin и LaFave [7] и са изследвани чрез статични монотонни, както и динамични циклични тестове, като се има предвид приносът на триенето и наличието на анкерните устройства (Фиг. 9а). Резултатите показват, че динамичната реакция е по-малка в сравнение със статичната такива (Фиг. 9б).



a) (b)

Фиг. 9. Експериментална програма проведена върху типизирана стенна диафрагмена връзка (7): а) образци за изпитване; (б) сравнение между статичен монотонен (SM), квазистатичен цикличен (SC) и динамичен цикличен (DC) изразени чрез усреденени диаграми - криви, отчитайки приносът на триенето и наличието на прикованите щрипси (NF)

Шест съществуващи стоманени котви, взети от повредена сграда на URM след земетресението M7.1 в Christchurch (Крайстчърч) от 2010 г., са проучени от Campbell et al. [21] чрез аксиални разрушителни изпитвания. Въз основа на такъв сравнително малък брой тестове на обрзци и като се имат предвид наблюденията на последователността на щетите от земетресения в Canterbury (Кентърбъри) от 2010/11 г., авторите предлагат седем правдоподобни режима на повреда на връзката и стойностите на крайната якост на опън, като се отбеляазва, че са необходими допълнителни тестове, които да увеличат набора от данни (Фиг. 10).

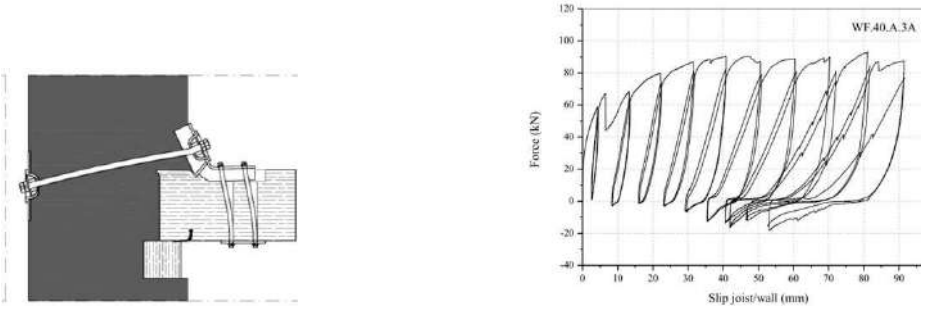


а) б)

Фиг. 10. Типични анкерни устройства прилагани в Нова Зеландия: (а) монтажно състояние; б) местоположение на режимите на отказ

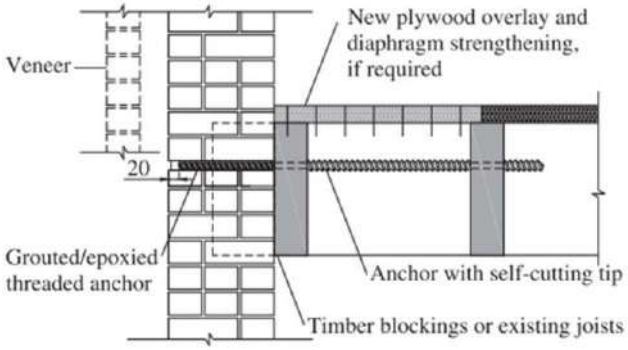
Jacks и Beattie [22] изследват статичното и динамично поведение на анкерите с проходен болт и епоксидна смола в стените на URM. Не се установени повреди при болтови анкери дори при високи нива на натоварване, докато образуването на пукнатини, разпределени по цялата ширина на тестовия панел, се получава за анкери с епоксидна смола. Набор от уравнения за проектиране е предложен от Karim et al. [23] за оценка на болтовата връзка на дървената греда въз основа на експериментални проучвания, фокусирани върху механизма на повреда. Минималната стойност на якост управлява капацитета на цялата връзка. Типичните връзки мажду стена и подова конструкция, от края на 19-ти век в Лисабон са експериментално изследвани от Морейра [12], както в неукрепена, така и в усилена конфигурация чрез квазистатични монотонни и циклични тестове. Подсилената връзка (Фиг. 6) се базира на стоманени анкерни пръти, закотвени към стената с анкерни плочи. В този деттйл, ъглови стоманени профили са поставени от страна на помещението на сградата. Те са свързани чрез хоризонталното си рамо с болтове към дървената греда. Вертикалния пояс на ъгловия профил е свързан с анкерното устройство. С други думи, от вътрешната страна на помещението се поставят ъглови стоманени профили, за да свържат стоманените анкери към дървената греда с

помощта на болтови съединения. Ставни устройства са разположени в двата края на връзките, намаляващи силата на огъване, предизвикана от дървената греда свързана към анкера, закрепен диагонално в зидарията. Капацитетът на опън на усилените връзки е приблизително 19 пъти по-голям от този на неукрепените (гредоред, просто закован към долната дървена плоча и вграден в зидарията) и се характеризира с податливост на стоманения ъгъл, и смачкване и срязване на дървения материал (виж: Фиг. 11). Препоръчано е проектно предложение за модернизация и се предлагат бъдещи дейности за установяване на хистерезисни правила, полезни за реализиране на връзката като елемент в числените модели.



Фиг. 11. Цикличен тест на иновативна усилена връзка (12): (а) наблюдавана повреда и режим на повреда; (б) препоръчват се циклични криви и се предлагат бъдещи работи за установяване на хистерезични правила, полезни за реализиране на връзката като елемент в числени модели.

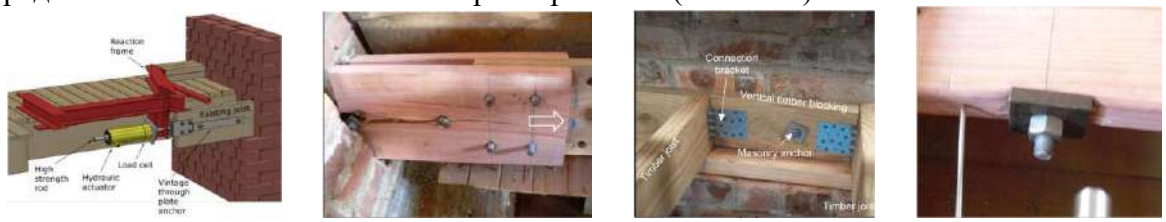
Капацитетът на изтръгване **(POC)** на фугираните анкери е изследван от Ismail [24], като възможно решение за модернизиране на връзките: стена-диафрагма (Фиг. 12). Изследвано е влиянието на дължината на вграждане на анкера, качеството на монтаж, местоположението на анкера, състоянието на зидарията и състоянието на материалите на основата върху работата на анкера. Най-високата вероятност за повреда по време на земетресение е свързана с повреда на връзката котва-диафрагма и по този начин ограничава постижимия POC на системата за закрепване стена-диафрагма. Въпреки това, този тип повреда се наблюдава като доста дуктилна.



Фиг. 12. Възможна конструкция за укрепване, предложена от Ismail [24] на базата на фугиран резбован анкер

По-нататъшни проучвания върху връзките на лепилни анкери между тухлени URM стени и подова диафрагма са предприети от Dizhur et al. [25], имайки пред вид повече от почти 400 екземпляра. Авторите се фокусират върху ролята на основните параметри върху POC на цялата връзка. Циментовата фугираща смес представлява подходящо анкерно лепило при оптимален размер на диаметъра на пръта рвен на 16 mm. Ниското тегло на нанесеният материал оказва негативно влияние върху POC, докато точният процес на нанасяне го увеличава значително. При нито едно от

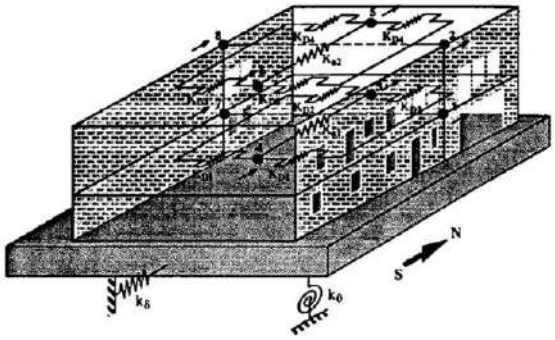
изпитванията не се наблюдава конусна повърхност на зидария и се предлага проектно уравнение на POC на лепилните анкери. Неотдавна Dizhur et al. [26] предприемат експериментални тестове на два различни типа закрепвания между анкера за зидария и дървената диафрагма: (i) метален съединител, закрепен с болтове към гредата през гредоред (Фигура 13a) и (ii) връзки, използващи блокиране на дървен материал (вертикално и хоризонтални дървени елементи, свързани помежду си между гредите, закрепени с болтове към анкера за зидария) (Фигура 13в). Резултатите показват как анкерната връзка на плочата на греди основно се компроментира при разцепването на дървената греда (Фигура 13b), докато най-високата качество се постига при хоризонтално позициониране на дървената блокировка. Наблюдава се повреда на дървесината в мястото на подпирането на гредата ако се използват малки по размер шайби (Фиг. 13d).



Фиг. 13. Експериментална програма върху образци от стена-диафрагма [26]: (а) схематична диаграма на свързване на греда с плоча; б) разрушаване при редово срязване на дървените греди; в) система за блокиране на дървен материал; г) повреда на дървесината в мястото на подпирането на гредата, при малки по размер шайби

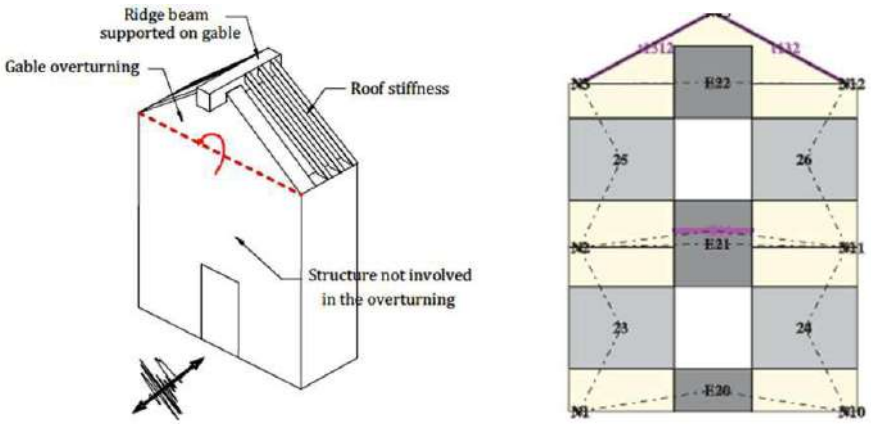
3. Числени и аналитични методи за анализ на поведението на връзките

Съгласно [45], налични са значителен брой техники за моделиране при сеизмичен анализ и оценка на URM конструкции в мащаб на сградата [27,28] и локален мащаб (т.е. OOP механизъм) [29,30], но само няколко включват поведението на връзките между интерфейсите на вертикалните и хоризонталните елементи [19,31]. Нещо повече, авторите често разглеждат връзката като приемат опростена хипотеза (т.е. перфектни ставни връзки или линейни еластични пружини), пренебрегвайки цикличното нелинейно поведение, характерно за много видове връзки и намалявайки броя на степените на сложност на динамичната задача. Най-често срещаните техники за моделиране включват подходи с твърд блок, числени модели на крайни елементи (FEM) и модели на отделни (или дискретни) елементи (DEM). За подходи с твърд блок капацитетът може да бъде изчислен чрез статичен или кинематичен анализ. От друга страна, статично преместване и динамичен анализ с интегриране на времеви етапи при изкуствени или реални акселерограми са често срещани инструменти, когато се приемат FEM или DEM техники [32,33]. Трябва да се отбележи, че подходите, базирани на сила (FBA) са предпочитани от практикуващите като прости и директни методи, въпреки високите консервативни резултати, докато подходите, базирани на преместване (DBA), изглежда са подходящи за напукани стени, попадащи в нелинейния диапазон (29) . Влиянието на пода върху сеизмичната реакция на URM конструкции е изследвано в работата на Tena- Colunga и Abrams (34) чрез дискретни динамични модели, базирани на линейно поведение на зидарията и гъвкави и линейни диафрагми, моделирани като еластични пружини (Фиг. 14). Резултатите показват как ускоренията на диафрагмата могат да се увеличат с гъвкавостта на диафрагмата. Освен това ефектите на усукване намаляват значително, с увеличаване гъвкавостта на диафрагмата.



Фиг. 14. Дискретни динамични модели на сгради URM от Tena-Colunga и Abrams [34]

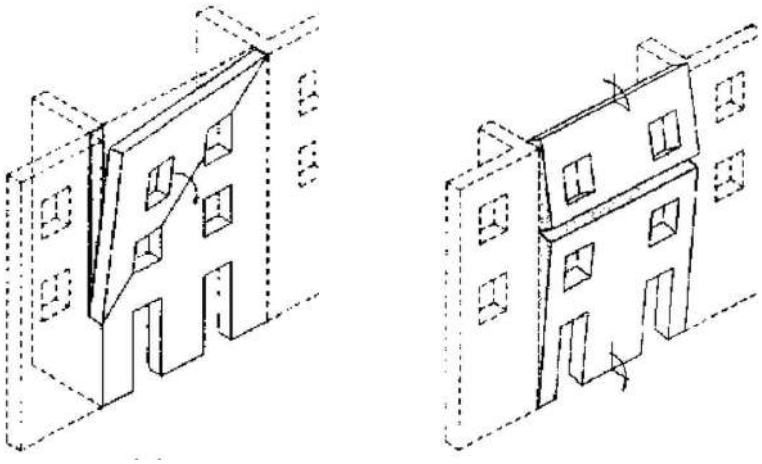
Съгласно [45], неконвенционална процедура за симулация на динамичното поведение на ООР на сгради URM, като се има предвид коравината на покрива, се извършва от Costa [35], където локалните механизми се моделират като кинематични вериги от части от зидария (обикновено се приемат като безкрайно твърди тела), чието нелинейно поведение е концентрирано в контактните области (Фигура 15a). Пружините симулират IP коравината на хоризонталната диафрагма и натрупаната маса, разположена на билото, а горните разпръскващи греди представляват масата на покрива. Експерименталното поведение на пълномащабна сграда URM, тествана в EUCENTRE (15), се симулира с достатъчна точност чрез този числен подход, при който еластичните пружини са поставени в горната част на всеки наклон на покрива. Предварителното дефиниране на формираните локални механизми определя границите и недостатъка на метода, но подходът е бърз и прост метод, разчитащ само на допускането на няколко параметъра. Софтуерът TREMURI [36] се използва като еквивалентен рамков подход, където е възможно да се включат нелинейни прътови елементи, за да се отчете наличието на RC пръстеновидни греди и връзки стена-диафрагма на нивото на пода. Кривите на Pushover анализа, получени чрез този подход, се сравняват с експерименталната крива на съпротивление, разработена от Senaldi et al. [16], показват добро съвпадение (Фигура 15b).



Фиг. 15. Модели на макроелементи на сгради URM: (а) базирани на динамика на *„multi-body „* подход (35); (б) еквивалентен рамков подход, разработен в TREMURI [16]

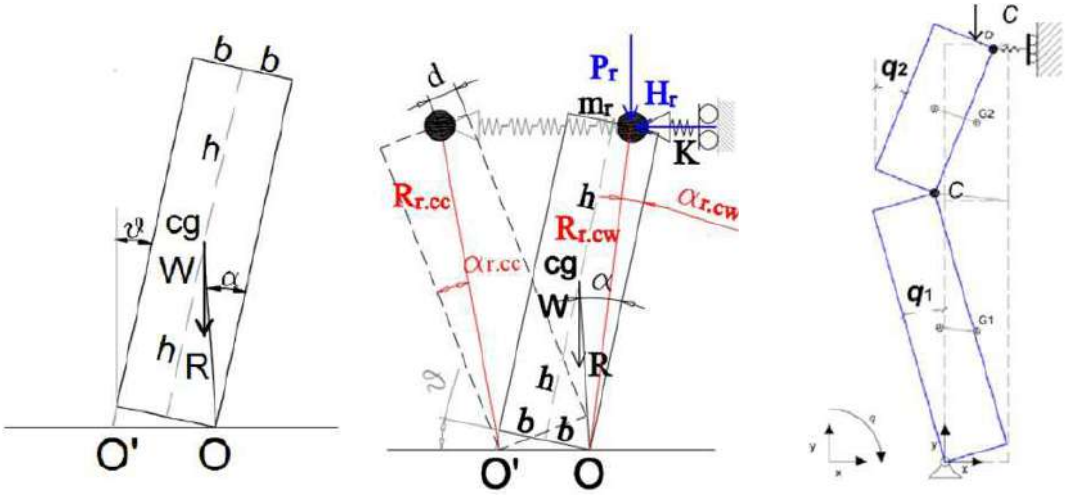
Подходите в локален мащаб са от съществено значение при оценката на местните механизми (т.е. ООР завъртане на части от стените), често активирани при удари на сгради URM от сеизмични събития, с висок или нисък интензитет. Започвайки от работата на Giuffrè [37] от 1994 г., анализът на границите на кораво тяло разкрива, че е мощен инструмент за проверка на сеизмичната безопасност на

локалните механизми, където е възможно да се отчетат техники за укрепване като вмъкване на обтегач, корава диафрагма , котви и др.. Максималният хоризонтален множител на натоварване може да бъде сравнен с максималния очакван PGA, оценен от спектъра на реагиране за билинеен недисипативен модел. Допускането на локалния механизъм е необходимо, за да се използва такъв подход. D'Ayala и Speranza [38] предоставят няколко формулировки на коефициента на натоварване за всеки механизъм за преобръщане (Фиг. 16), внедрен в процедурата FaMIVE (Failure Mechanism Identification and Vulnerability Evaluation) за онлайн оценка на сеизмична уязвимост на фасада или сграда. Такава процедура може да се прави с голям брой сгради, за да се извърши статистически анализ, като се вземе предвид наличието или липсата на укрепващи устройства.



Фиг. 16. Механизми на разрушение, проучени от D'Ayala и Speranza [38]

Съгласно [45], когато може разумно да се приеме зидарията за монолитен модел участващ в механизма на движение, динамичният анализ на люлеене представлява надеждна алтернатива на кинематичния подход. Въз основа на пионерската работа на Хауснер [39], люлеещото се движение на обикновен твърд призматичен блок около два ъгъла O и O' (Фигура 17a) може да бъде анализирано при свободни вибрации, постоянни или синусоидални ускорения и реално или изкуствено движение при земетресение. Приносът за прилагане на уравнението на движението върху компютърна програма е даден от Aslam [40], докато Giresini [41,42] въвежда влиянието на възможни тласъци и хоризонтални ограничения за симулиране на прътови обтегачи, гъвкава диафрагма или напречни стени (Фиг. 17b) . Методът представлява обещаващ подход, но все още не намира приложение в стандартните правилиници, дори когато сравненията с експериментални резултати демонстрират неговата точност. MDOF системите могат да бъдат по-реалистично представяне на ООР люлеещите се механизми в стените на URM. За да отчетат такива по-сложни системи, различни автори (43,44) извеждат уравнението на движението за 2 или 3DOF модели, но само Landi et al. (31) отчита влиянието на гъвкавите диафрагми върху ООП огъването на URM фасадите. Диафрагмата се симулира чрез въвеждане на пружина отгоре (Фигура 17в) и моделът се калибрира при експериментални тестове. Резултатите показват високата чувствителност на модела към коравината на пружината.



Фиг. 17. Анализ на динамична устойчивост на корави люлеещи се блокове: (a) Модел на свободен блок на Хауснер (39); (b) ограниченопри движение люлеещ се блок [41]; (c) 2DOF модел [31]

4. Заключение

Тази статия представя литературен обзор върху анкерни закрепвания между стени и дървен под в сгради на URM, като се имат предвид съществуващите традиционни връзки и основните укрепващи решения в експериментални и числени изпълнения. Въпреки обичайното използването на системи за анкериране в съществуващите сгради на URM като нискоинвазивни антисеизмични устройства и други, много инженери използват неподходящи решения, които могат да променят ригиналната естетическа и структурна концепция на историческите сгради. Освен това, инвазивни материали като RC често се използват за замяна на оригиналните такива, поради тяхната наличност. Укрепването на връзките с помощта на съвместими материали (като дървен материал и други) може от своя страна да бъде по-устойчива алтернатива за възстановяване на безопасността на сградата, като се използват иновативни материали, като стомана или нови смоли, на местно ниво и поддържане на оригиналните външни и вътрешни стени от исторически аспект. Отчитането на връзките стена-под при анализа на URM изглежда е от решаващо значение за оценката на съществуващи и усилени сгради. Експерименталната характеристика на единичния тип връзка е предизвикателство, но е необходимо, за да бъде изпълнен надежден модел. Голям набор от параметри може да бъде изследван чрез параметрични числени анализи на калибриран модел. Линейният и нелинейният кинематичен анализ изглежда най-използваният като прост и мощен инструмент за оценка на локалните механизми. Освен това подходът на люлеене отчита еволюцията на движението във времето и дисипцията на свойствата на пласттичната става, около която се върти зиданата стена не се пренебрегват. Такива процедури се основават на хипотезата за монолитни блокове, което не винаги е вярно за зидани стени или фасади. Въпреки че FEM анализът е най-използваният сред практикуващите като бърз и прост, той се основава на несигурни механични характеристики на зиданите елементи, поставяйки границите на метода.

5. Благодарности

Тази статия възниква в резултат на нашата научно - изследователска работа, върху одобрена тригодишна тема, съгласно задачите по НИЗ през годините 2020-2022, с наименование: Изследване на съвместното поведение на исторически

дървени покривни конструкции с етажни сгради от масивна зидария, при натоварване от вятър и земетръс, използвайки метода на крайните елементи".-.сигн. 5/2020 год., за чието финансиране изказваме нашата благодарност на Министерството на образованието и науката(МОН).

Литература

[1] Brignola A, Podestà S, Pampanin S. In-plane stiffness of wooden floor. *2008 NZSEE Conference, Paper 49*. [Online] 2008;(49): 1– 19. Available from: http://ir.canterbury.ac.nz/handle/10092/26 57%5Cnhttp://hdl.handle.net/10092/2657.
[2] Menon A, Magenes G. *Out-of-plane seismic response of unreinforced masonry: definition of seismic input*. Fondazione EUCENTRE (ed.) Research Report ROSE - 2008/04. Pavia: IUSS Press; 2008.
[3] Lang K, Bachmann H. On the seismic vulnerability of existing unreinforced masonry buildings. *Journal of Earthquake Engineering*. [Online] 2003;7(3): 407–426. Available from: doi:10.1080/13632460309350456.
[4] Tomaževič M. *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*. [Online] A. S. Elnashai & P. J. Dowling Eds. (ed.) London, UK: Imperial College Press; 1999. Available from: doi:10.1142/9781848160835.
[5] Giuffrè A. A Mechanical Model for Statics and Dynamics of Historical Masonry Buildings. In: Petrini V (ed.) *Protection of the Architectural Heritage Against Earthquakes*. [Online] Vienna; 1996. p. 71–152. Available from: doi:10.1007/978-3-7091-2656-1_4.
[6] Ismail N, Ingham JM. In-plane and out-ofplane testing of unreinforced masonry walls strengthened using polymer textile reinforced mortar. *Engineering Structures*. [Online] 2016;118: 167–177. Available from: doi:10.1016/j.engstruct.2016.03.041.
[7] Lin TJ, LaFave JM. Experimental structural behavior of wall-diaphragm connections for older masonry buildings. *Construction and Building Materials*. [Online] 2012;26(1): 180–189. Available from: doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.06.008.
[8] Peralta DF, Bracci JM, Hueste MBD. Seismic behavior of wood diaphragms in pre-1950s unreinforced masonry buildings. *Journal of Structural Engineering*. [Online], 2004;130(12): 2040–2050. Available from: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:12(2040).
[9] Cóias V. *Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos - Alvenaria, Madeira - Técnicas pouco intrusivas*. Lisbon, Portugal: Ed. Argumentum & Gecorpa (In Portuguese); 2007.
[10] Appleton J. *Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e Tecnologias de Intervenção*. Orion (ed.) Amadora; 2003.
[11] Blaikie EL, Spurr DD. *Earthquake Vulnerability of Existing Unreinforced Masonry Buildings*. Works ConsultancyServices (ed.) Wellington, NZ; 1992.
[12] Moreira SMT. *Seismic retrofit of masonry-totimber connections in historical constructions*. Universidade do Minho; 2015.
[13] Hsiao KJ, Tezcan J. Seismic Retrofitting for Chord Reinforcement for Unreinforced Masonry Historic Buildings with Flexible Diaphragms. *American Society of Civil Engineers*. [Online] 2012;17(August). Available from: doi:10.1061/(ASCE)SC.
[14] FEMA. NEHRP Handbook of Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (FEMA-172). *Building Seismic Safety Council for FEMA, Washington, D.C.* [Online] 1992;(June). Available from: doi:10.1061/9780784408841.
[15] Magenes G, Penna A, Senaldi IE, Rota M, Galasco A. Shaking table test of a strengthened full-scale stone masonry building with flexible diaphragms. *International Journal of Architectural Heritage*. [Online] 2014;8(3): 349–375. Available from: doi:10.1080/15583058.2013.826299.

[16] Senaldi IE, Magenes G, Penna A, Galasco A,Rota M. The effect of stiffened floor and roof diaphragms on the experimental seismic response of a full-scale unreinforced stone masonry building. *Journal of Earthquake Engineering*. [Online] 2014;18(3): 407–443. Available from: doi:10.1080/13632469.2013.876946.
[17] Vintzileou E, Mouzakis C, Adami CE, Karapitta L. Seismic behavior of three-leaf stone masonry buildings before and after interventions: Shaking table tests on a twostorey masonry model. *Bulletin of Earthquake Engineering*. [Online] 2015;13(10): 3107–3133. Available from: doi:10.1007/s10518-015-9746-x.
[18] Dazio A. The effect of the boundary conditions on the out-of-plane behaviour of unreinforced masonry walls. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China; 2008.
[19] Simsir CC, Aschheim MA, Abrams DP. Out-ofplane dynamic response of unreinforced bearing walls attached to flexible diaphragms. *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*. 2004. p. 15.
[20] Scotta R, Trutalli D, Marchi L, Pozza L. Seismic performance of URM buildings with in-plane non-stiffened and stiffened timber floors. *Engineering Structures*. [Online] 2018;167: 683–694. Available from: doi:10.1016/j.engstruct.2018.02.060.
[21] Campbell J, Dizhur D, Hodgson M, Fergusson G, Ingham JM. Test results for extracted wallto-diaphragm anchors from Christchurch unreinforced masonry buildings. *SESOC Journal*. 2012;25(1): 57–67.
[22] Jacks DH, Beattie GJ. *Dynamic Testing of Seismic Anchors in Unreinforced Brick Masonry Walls*. Lower Hutt, New Zealand: Works Consultancy Services; 1990.
[23] Abdul Karim AR, Quenneville P, Sa'don NM, Ingham J. Assessment guidelines of walldiaphragm connections for masonry buildings. *7th International Structural Engineering and Construction Conference*. [Online] 2013. p. 1019–1024. Available from: doi:10.3850/978-981-07-5354-2 St-136-427.
[24] Ismail N. Performance of Wall to Diaphragm Anchors for Use in Seismic Upgrade of Heritage Masonry Buildings. *International Journal of Architectural Heritage*. [Online] Taylor & Francis; 2016;10(7): 829–840. Available from: doi:10.1080/15583058.2016.1144115.
[25] Dizhur D, Schultz A, Ingham JM. Pull-out behavior of adhesive connections in unreinforced masonry walls. *Earthquake Spectra*. [Online] 2016;32(4): 2357–2375. Available from: doi:10.1193/011115EQS006M.
[26] Dizhur D, Giaretton M, Ingham JM. URM wall-to-diaphragm and timber joist connection testing. *10th International Masonry Conference - IMC*. 2018.
[27] de Felice G, De Santis S, Lourenço PB, Mendes N. Methods and Challenges for the Seismic Assessment of Historic Masonry Structures. *International Journal of Architectural Heritage*. [Online] Taylor & Francis; 2017;11(1): 143–160. Available from: doi:10.1080/15583058.2016.1238976.
[28] Penna A. Seismic assessment of existing and strengthened stone-masonry buildings: Critical issues and possible strategies. *Bulletin of Earthquake Engineering*. [Online] 2015;13(4): 1051–1071. Available from: doi:10.1007/s10518-014-9659-0.
[29] Sorrentino L, D'Ayala D, de Felice G, Griffith MC, Lagomarsino S, Magenes G. Review of Out-of-Plane Seismic Assessment Techniques Applied To Existing Masonry Buildings. *International Journal of Architectural Heritage*. [Online] Taylor & Francis; 2017;11(1): 2–21. Available from: doi:10.1080/15583058.2016.1237586.
[30] Ferreira TM, Costa AA, Costa A. Analysis of the Out-Of-Plane Seismic Behavior of Unreinforced Masonry: A Literature Review. *International Journal of Architectural Heritage*. [Online] Taylor & Francis; 2015;9(8): 949–972. Available from: doi:10.1080/15583058.2014.885996.

[31] Landi L, Gabellieri R, Diotallevi PP. A model for the out-of-plane dynamic analysis of unreinforced masonry walls in buildings with flexible diaphragms. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. [Online] Elsevier; 2015;79: 211–222. Available from: doi:10.1016/j.soildyn.2015.09.013 1980;106(2): 377–392.
[32] Pantò B, Giresini L, Sassu M, Caliò I. Nonlinear modeling of masonry churches through a discrete macro-element approach. *Earthquake and Structures*. [Online] 2017; Available from: doi:10.12989/eas.2017.12.2.223 [33] Lemos J V. Discrete element modeling of masonry structures. *International Journal of Architectural Heritage*. [Online] 2007; Available from: doi:10.1080/15583050601176868.
[34] Tena-Colunga A, Abrams D. Seismic behavior of structures with flexible diaphragms. *Journal of Structural Engineering*. [Online] 1996;122(4): 439–445. Available from: doi:10.1061/(ASCE)0733- 9445(1996)122:4(439).
[35] Costa AA. Seismic Assessment of the Out of Plane Performance of Traditional Stone Masonry Walls. 2012;(March 2012): 233.
[36] Lagomarsino S, Penna A, Galasco A, Cattari S. TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*. [Online] 2013; Available from: doi:10.1016/j.engstruct.2013.08.002.
[37] Giuffrè A. Seismic safety and strengthening of historical buildings and urban fabrics. *Earthquake Engineering, Tenth World Conference*. Balkema, Rotterdam.; 1994. p. 6583–96.
[38] D'Ayala D, Speranza E. Definition of Collapse Mechanisms and Seismic Vulnerability of Historic Masonry Buildings. *Earthquake Spectra*. [Online] 2003;19(3): 479–509. Available from: doi:10.1193/1.1599896.
[39] Housner GW. The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*. [Online] 1963;53(2): 403–417. Available from: doi:10.1017/CBO9781107415324.004.
[40] Aslam M, Godden WG, Scalise DT. Earthquake Rocking Response of Rigid Bodies. *Journal of the Structural Division*.
[41] Giresini L, Fragiacomo M, Sassu M. Rocking analysis of masonry walls interacting with roofs. *Engineering Structures*. Elsevier Ltd; 2016;116: 107–120.
[42] Giresini L, Casapulla C, Denysiuk R, Matos J, Sassu M. Fragility curves for free and restrained rocking masonry façades in onesided motion. *Engineering Structures*. [Online] Elsevier; 2018;164(February): 195– 213. Available from: doi:10.1016/j.engstruct. 2018.03.003.
[43] Psycharis IN. Dynamic behaviour of rocking two-block assemblies. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. [Online] 1990;19(4): 555–575. Available from: doi:10.1002/eqe.4290190407
[44] Kounadis AN, Papadopoulos GJ. On the rocking instability of a three-rigid block system under ground excitation. *Archive of Applied Mechanics*. [Online] 2016;86(5): 957–977. Available from: doi:10.1007/s00419-015-1073-9.
[45] Solarino F, Oliveira D, Giresini L. A review on wall-to-timber floor anchorages in URM buildings. *Proceedings of the IABSE Symposium 2019 Guimarães, Towards a Resilient Built Environment - Risk and Asset Management, March 27-29, 2019, Guimarães, Portugal, p. 96-106.*

ЦИЛИНДРИЧНИ СТОМАНОБЕТОННИ РЕЗЕРВОАРИ ЗА ВОДА - ПРОВЕРКА ВЛИЯНИЕТО НА ВИДА ПОКРИВНА КОНСТРУКЦИЯ И ПРОФИЛ НА СТЕНАТА, ВЪРХУ СТОЙНОСТИТЕ НА УСИЛИЯТА, ПРИ СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ

Станислав Цветков[1], Минко Симеонов[2]

Висше строително училище „Любен Каравелов“ - София

CYLINDRICAL R.C. WATER TANKS - CHECK THE INFLUENCE OF THE TYPE OF ROOF STRUCTURE AND WALL PROFILE, ON INTERNAL FORCES VALUES, IN SEISMIC ANALYSIS

Stanislav Tsvetkov[1], Minko Simeonov[2]

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) "Lyuben Karavelov" – Sofia

***Abstract**: The report examines parametric solutions of reinforced concrete cylindrical water tanks - buried (underground). Constructions are divided by type of roof structure and structural profile of the wall. Main parameters to be monitored - this is the values of the annular internal forces in the wall (localization and maximum). Computational models were prepared using specialized software, showing are the results of the seismic analyzes and conclusions from the comparisons.*

***Key words**: cylindrical R.C. water tank, Tower 7, seismic analysis, Eurocode 8 (part 4)*

1. Въведение

Стоманобетонните резервоари за вода са важни съоръжения от производствената инфраструктура. В доклада са разгледани няколко изчислителни модели на подземни, с покривна конструкция съоръжения, като се наблюдават стойностите на усилията в стените.

Показаните по-долу решения са за вкопани цилиндрични резервоари, широко прилагани в мрежите за съхранение и регулация на наляганията в системите.

[1] Станислав Цветков, доц. д-р инж., Строителен факултет катедра „Строителни конструкции”, ВСУ „Л. Каравелов” - София, ул. „Суходолска” № 175, e-mail: st.cvetkov@vsu.bg; Stanislav Tsvetkov, Assoc. Prof. dr., University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “Lyuben Karavelov” – Sofia, Faculty of Construction, Department “Building Structures”, 1373 Sofia, 175 Suhodolska str., e-mail: st.cvetkov@vsu.bg

[2] Минко Симеонов, магистър инж., студент магистър „ССС“-„СК“, ВСУ „Л. Каравелов“, e-mail: minko_80@abv.bg; Minko Simeonov, Master, eng., student Master degree in VSU “L. Karavelov” – Sofia, e-mail: minko_80@abv.bg

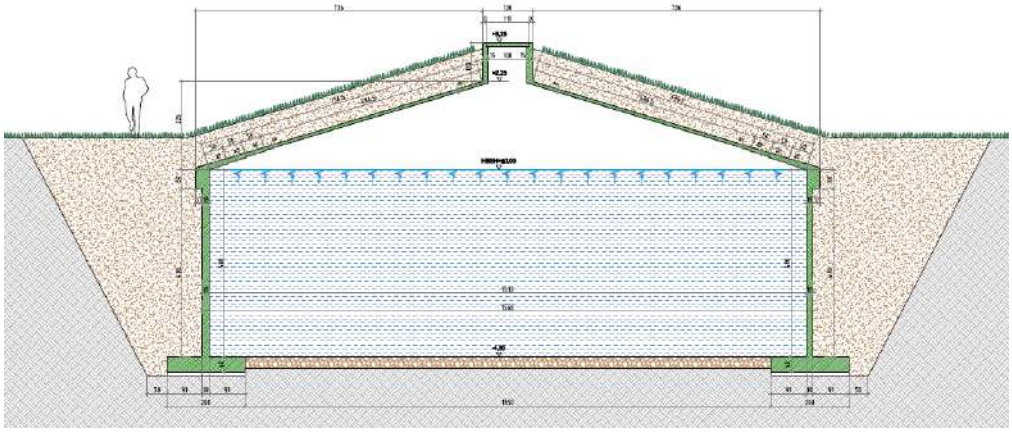
Съоръженията трябва да са пълни през по-големия експлоатационен период, с изключение на случаите, в които се извършват хигиенно-профилактични дейности или ремонти. Понякога, от грешки при водоподаването и/или други дейности, резервоарите се напълват до минимално ниво, което прави системата неефективна.

В близкото минало, при масово отсъствие на компютърна техника и софтуери, базирани на работа по Метода на крайните елементи, се е считало, че при 2/3 пълен резервоар се получават максималните пръстеновидни усилия. В момента, съгласно Еврокод 8-4 и максималните височини на хидродинамичните вълни, и максималните стойности на усилията, се получават при максимално пълно съоръжение.

2. Основни данни за изчислителните модели [1], [2]

а). геометрия и въздействия

На фиг. 1 е показана кофражна схема на един от изследваните резервоари. Те са групирани по модели, описани в табл. 1. На фиг. 4 са показани схемите на получените (производни) профили на стените.

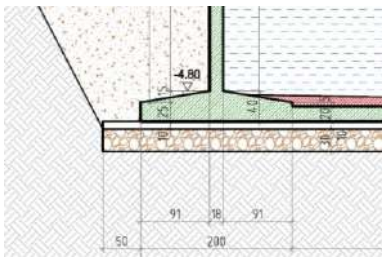


Фигура 1. Осно сечение на конструкцията – модел М1 (кофражна схема)

Материал за конструкциите:
За решенията е приет: клас бетон С25/30 – за конструктивни елементи.

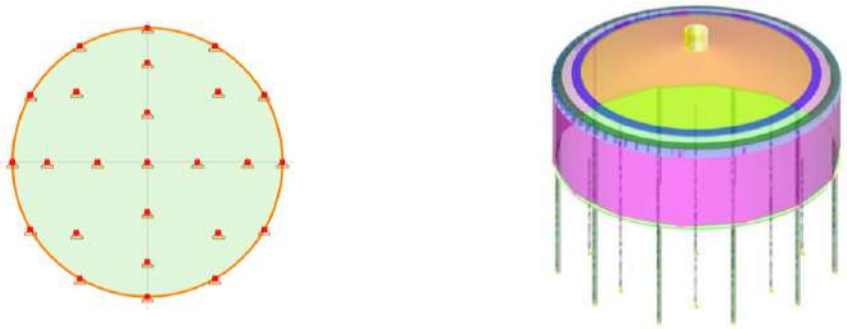
Основни размери на съоръженията:

- радиус на стената $R_{cyl} = 7,75\,m$;
- цилиндричните стени са с дебелина $\delta_{cyl} = 18\,cm$;
- куполите (коничен и сферичен) са с дебелина $\delta_{cup} = (14 \div 8)\,cm$;
- горните опорни пръстени са с размери $b_r / h_r = 35/50\,cm$;
- пръстен-удебелението по височина на стената – $b_{\ell oca\ell} / h_{\ell oca\ell} = 36/60\,cm$;
- пръстеновидния фундамент е с широчина: $a_{found.} = 200 / h_{found.} = 40\,cm$;
- дънната плоча е дебела 25 cm.



Фигура 2. Детайл „стена-фундаментна конструкция“

- пилотите са с диаметър 30 cm и дължина 6 m, общо 25 броя пилоти, разположени през 4 m по контура на дъното, както и по главните координатни оси през 2,90 m:

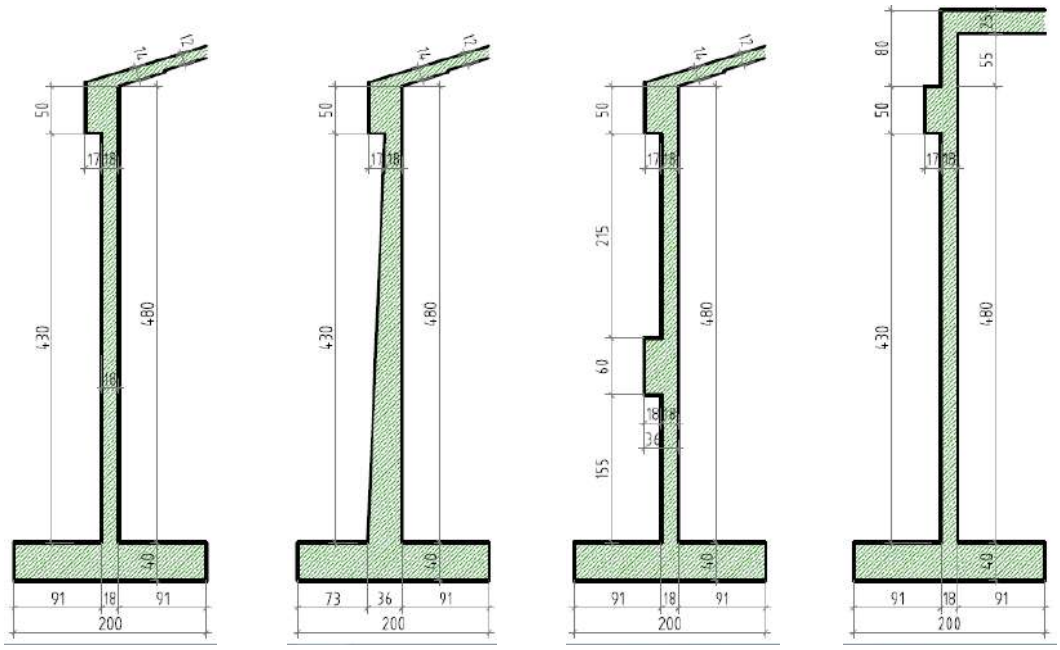


Фигура 3. План на пилотите – снимка от програмния продукт (модел М6)

- „скрити“ колони в контура на стената – с размери 18/18 cm, разпределени през 3,50 m по цилиндричната стена;
- централна кръгла колона - диаметър 30 cm, с горен и долен капители, с диаметър 90 cm (в план) и дебелина 15 cm (отделно от дънната плоча).

Данни за съхранявания флуид:

- височината на стационарното водно ниво $H_w = 4,80\,m$;
- светъл радиус на водата $R_w = 7,66\,m$.



Фигура 4. Напречни профили на стените

Разгледаните групи модели, представляват: изчислителни модели с пръстеновидни фундаменти (под стените) и модели с дънна плоча – с пилоти.

Таблица 1. Описание на моделите

M1	с опорен пръстен (в горен край стена)
M2	с опорен пръстен (в горен край стена) – сферичен купол
M3	с променлива дебелина на стената и с опорен пръстен
M4	подобен на модел M1 с (опорен горен пръстен), но и пръстен-удебеление по височина на стената
M5	със „скрити“ колони в контура на стената
M6	с дънна плоча и пилоти
M7	с плоска покривна плоча и опорен пръстен под плочата
M8	с плоска покривна плоча и централна колона (с долен и горен капители) и дънна плоча с пилоти
Забележка: Всички изчислителни модели (с изключение на M2) са с коничен купол.	

Моделите с пръстеновидни фундаменти (под стените) – M1÷M5 и M7, както и с дънна плоча – с пилоти (M6 и M8), са със следните характеристики за почвата:

- стойности на Винклеровата константа: $\begin{vmatrix} k_{Winkler}^{static\ loads} = 30\,MPa/m' \\ k_{Winkler}^{seismic\ loads} = 70\,MPa/m' \end{vmatrix}$;
- коефициенти на пропорционалност по височина на прътовите елементи за пилоти: $K, R_{x/y/z}$ (табл. 2).

Таблица 2. Въведени по височина стойности на коефициентите на пропорционалност за характерни точки

	Коравини		
№	K,R1	K,R2	K,R3
1	7.000e+4	7.000e+4	7.000e+4
2	2.375e+2	5.938e+2	5.938e+2
3	7.125e+2	1.781e+3	1.781e+3
4	1.188e+3	2.969e+3	2.969e+3
5	1.663e+3	4.156e+3	4.156e+3
6	2.138e+3	5.344e+3	5.344e+3
7	2.613e+3	6.531e+3	6.531e+3
8	3.088e+3	7.719e+3	7.719e+3
9	3.563e+3	8.906e+3	8.906e+3
10	4.038e+3	1.009e+4	1.009e+4
11	4.513e+3	1.128e+4	1.128e+4
12	4.988e+3	1.247e+4	1.247e+4
13	5.463e+3	1.366e+4	1.366e+4
14	5.938e+3	1.484e+4	1.484e+4
15	6.413e+3	1.603e+4	1.603e+4
16	6.888e+3	1.722e+4	1.722e+4
17	7.363e+3	1.841e+4	1.841e+4
18	7.838e+3	1.959e+4	1.959e+4
19	8.313e+3	2.078e+4	2.078e+4
20	8.788e+3	2.197e+4	2.197e+4
21	9.263e+3	2.316e+4	2.316e+4
22	9.738e+3	2.434e+4	2.434e+4
23	1.021e+4	2.553e+4	2.553e+4
24	1.069e+4	2.672e+4	2.672e+4
25	1.116e+4	2.791e+4	2.791e+4

Приети са постоянни въздействия върху стената от: собствено тегло, хидроизолация и двустранна замазка, земен натиск и сняг. Хидростатичния натиск е основен, разпределен по триъгълников закон.

б). компютърно моделиране

За моделите не са въвеждани т. нар. „безкрайно корави зони“ в стените, в областите при горните опорни пръстени. Разгледана е комбинацията при пълен до максимално стационарно водно ниво резервоар.

в). анализи

Решенията са извършени с програмен продукт Tower 7, базиран на работа по Метода на крайните елементи. Размерите на крайните елементи са приети 20/20 cm.

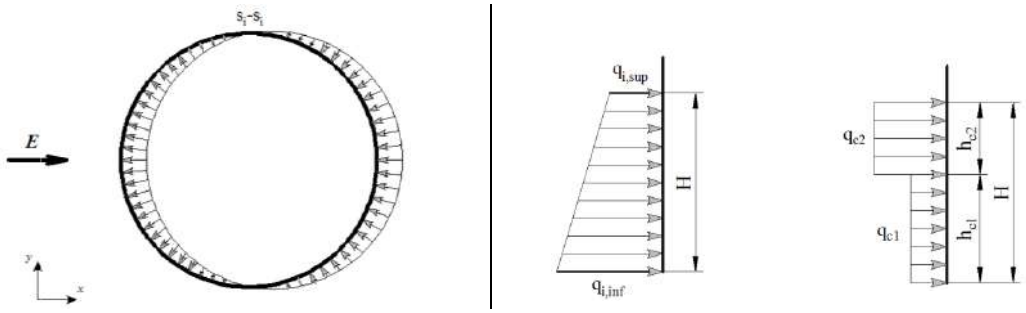
Статичен анализ: Въздействията са: постоянни (собствено тегло, замазки, изолации, земен натиск), променливи (сняг) и експлоатационно – хидростатичен натиск.

Статичният анализ е изразен чрез комбинацията ULS.

Сеизмичен анализ: Анализите са спектрални с предварителен модален анализ. Изследванията са извършени за почва тип B (съгласно Еврокод 8) и референтно ускорение $a_{gR} = 0,23.g$ за местоположение на обекта на територията на България със Спектър Вид 1. Коефициентите на: значимост γ_I и поведение q – за флуид (за импулсивна и конвективна компоненти) и конструкция, са приети: 1. Методологията е базирана съгласно теорията на Housner (фиг. 5) и неговия механо-математичен модел за разделяне на водата при сеизмично въздействие на две хидродинамични съставящи – импулсивна и конвективна маси. Не е включен коефициента $\eta = 1,41$.

Сеизмичната комбинация ALS включва въздействията: постоянни, хидростатичен и хидродинамичен натиск, вкл. сеизмичното. Динамичен земен натиск не е отчетен, заради липса на някои данни за почвата и проблем при претоварването или разтоварването на конструкцията в съответната комбинаторика.

Изследване на динамика, на строителна конструкция може да се види в [3].



а). Налягания в напречно сечение б). Еквивалентни импулсивни и конвективни въздействия за стената

Фигура 5. Хидродинамични товари – „трансформирани“ от масите m_i и m_c

Импулсивни и конвективни въздействия:

$$\begin{vmatrix} q_{i,sup} = 11,5\,kN/m^2 \\ q_{i,inf} = 45\,kN/m^2 \end{vmatrix} \qquad \begin{vmatrix} q_{c2} = 21,1\,kN/m^2 \leftarrow h_{c2} = 2,11\,m \\ q_{c1} = 16,6\,kN/m^2 \leftarrow h_{c1} = 2,69\,m \end{vmatrix}$$

3. Числени резултати

В табл. 3 са систематизирани стойностите на наблюдаваните усилия.

Меродавният случай на натоварване е логично ясен, следени са стойностите на усилията от състояния:

- ✓ 1. Пълен и незасипан;
- ✓ 2. Празен и засипан;
- ✓ 3. Пълен и засипан резервоар,

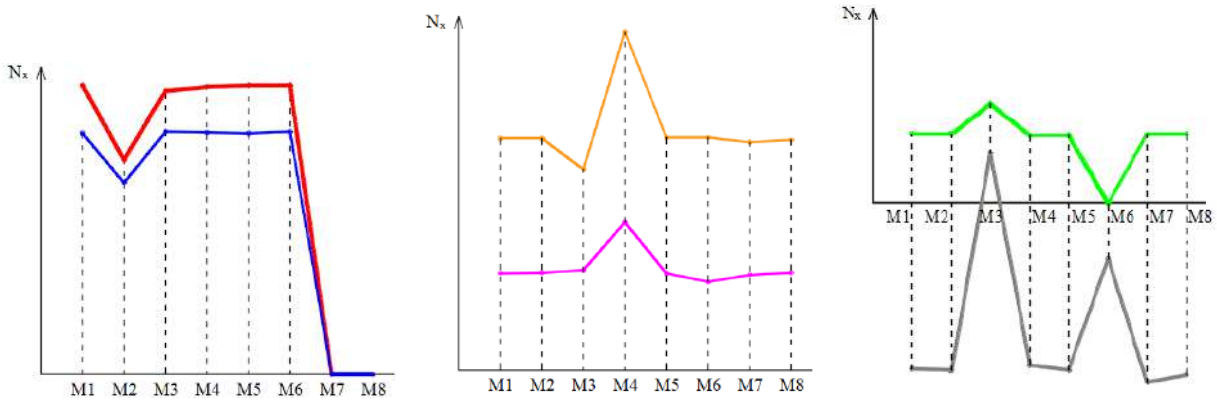
за двете комбинации (ULS и ALS), за отделните модели (M1÷M8).

С червен цвят са означени максималните стойности.

Таблица 3. Получени резултати - N_x, [kN/m']

		M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
ULS	горен край	**695**	516	681	692	**695**	**695**	0	0
	среда	233	234	240	356	232	212	229	234
	долен край	177,4	177,4	**253**	172	174	-4	175	177
ALS	горен край	579,5	461	584	581	580	584	0	0
	среда	557	557	483	**813**	559	559	548	553
	долен край	-427	-431,7	128	-418	-431	-143	-461	-442

На фиг. 6 са показани графиките на изменение – „разгръщане" на усилията (съгл. табл. 3) в различните модели, при изследваните комбинации:



а). горен край — б). среда — в). долен край

червена линия – ULS — **оранжева линия – ALS** — **зелена линия – ULS**

синя линия – ALS — **лилава линия – ULS** — **сива линия – ALS**

Фигура 6. Графично представяне на N_x по модели

Пренебрегването на хидростатичния натиск при запълването на стената и фундамента, може да компрометира детайла там. Обратно: ако се разгледа хидродинамичния натиск, който действа като налягане и е в комбинация с хидростатичния – то налягането при сеизмично въздействие, създава в стената опънни усилия в нейната средна част. Това от своя страна е предпоставка за смяна на носещите армировки в пръстеновидно направление (в сравнение с горния и средния участък) и конструирането им без промяна при средата и долния край. Комбинацията ALS показва максимални стойности на усилията, с които трябва всъщност да се армира черупката. Всичко това се вижда и от табл. 3. При изчислителни модели, с реализирано запълване между стена и фундамент, се наблюдава „качване" на максимумите по височина на стената при ULS – комбинация. Също така, закоравявания, като например: пръстени (опорни или фундаменти) в много случаи обръщат диаграмите на усилията в своята област. Динамичният земен натиск в комбинация с хидродинамичния има голяма вероятност да го намали при вкопан резервоар – това явление е благоприятно, само ако почвата има тази способност или са предприети конструктивни мерки за това.

Важно е да се отбележи, че при анализ на армировките в пръстеновидно направление, се работи с „обвивни" диаграми за положителните стойности на усилията (създаващи опън в стената).

Изводи

За горен край и среда на съоръженията, диаграмите на пръстеновидните усилия са тенденциозно еднакви по вид, с изключение за долен край при модел М3, при който се наблюдава опън. При другите модели, в долния край, се наблюдава натиск.

За модели: М1 и М3:

При ULS: в горен край усилията намаляват, но в средата и долен край се увеличават.

При ALS: в горен край усилията се увеличават, в средата – намаляват.

За модели: М1, М3 и М4:

При ULS: максималните усилия са в средата, като в долния край намаляват.

При ALS: максималните усилия са в средата.

При модел 5:

Наблюдава се подобие в усилията, както при модел М1.

За модел М6:

От ULS се наблюдават минимални усилия в средата.

За модели: М7 и М8:

От ULS и ALS се наблюдават нулеви усилия в горен край, както и натискови усилия в долен край от ALS.

При така получени „картини“ на пръстеновидните усилия, могат да се структурират основните два въпроса:

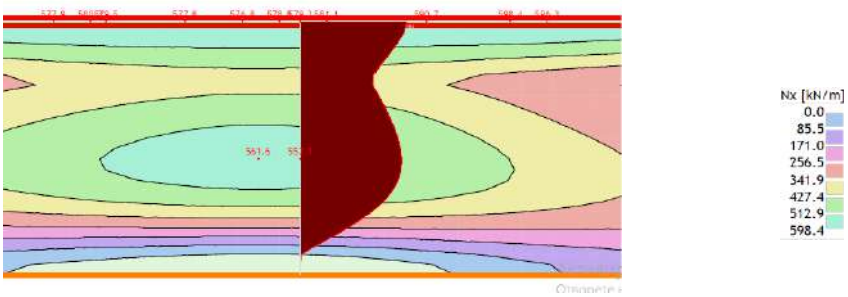
Въпрос 1. **Как влияе видът на покривната конструкция върху усилията в цилиндричната стена?**

В табл. 4 са представени разликите в усилията като единици величини и в проценти:

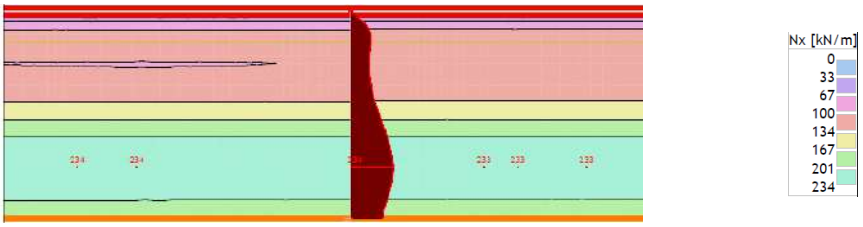
Таблица 4. Рекапитулация за N_x, [kN/m'] – за средата

	M1	M7	M8
max за ULS	233	229	**234**
разлика, Δ	1	5	
max за ALS	**557**	548	553
разлика, Δ		9 (1,62%)	4

На фиг. 7 са представени диаграми, чрез изолинии, на усилията за модели М1 и М8, като се вижда, че при ULS комбинациите максимумите са при дъното, а при ALS – към средата. Нещо повече: при ULS се наблюдава „ивичесто“ (равномерно разпределено) разпределение на изолиниите, а при ALS – „петнисто“ (на отделни места).



Фигура 7. а). за модел М1 от ALS



б). за модел М8 от ULS

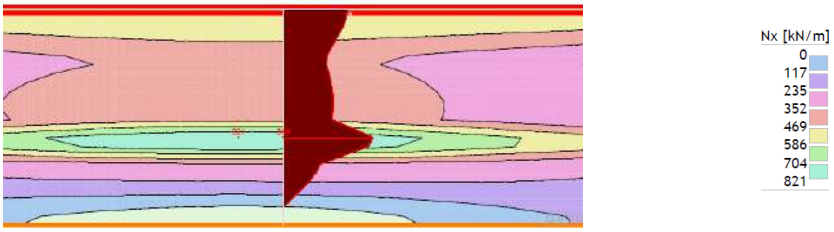
Фигура 7. Изолинии от различните комбинации

Вижда се, че разликата е пренебрежима, от което следва, че за изследваното съоръжение, видът на покривната конструкция **не влияе** чувствително върху стойностите на пръстеновидните усилия в стената.

Ако обаче се разгледат модели М1 и М2, се вижда голяма разлика за усилията в горния край на стените, а именно при ULS: $\Delta = 25,76\%$ и при ALS: $\Delta = 20,45\%$. Това е причина да се твърди, че при категорична смяна на Гаусовата кривина на черупката, при запазени начални геометрични условия, усилията в опорната цилиндрична стена в горния й край са по-големи при коничен купол и съответно – по-малки при сферичен, което е основание при дадения модел, да се твърди, че сферичния купол води до известни икономии при армиране на стената (изключва се обаче трудоемкостта при самото му строителство). Затова вида покривна конструкция **влияе** върху стойностите на пръстеновидните усилия в стената.

Въпрос 2. **Как конструкцията на самата цилиндрична стена влияе върху стойностите на пръстеновидните усилия в нея?**

От модели: М1, М3, М4, М5 и М6, най-големите стойности на усилията са при М4, за ULS и ALS (фиг. 8):



Фигура 8. Изолинии за модел М4 от ALS

При детайлен преглед, се установява, че има значителни разлики при модели: М1 и М3, а именно:

- за ULS: разлики: $\begin{vmatrix} \Delta = 2,01\% - \text{горен край} \\ \Delta = 2,92\% - \text{среда} \end{vmatrix}$, като в долен край - $\Delta = 29,88\%$ е за М3.
- за ALS: разлики: $\begin{vmatrix} \Delta = 0,77\% - \text{горен край} \\ \Delta = 13,29\% - \text{среда} \end{vmatrix}$, като в долен край се наблюдава опън от 128 kN/m' за модел М3.

Това означава, че по-големи са за модел М3.

За ULS, при модели: М1 и М5, се наблюдават приблизително еднакви стойности, както и при модел М6 (за горен край и среда). За ALS модел М5 показва сходни данни в резултатите с модел М1.

Това е основание да се твърди, че видът на конструкцията на самата стена **влияе** върху стойностите (като знак и големина) на пръстеновидните усилия в нея. Локалният пръстен от модел М4, действащ като хоризонтален пиластър, увеличава N_x и трябва да се помисли при конструирането и детайлирането. Също така променливата дебелина, чрез увеличени стойности на напречните сили, води до максимални усилия. Скритите колони в самата стена я „закоравяват" и нямат особен негативен принос (върху усилията), както и дънната плоча.

4. Заключение

При вече намерени и локализирани стойностите на пръстеновидните усилия, анализът на армировките в това направление, се основава на формулите при напрегнато състояние „чист" опън, за максимално пръстеновидно усилие в определена широчина на изследваната ивица. Отново за модел М4, по изчисления, се получава, че общата площ на пръстеновидната армировка (при използван клас армировъчна стомана B500B):

$$A_{s,tot.} = \frac{N_x}{f_{yd}} = \frac{813}{43,5} = 18,69\,cm^2/m'$$

Разбира се, при избор на разстояние между прътите, респективно и брой, се установява и диаметъра им, на база необходимата площ. Минималният процент на армиране за черупки е 0,2%, като се вземе предвид, че резервоарите са хидротехнически съоръжения и съобрази конструирането с пукнатинообразуването. Армировките са двустранни и симетрични, заради работата им в група и характерът на сеизмичното въздействие. При големи стойности на пръстеновидните усилия, при връзката „стена-фундамент", е удачно да се реализират т.нар. „вути" (скосявания под 45º), армирани с конструктивна меридианна и по изчисление пръстеновидна армировки. При големи стойности на усилията в пръстена, неговото напречно сечение се изпълнява като сложно, най-често със скосяване от външната страна, срещуположна на водата. При конструирането се внимава с аранжирането на стремената и влагането на допълнителната армировка за оформяне на новия геометричен профил. Макар и усложнено конструктивно, това решение е технологично улеснено. Разбира се, нови – допълнителни пръстени, могат да бъдат конструирани при предварително напрягане, когато начините за поемане на усилията без него са изчерпани или неикономични.

Показаните разработени примери, илюстрират възможни видове конструкции на резервоарите (в контекст на параметрични анализи), при които може да бъде „контролирано" усилието – като стойност и местоположение по височина на цилиндричната стена. Вижда се, че хидродинамичното налягане води до значително увеличаване на усилията в сеизмичната комбинация и пренебрегването им, може да доведе до „разтоварване", а от там и до колапс – при неосигурени за пиковите възможни въздействия, от липса на армировки като гъстота и диаметър.

Като допълнение… Въпреки видовото многообразие, относно материал на резервоарите за вода: неръждаема стомана, стъклопласти и полиетилен, за подземни конструкции стоманобетонът е доказан със своята дълговечност и ремонтопригодност, макар да са налице високи експлоатационни разходи. При допускането на нехигиенични условия, се развиват патогени – микроорганизми и утайки, влияещи застрашаващо върху живота на хората.

По-надолу са показани два примера – добър и лош съществуващи варианти.

Пример 1. Тази година (2022 г.) посетихме с групата студенти от магистърския курс „ССС"-„СК", в учебна практика по „Специални стоманобетонни конструкции",

пречиствателната станция за отпадни води – ПСОВ „ЛЕКО КО“ в гр. Радомир (кв. „Върба“). Съоръженията в станцията отговарят на изискванията и проверките, а преработената вода е с добри показатели (като питейна) от външни лабораторни одити. Конструкцията на резервоарите е практически незасегната, въпреки: по-голямото обемно тегло на замърсената вода, високите подпочвени води и случилите се земетресения през годините. Трябва да се отбележи факта, че радиалните утаители и биобасейните (виж сн. 1) работят при непрекъснат и динамичен режим с техните системи и при постоянно съприкосновение с водата.



Снимка 1. Съоръжение от ПСОВ (личен архив Ст. Цветков)

Съоръженията се поддържат, основни конструктивни ремонти не са правени.

Пример 2. При разкриване (премахване на голяма част от насипа) на засипания резервоар в промишлената зона на гр. Радомир (преди няколко години), се установява, че стената на съоръжението не притежава почти никаква носеща армировка в двете направления – меридианна и пръстеновидна, причина и за множеството: недопустимо широки пукнатини, течове и аварийно състояние – сн. 2.



а). изглед към нарушеното съоръжение



б). поглед към стената

Снимка 2. Резервоар в района гр. Радомир (личен архив Ст. Цветков)

Такива съоръжения, с липса на адекватно проектиране и строителство, както и грижи за конструкцията в процес на експлоатация – веднага, в къс период от време са в състояние на отказ.

Благодарности

Докладът е финансиран от ВСУ „Л. Каравелов“ – София, по Проект за научни изследвания, сигн. 04/2022 – „Анализ на специални стоманобетонни конструкции“.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Tsvetkov St., R. C. tanks for water storage – seismic analysis, Proceedings of the 16th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, October 18-19, 2018 Bratislava, Slovakia, Faculty of Civil Engineering STU Bratislava, Slovak Society of Mechanics SAS, p.85-p.94

[2] 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

[3] Стойнова Ил., Реагиране на стоманобетонни елементи на военни съоръжения на динамични импулсни въздействия, Научна конференция „Актуални проблеми на сигурността” 26-27 октомври 2017 г., Велико Търново, стр. 465- 471

ВРЪЗКА МЕЖДУ ПРОГРАМИТЕ MS EXCEL И AUTOCAD ЗА АНАЛИЗ И КОНСТРУИРАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКТИВНИ СТЕНИ, СЪГЛАСНО ЕВРОКОД 8

Станислав Цветков[1], Халим Ахмед[2]

Висше строително училище „Любен Каравелов“ - София

CONNECTION BETWEEN MS EXCEL AND AUTOCAD PROGRAMS FOR ANALYSIS AND CONSTRUCTION OF R.C. STRUCTURAL SHEAR WALLS ACCORDING TO EUROCODE 8

Stanislav Tsvetkov[1], Halim Ahmed[2]

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) "Lyuben Karavelov" – Sofia

***Abstract**: The report examines engineering design of R.C. structural shear walls in two interrelated aspects: on the one hand - automated solutions with pre-programmed formulas (checks) for load-bearing reinforcements and on the other hand - quick transition (as a link) to a drawing. The task of civil engineers is to establish both the methodology in the analysis algorithms and their interaction with a real (for work) reinforcement plan. The capabilities of MS Excel are used for the calculations, and those of AutoCAD for the graphic part.*

***Key words**: R.C. structural shear wall, MS Excel, AutoCAD, programming, Eurocode 8*

1. Въведение

С навлизането на Еврокодовете – още от преди около 10 години, се установи, че тяхната идея е преход към „верига“ от анализи и начинът за справяне с нелеката задача е преминаването към автоматизирани решения. В настоящия доклад е показано една от най-трудоемките задачи: анализ и конструиране армировките на стоманобетонна конструктивна стена, съгласно Еврокод 8, ниво на проектиране – средно (DCM) [1], [2]. Всяка една „част“ на стената поема различни разрезни усилия и нейните армировки следват различни конструктивни особености и изисквания. Оказва се, че понякога за изчертаването на една стена, съгласно всички изисквания, е необходимо дълго време,

[1] Станислав Цветков, доц. д-р инж., Строителен факултет катедра „Строителни конструкции”, ВСУ „Л. Каравелов” - София, ул. „Суходолска” № 175, e-mail: st.cvetkov@vsu.bg; Stanislav Tsvetkov, Assoc. Prof. dr., University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “Lyuben Karavelov” – Sofia, Faculty of Construction, Department “Building Structures”, 1373 Sofia, 175 Suhodolska str., e-mail: st.cvetkov@vsu.bg

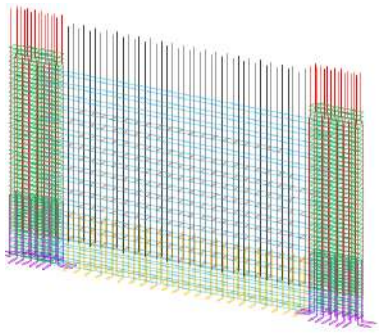
[2] Халим Ахмед, магистър инж., завършил ВСУ „Л. Каравелов“, e-mail: halim.ahmed@abv.bg; Halim Ahmed, Master, eng., graduated from VSU “L. Karavelov” – Sofia, e-mail: halim.ahmed@abv.bg

без изобщо да се коментира изготвянето на 3D-модела, от който се изваждат разрезните усилия.

2. Общи сведения за програмите

Известно е, че **Microsoft Excel** [3] е програма за електронни таблици, част от пакета MS Office, като видът софтуер е симулатор на работни листове. *Напоследък, все по-често се използва от проектантите-конструктори.. Табличният характер за работа с клетките е удобен за използване, налице са Help и информационен балон.* **AutoCAD** [4] е програма за двуизмерно и триизмерно компютърно проектиране и чертане, на компанията Autodesk. *Строителните инженери използват различни опции на програмата. Автоматизираното чертане е удобство при работа, настройките са опростени, налице са Help и команден ред.* Всичко посочено дотук, води до факта, че поотделно софтуерите са завършени всеки в своята област на приложение – анализи и чертане.

Но какво става, когато двете програми се „съединят“? Получава се *висококачествен продукт* за обект, който е не само правилно решен и начертан (фиг. 1), но има и възможност както за оптимизация, така и за прилагане към проектната документация на строежа във вид на изчисления и чертеж. Разработеният програмен продукт е наречен от авторите **САККС** (софтуер за анализ и конструиране на конструктивни стени).



Фигура 1. Визуализация от САККС

3. Реализиран изчислително-чертожен софтуерен продукт

Изчислителните процедури за стоманобетонни конструктивни стени, анализирани по Еврокод 8, са представени от дълги формули, с различни условия и проверки. Стените са с крайни усилени зони и стебла, и заради пространствената си работа, и постигане на непрекъснатост на конструкцията, е налице постоянна взаимосвързаност между изразите. Както е известно, понякога се правят отчети от различни места: софтуер по МКЕ (за разрезни усилия, динамични характеристики, деформации и т.н.), ръководства-справочници, Стандарти (за отчитане на коефициенти и избор на армировки, за конструктивни изисквания и др.), дори “mini”-програми за определяне на носещи способности (от интеракционни диаграми) и т.н. [1]

За елиминиране до минимум на вероятността от грешки (с голям процент постигане, предвид ползването на много и всякакви източници, включително и такива от Интернет – с недоказан произход понякога или от типа „хвърчащи“ записки, без автор или издателство), авторите на САККС, са имали идея и цел, в съставения софтуер, да са вградени всички необходими алгоритми, както и възможност за избор от потребителя. Генерално казано, това е известна **автоматизация на Ръководството** [1].

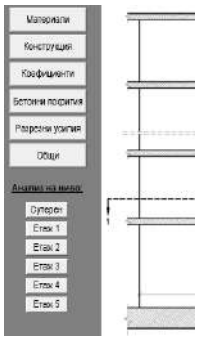
На база „класическата“ теория, както и по: конструктивни антисеизмични и строително-технологични правила, отделните клетки са програмирани в режим за лесна работа.

3.1. Структура на програмата [3]

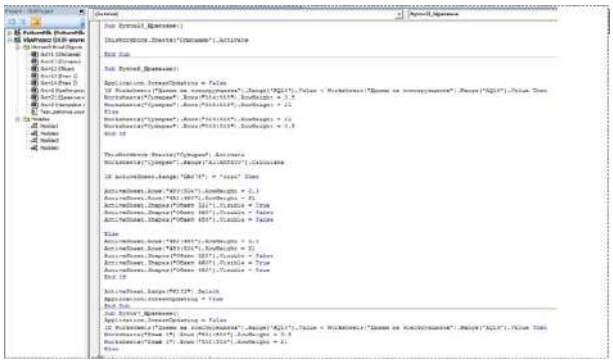
- **Бутони и падащи менюта**

В САККС са използвани бутони (виж. фиг. 2 и 3) и списъци с падащи менюта, за удобство при работа и компресиране на видимото пространство, без излишна информация и цветово (фоново) оформление. Чрез бутоните се осъществява

навигиране между отделните части от алгоритъма за изчисляване на конструктивния елемент. За всеки бутон са записани VBA макроси, с които се постига необходимата операция (фиг. 3).



Фигура 2. Екран (част)

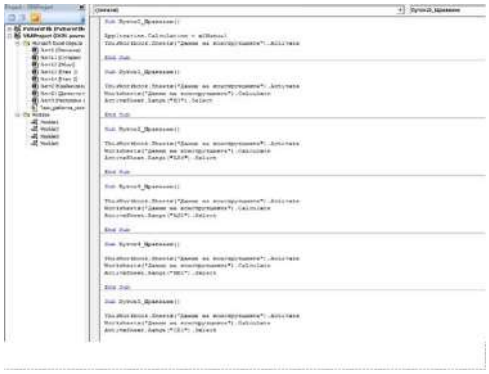


Фигура 3. Бутони

VBA макросите (фиг. 4) се използват за: навигиране между отделните части от алгоритъма за изчисляване на конструктивния елемент, намаляване на времето за изчисляване на формулите, за оформяне на обяснителната записка и връзка между програмите.

Чрез макросите се постига и съкращаване на времето за изчакване при направени промени на стойностите от клетките. При самото изчисляване на стойностите в клетките не са използвани макроси, а самокоманди (операции) на Excel.

Следователно: макросите не изчисляват (служат за придвижване между разделите ,чрез бутоните), изчислява Excel.



Фигура 4. VBA macro

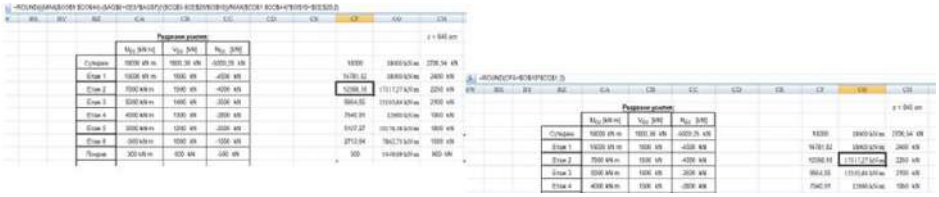
- **Формули и условия**

На фиг. 5 е показана формулата в команден ред за изчисляване на физико-механичния коефициент на армиране. Припоняме, че групите (фамилии) асимптоти са в сложна връзка по между си. Блоковете са въведени за пряка връзка между решенията.



Фигура 5. Определяне на $\omega_{tot.}$

На фиг. 6 са показани формулите, в команден ред, за капацитивна корекция на огъващия момент (чрез правилото на подобните триъгълници), т.е. не е необходимо ръчно графично построение.



Фигура 6. Определяне на $M_{cap.}$

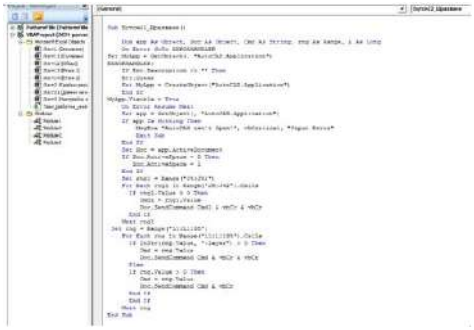
- **Макрос (код) –** използвани са за връзка между двете програми **Excel** и **AutoCAD** (фиг. 7).

Свойствата на макроса са:

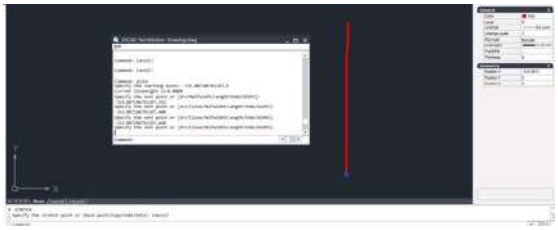
а). присвояване на характеристики;

б). проверка дали AutoCAD е отворен (и ако не е – го отваря);

в). изпраща команда от клетките в Excel до командния ред в AutoCAD.



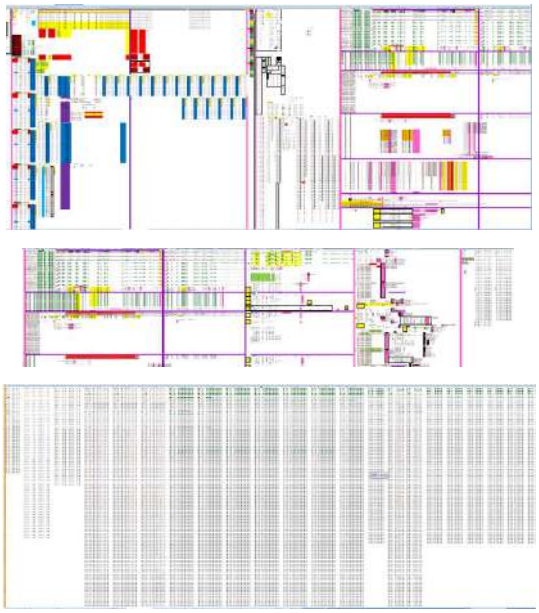
Фигура 7. Макрос



Фигура 8. Команден ред в CAD за изчертаване на дадена линия

За изчертаването се работи се с команда POLYLINE (полилиния) чрез написване на "pline" и се въвеждат стойностите (координатите) на точките за определената линия. Последователност на операцията, която е вградена в САККС, е показана на фиг. 8.

На фиг. 9 са показани минимизирани част от прозорците, от програмния алгоритъм на САККС, само за едно ниво.



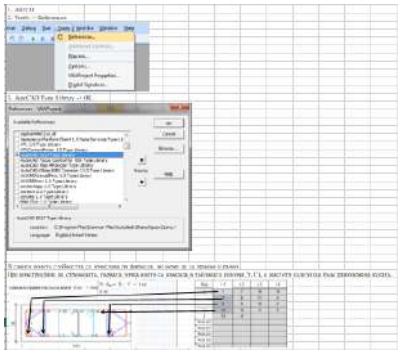
Фигура 9. Програмирани клетки за експорт в CAD – програмата

Вижда се, че генерирането на един такъв продукт е дълга и трудна за разработване задача, с много условия и тествания.

3.2. Интериор (интерфейс) на програмата [1], [2]

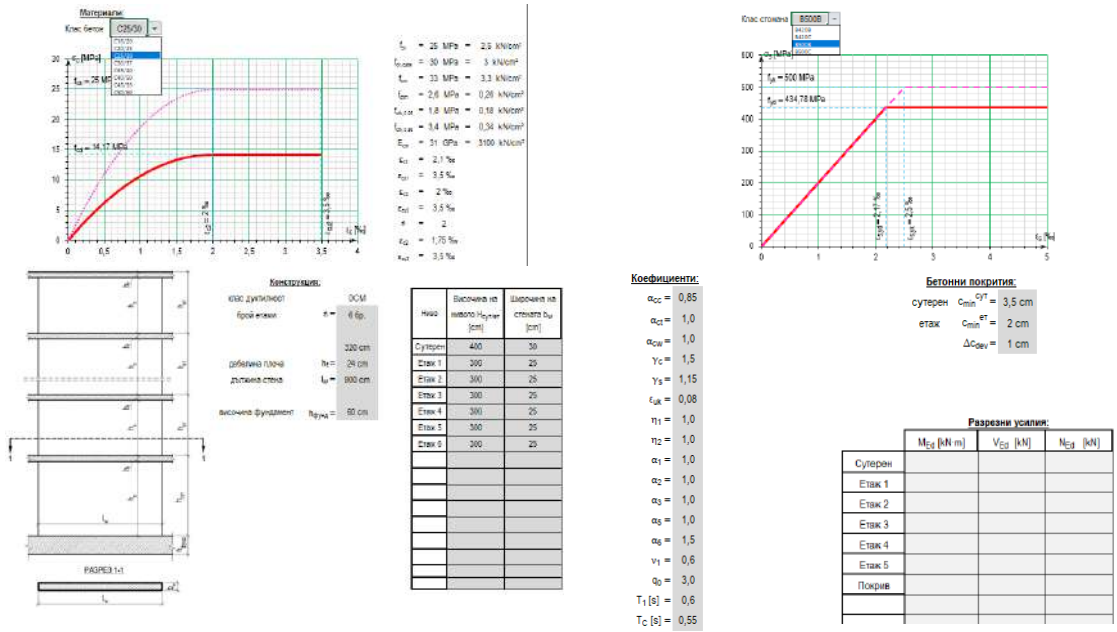
САККС е съставен от следните **Sheets:** Описание; Данни за конструкцията; Общи; Нива (етажи); Крайни резултати; Настройки за AutoCAD.

В раздел „**Описание**“ са посочени някои особености на алгоритъма, които са специфични за неговата среда, като например работа със: стойности (въпреки предложените) – избор от потребителя; използване на радио-бутони/прекъсвачи и др. Софтуерът съдържа авторски разработки и доработки (взаимствани от други програми и надградени) - фиг. 10.



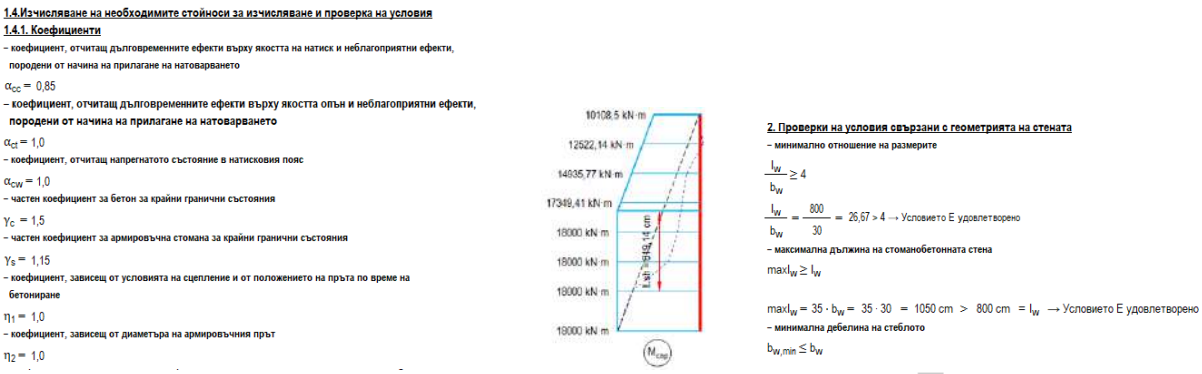
Фигура 10. Основни операции

В раздел „**Данни за конструкцията**“ се задават: използваните материали (класове бетон и армировъчна стомана); геометрия на конструкцията; използвани коефициенти за изчисленията, бетонни покрития и разрезни усилия (фиг. 11).



Фигура 11. Раздел – „Данни за конструкцията“

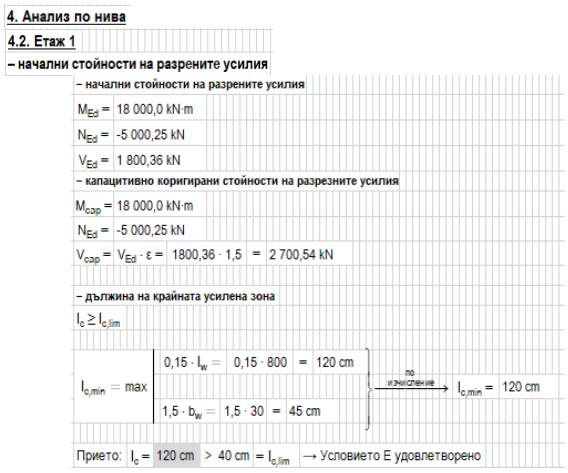
В раздел „**Общи**“, алгоритъмът е програмиран да генерира обяснителната записка, с описателна част, на база вход: от „Данни за конструкцията“ (фиг. 12).



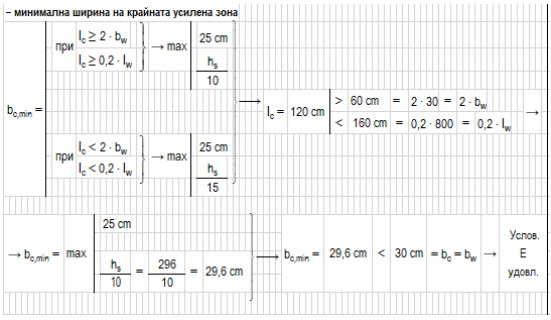
Фигура 12. Раздел – Общи (*фрагменти*), анализ за опция ☑ корав сутерен

В раздел „**Нива**“ е представен същинският анализ на конструктивната стена, по етажи (виж фиг. 13 – прозорци от № 1 до № 33, етапност): I. Проверки на армировките на: крайните усилени зони (КУЗ) – **вертикална надлъжна армировка** (*работа на нецентричен натиск със симетрично армиране*); II. Проверка на стеблото – **хоризонтална армировка** (*работа на срязване*); III. Проверка на **вертикалната армировка от стеблото и стремена на КУЗ** (*доказване/проверка на локална дуктилност на стената*).

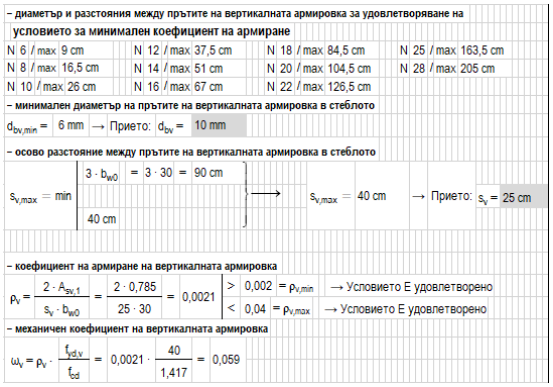
Както се вижда от по-надолу, „съобщенията“ и графичното оформяне (със схеми и подредба на методологията), са приоритет на интерфейса.



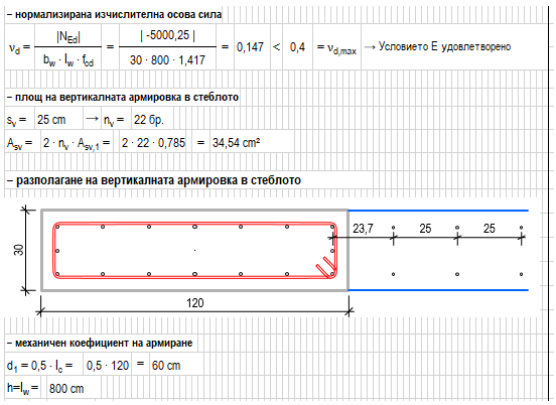
1.



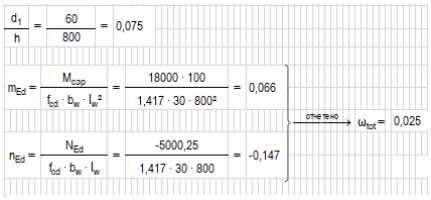
2.



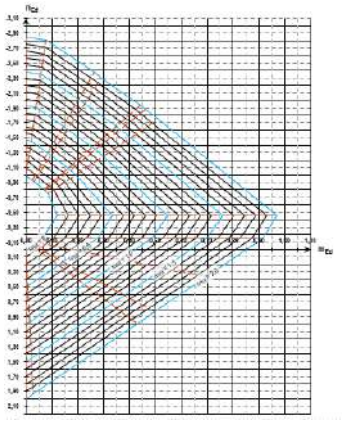
3.



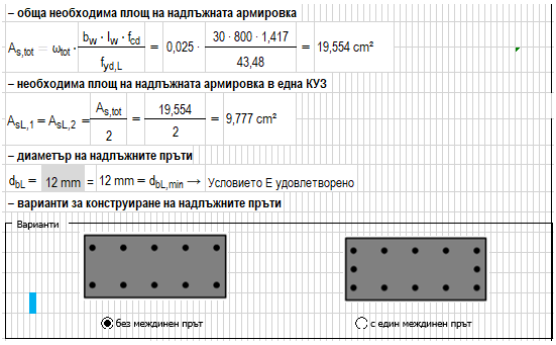
4.



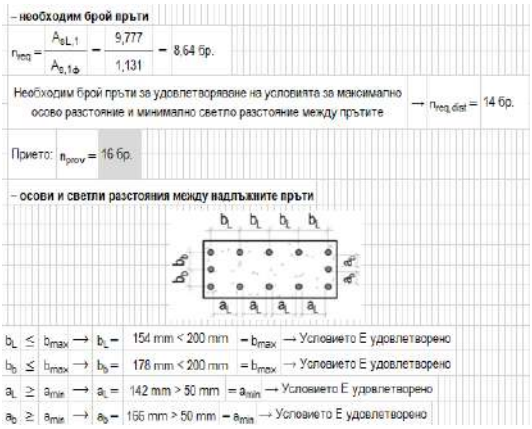
5.



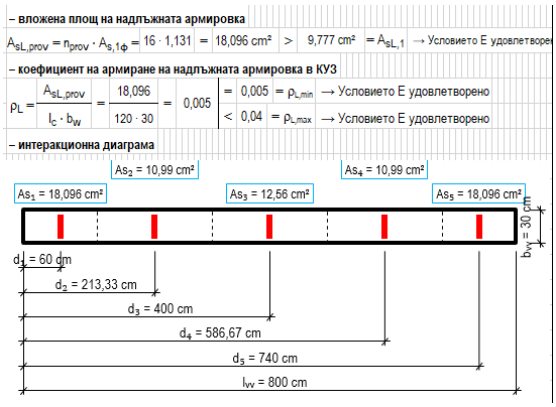
6.



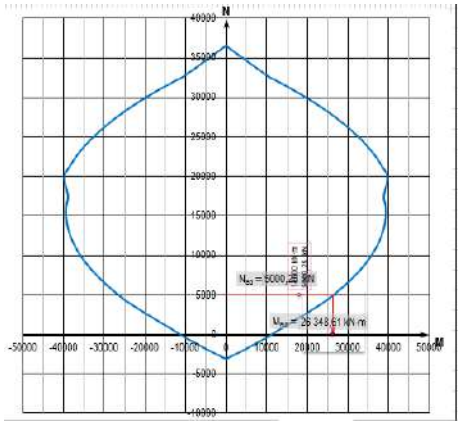
7.



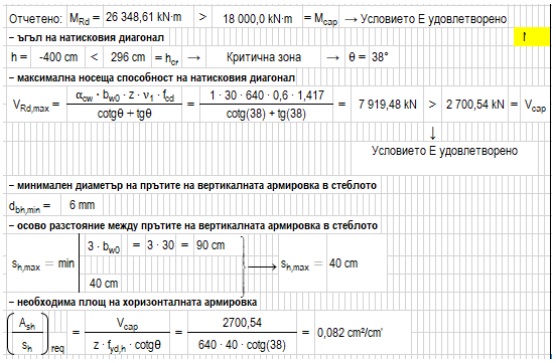
8.



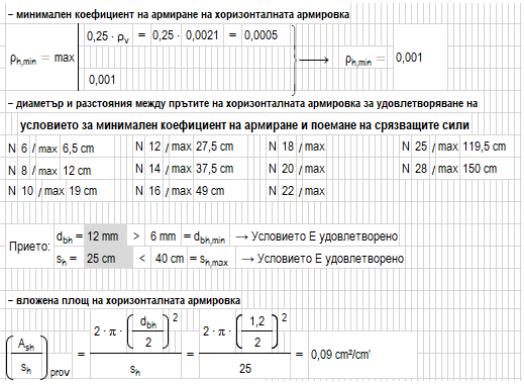
9.



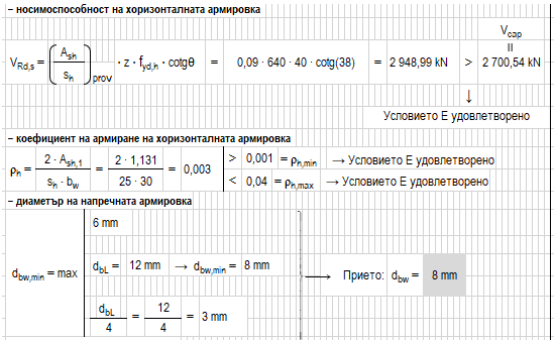
10.



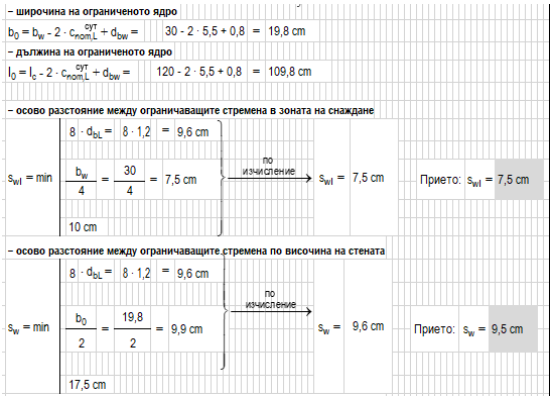
11.



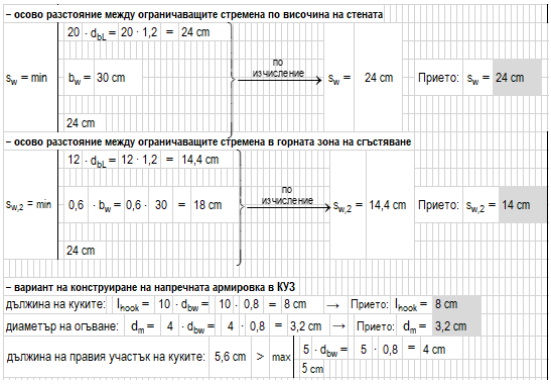
12.



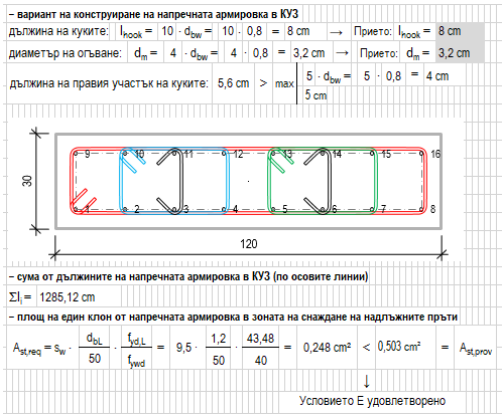
13.



14.



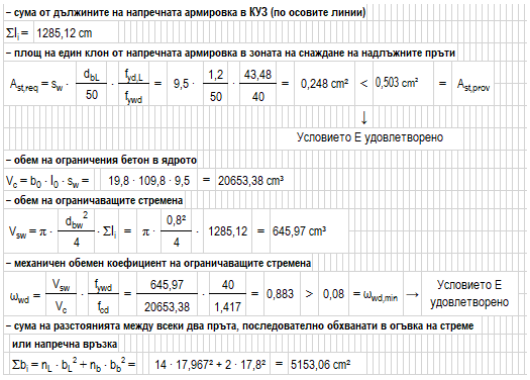
15.



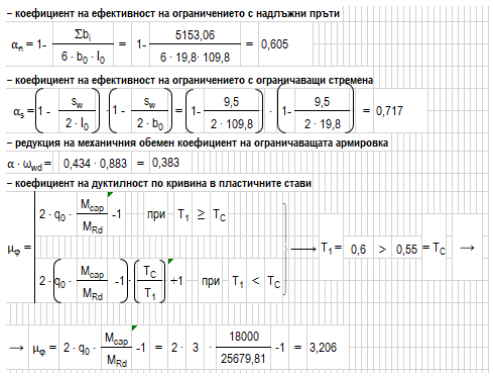
16.

Вид	т.1	т.2	т.3	т.4	ъгъл на куката
□	1	8	16	9	
□	10	12	4	2	
[	11	3			
□	13	15	7	5	
□					
[	14	6			
[					

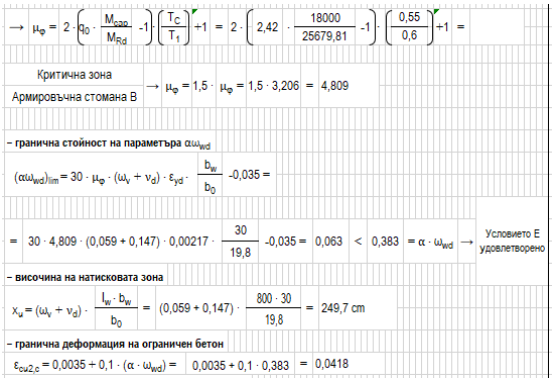
17.



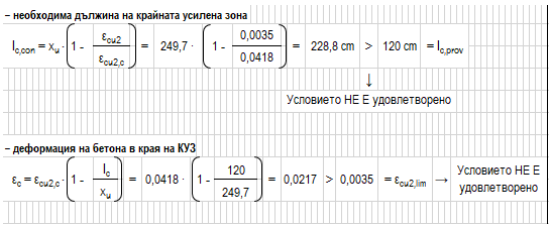
18.



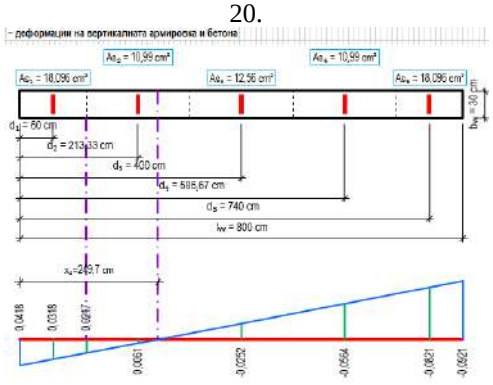
19.



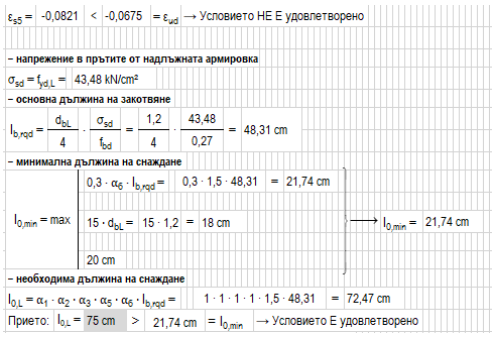
20.



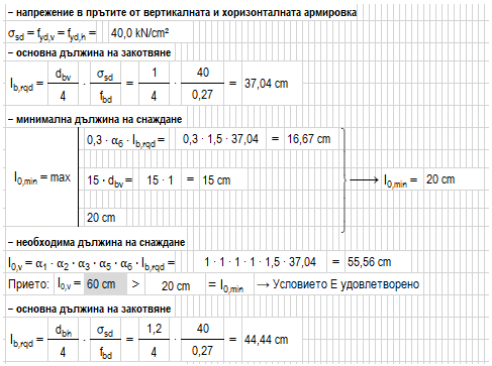
21.



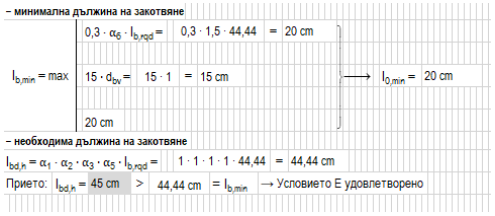
22.



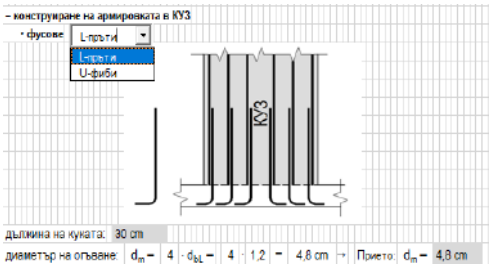
23.



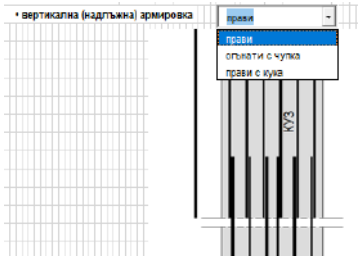
24.



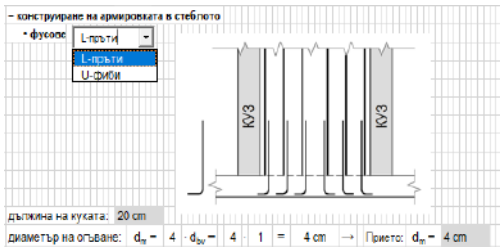
25.



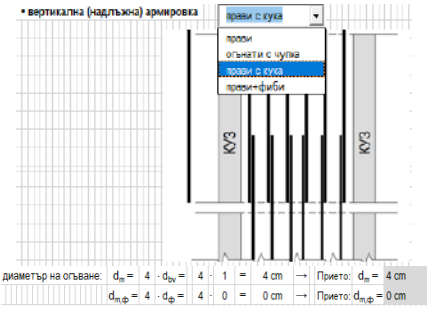
26.



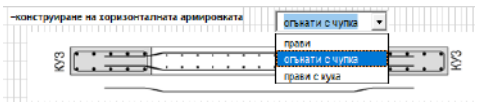
27.



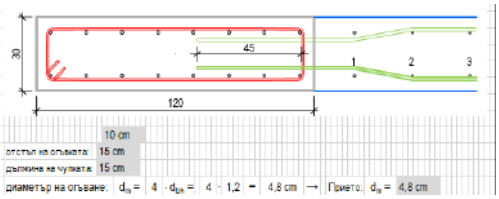
28.



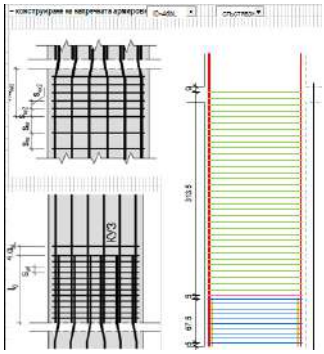
29.



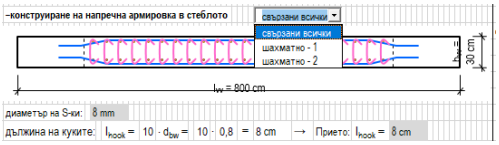
30.



31.



33.



32.

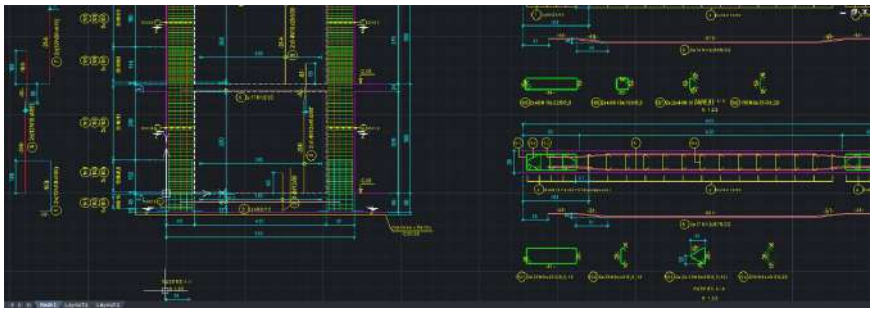
Фигура 13. Раздел „Нива“

В раздел „**Крайни резултати**“ се оформя подробно описание на получените армировки, по зони от стената (фиг. 14). Вариантите за спецификация (с: диаметри, дължини и килограми) са три: по нива/етажи (подробна, по позиции); за цялата стена – подробна и обобщена. Допълнително се настройват и изобразяват: забележки към чертежа (на база входни данни) и спесификацията на армировките.

Ниво	Носещи армировки				Напречна армировка
	Крайна усилена зона	Стебло		Крайна усилена зона	
		Вертикална армировка	Хоризонтална армировка		
Сутерен	16N12	2x22N10	2x15N12	16N12	N8

Фигура 14. Рекапитулация

В раздел „**Настройки за AutoCAD**“ са посочени настройките за: слой, цвят и дебелина на линиите за чертане. Имплантиран е бутон с име: „AutoCAD” и чрез макрос за връзка към автоматичното изчертаване на стената (по нива с разрези и извеждане на позициите и надписите), се реализира като в команден ред се „Paste“(-ва) алгоритъма за обекта – стена (с координати на програмираните линии и геометрично място в пространството), виж фиг. 15.



Фигура 15. Готов чертеж

Изводи

САККС е: user-friendly при работа и като интерфейс, спестяващ време, а и съчетаващ две опции (анализ и чертане) заедно. Формулите са „отворени“, за бъдеща корекция на Фамилията Конструктивни Еврокодове през близките години. Може да се каже, че САККС се „*доближава*“ до идеята за BIM, макар да е в 2D.

4. Заключение

Разработена е методология – на база програмиране, в автоматизирано свързан процес, с който чрез настройки от потребителя, програмен продукт MS Excel извършва анализите и е във връзка с AutoCAD, който изчертава обектите. С това се цели точност и бързина в процеса.

Процедурата ще бъде предоставена на студентите от ВСУ „Л. Каравелов“ за проверка на курсовите им проекти и при изготвяне на техните дипломни работи.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Георгиев Г., Цветков Ст., Методическо ръководство за разработване на курсов проект по Стоманобетонни конструкции по Еврокод, част 1, глава 2 – Сеизмично проектиране на стоманобетонни стенни конструкции, ВСУ, С.,2013
[2] Цветков Ст., Стоманобетонните конструктивни стени – антисеизмичните „шайби“, ВСУ, С., 2020
[3] Excel – Help.
[4] AutoCAD – Help.

ПРОВЕРКА НА РАЗРЕЗНИТЕ УСИЛИЯ НА СТОМАНОБЕТОНЕН РЕЗЕРВОАР ЗА ВОДА, ПРИ КОНСТРУИРАНЕ НА ПОКРИВНА КОЗИРКА

Иван Николов[1], Станислав Цветков[2]

Висше строително училище „Любен Каравелов“ - София

CHECKING THE INTERNAL FORCES OF A R.C. WATER TANK WHEN CONSTRUCTING A ROOF APRON (CIRCULAR PLATE)

Ivan Nikolov[1], Stanislav Tsvetkov[2]

University of Structural Engineering and Architecture (VSU) "Lyuben Karavelov" – Sofia

***Abstract**: The report shows analysis of water storage tanks with solutions - shapes by place for apron (cyrcular plate) included. The aim is to verify internal forces and displacements in the parametric analyses. With the calculation procedures shown, it is aimed to follow the way of the regulation and control of the internal forces and displacements values in cylindrical tanks with a peripheral (circumferential) apron.*

***Key words**: R.C. water tank, apron, internal forces, displacements*

1. Въведение

Конструкциите на наземните стоманобетонни резервоари за вода, без покрив, могат да бъдат решени по различни начини. Интерес представляват козирките, които са кръгли плочи. В доклада, по-надолу е разгледано изследване, целящо проверка местоположението на тези козирки (действащи като вид закоравяващи, но натоварващи опорни пръстени), относно влиянието върху усилията и деформациите на стената.

2. Входни данни за анлизите [1]

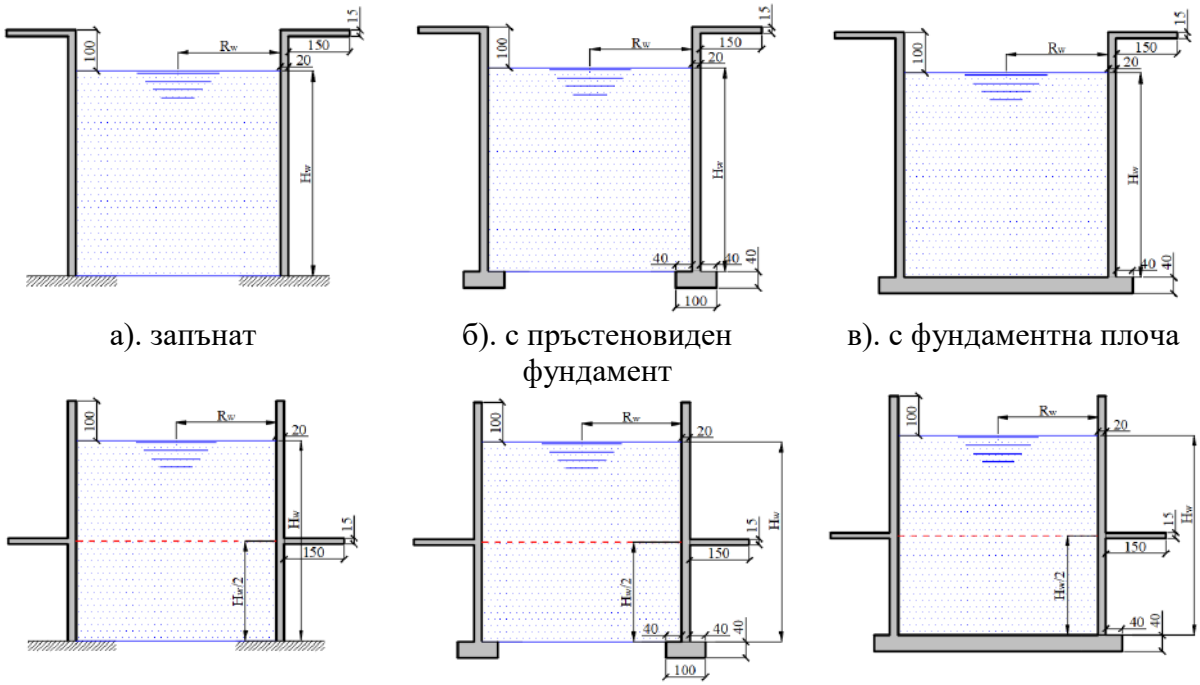
В настоящия доклад са разгледани 2 групи (случаи на положение на козирката) с по 3 типа резервоари, реализирани с 3 вида опорни условия: съответно за 2 комбинации на въздействията (ULS – по крайно гранично състояние и Seismic – сеизмична изчислителна ситуация) – фиг. 1. Анализите са извършени с програмен продукт Tower 7, базиран на работа по Метода на крайните елементи.

[1] Иван Николов, магистър инж., завършил ВСУ „Л. Каравелов“, e-mail: ivan_na@abv.bg; Ivan Nikolov, Master, eng., graduated from VSU “L. Karavelov” – Sofia, e-mail: ivan_na@abv.bg

[2] Станислав Цветков, доц. д-р инж., Строителен факултет катедра „Строителни конструкции”, ВСУ „Л. Каравелов” - София, ул. „Суходолска” № 175, e-mail: st.cvetkov@vsu.bg; Stanislav Tsvetkov, Assoc. Prof. dr., University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “Lyuben Karavelov” – Sofia, Faculty of Construction, Department “Building Structures”, 1373 Sofia, 175 Suhodolska str., e-mail: st.cvetkov@vsu.bg

Данни за изчислителните модели:

- клас бетон за конструкциите – C25/30;
- дебелина на цилиндричната стена – 20 cm;
- дебелина на козирката – 15 cm;

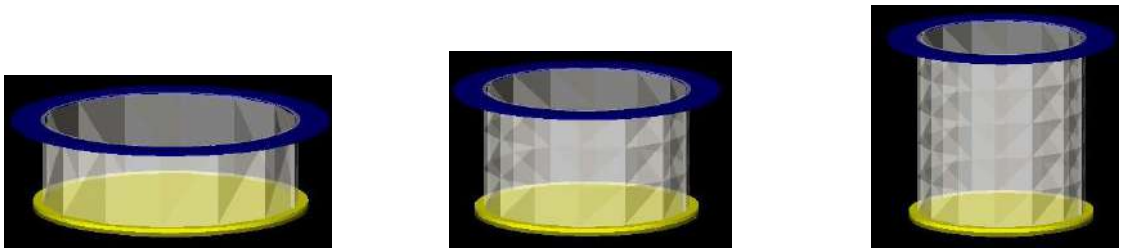


а). запънат б). с пръстеновиден фундамент в). с фундаментна плоча

г). запънат д). с пръстеновиден фундамент е). с фундаментна плоча

Фигура 1. Кофражни схеми: а), б) и в) – за Случай 1; г), д) и е) – за Случай 2.

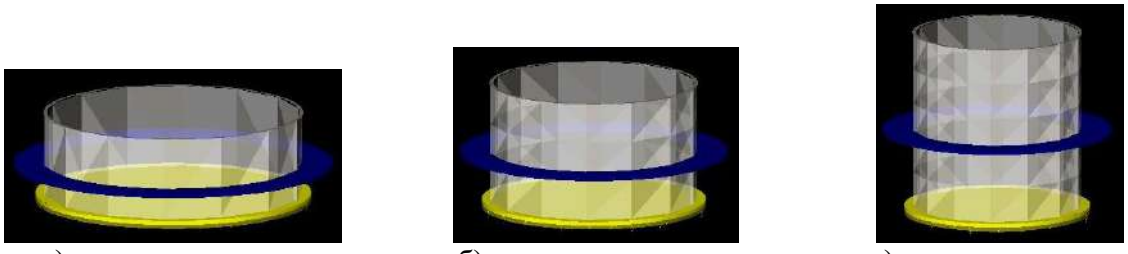
- случаи на положение на козирката:
  - ✓ **Случай 1: „Козирка – горе“** (фиг. 2)



а). нисък резервоар б). среден резервоар в). висок резервоар

Фигура 2. 3D-модели – Случай 1.

  - ✓ **Случай 2: „Козирка – по среда“** (фиг .3)



а). нисък резервоар б). среден резервоар в). висок резервоар

Фигура 3. 3D-модели – Случай 2.

- при един и същи съхраняван обем вода, съоръженията са конфигурирани като „типове“:
  - ✓ нисък резервоар - $H_w / R_w = 0,5$;
  - ✓ среден резервоар - $H_w / R_w = 1$;
  - ✓ висок резервоар - $H_w / R_w = 2$.

  Това приемане води до следните геометрии:

нисък	среден	висок
$\begin{vmatrix} H_w = 3,15\,m \\ R_w = 6,30\,m \end{vmatrix}$	$\begin{vmatrix} H_w = 5\,m \\ R_w = 5\,m \end{vmatrix}$	$\begin{vmatrix} H_w = 7,95\,m \\ R_w = 4\,m \end{vmatrix}$

- над максималното стационарно водно ниво има 1 m свободно пространство за вълнообразуване по време на сеизмично въздействие;
- опорни условия:
  - ✓ запънат (в основата);
  - ✓ с пръстеновиден фундамент (върху еластична основа);
  - ✓ с фундаментна плоча (върху еластична основа).

  Винклеровата константа е приета: $k_{Winkler} = 60\,000\,kPa / m'$
- въздействия:
  - ✓ собствено тегло - g;
  - ✓ хидростатичен натиск - $\begin{vmatrix} p_{w,min} = 0 \\ p_{w,max} = \gamma_w . H_w \end{vmatrix}$;
  - ✓ хидродинамичен натиск - $\begin{vmatrix} p_{hd,max} \approx 0,25 . \gamma_w . H_w \\ p_{hd,min} = 0 \end{vmatrix}$
- комбинации на въздействията:

	g	p_w	p_{hd}
ULS	1,35	1,2	0
Seismic	1	1	1

- размер на крайните елементи от дискретизационната мрежа – 40/40 cm.

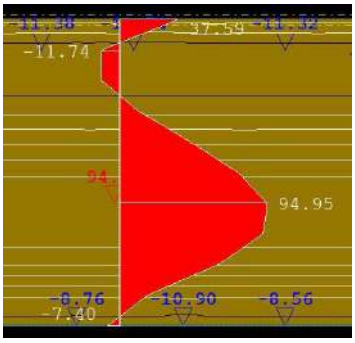
При анализ с друг програмен продукт, могат и да се проверят и механизми на разрушение [2], ако моделирането се извърши с пръстови модели.

Конструкциите на подобен тип козирки не служат само за опора на покривите и за засенчване, а могат да бъдат част от фотоволтаични системи, показани в [3] или за основа на измервателна техника (датчици за климатични характеристики).

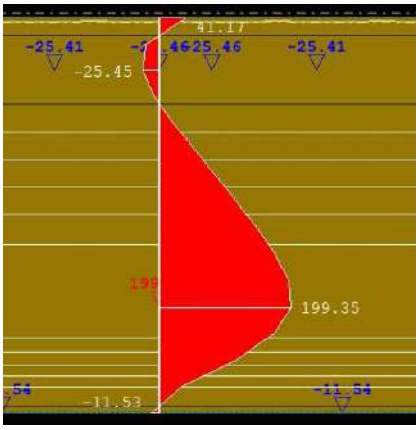
3. Резултати от анализите

На фиг. 4 са показани стойностите на получените пръстеновидни усилия (за Случай 1), чрез опцията „Сечение“ на програмния продукт.

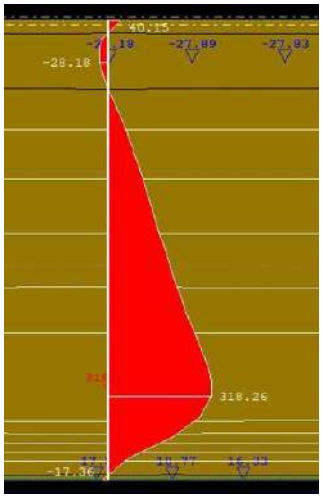
В табл. 1 са систематизирани стойностите на получените пръстеновидни усилия (за Случай 1).



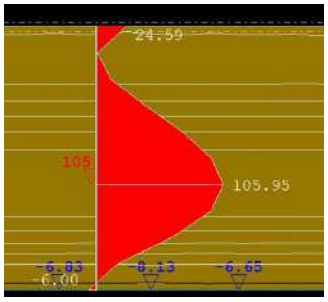
а). нисък, запънат, ULS



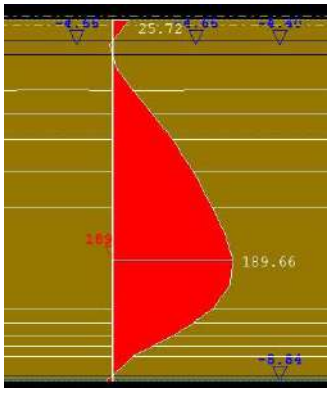
б). среден, запънат, ULS



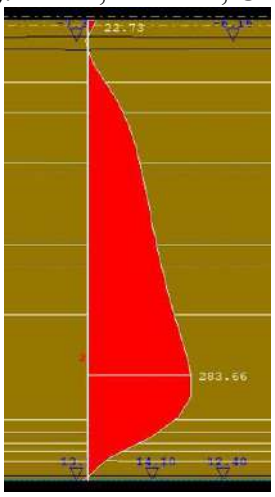
в). висок, запънат, ULS



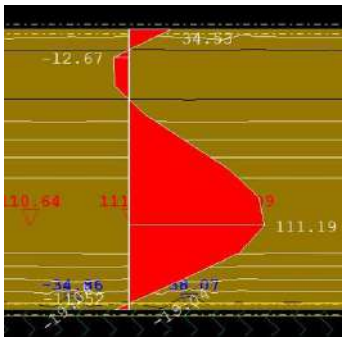
г). нисък, запънат, Seismic



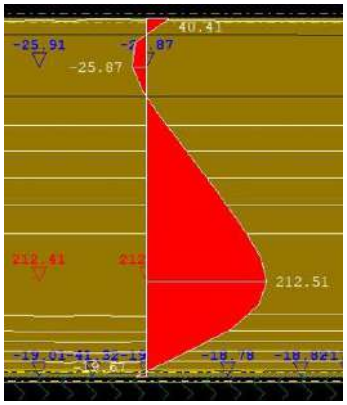
д). среден, запънат, Seismic



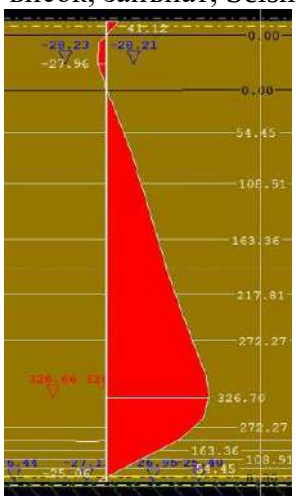
е). висок, запънат, Seismic



ж). нисък, пр. ф-т, ULS

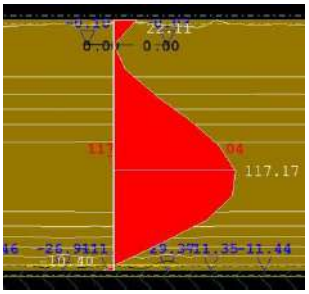


з). среден, пр. ф-т, ULS

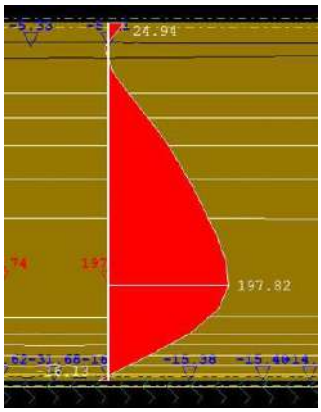


и). висок, пр. ф-т, ULS

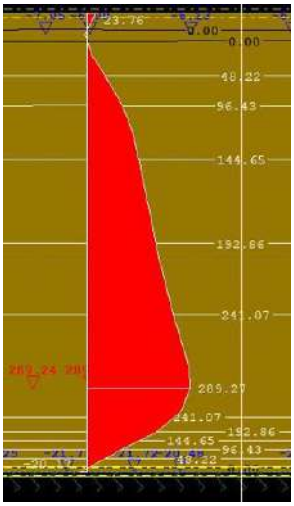
Фигура 4. Диаграми на N_x – усилието за Случай 1,
[тип резервоар, опорно условие, комбинация].



й). нисък, пр. ф-т, Seismic



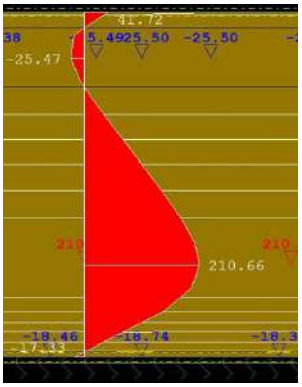
к). среден, пр. ф-т, Seismic



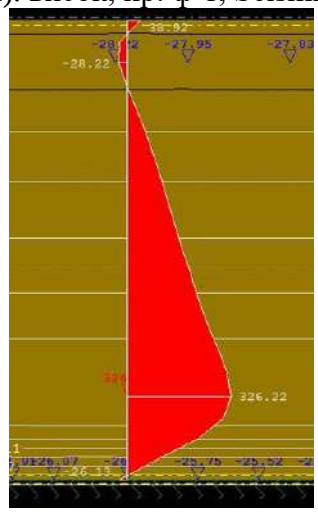
л). висок, пр. ф-т, Seismic



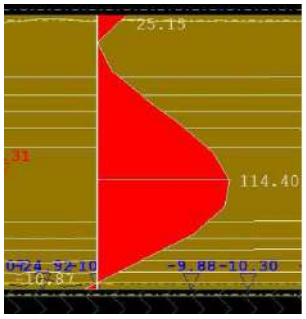
м). нисък, фунд. пл., ULS



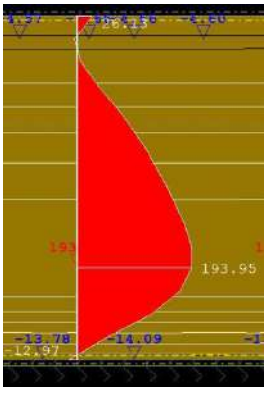
н). среден, фунд. пл., ULS



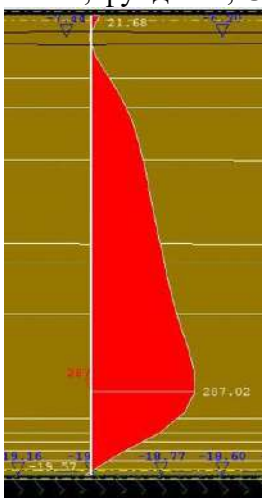
о). висок, фунд. пл., ULS



п). нисък, фунд. пл., Seismic



р). среден, фунд. пл., Seismic



с). висок, фунд. пл., Seismic

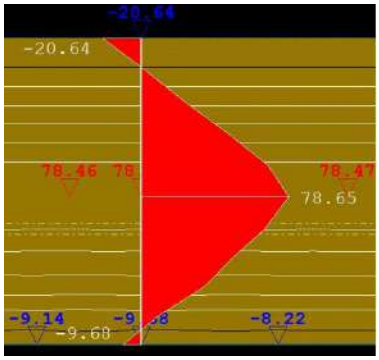
Фигура 4. Диаграми на N_x – усилието за Случай 1, [тип резервоар, опорно условие, комбинация].

Таблица 1. Пръстеновидни усилия N_x, [kN/m'] – Случай 1

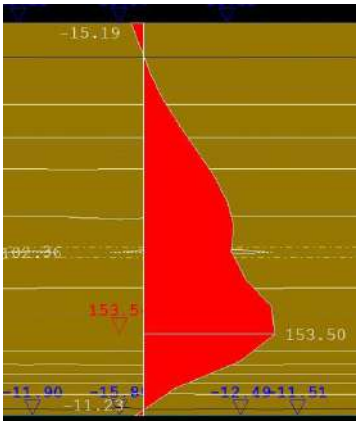
	опорни условия					
	Запънат резервоар		Резервоар с пръстеновиден фундамент		Резервоар с фундаментна плоча	
комбинация	ULS	Seismic	ULS	Seismic	ULS	Seismic
нисък резервоар	94,95	105,95	111,19	**117,17**	111,04	114,40
среден резервоар	199,35	189,66	**212,51**	197,82	210,66	193,95
висок резервоар	318,26	283,66	**326,70**	289,27	326,22	287,02
тип конструкция						

На фиг. 5 са показани стойностите на получените пръстеновидни усилия (за Случай 2), чрез опцията „Сечение" на програмния продукт.

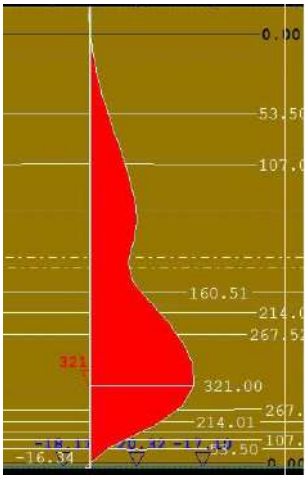
В табл. 2 са систематизирани стойностите на получените пръстеновидни усилия (за Случай 2).



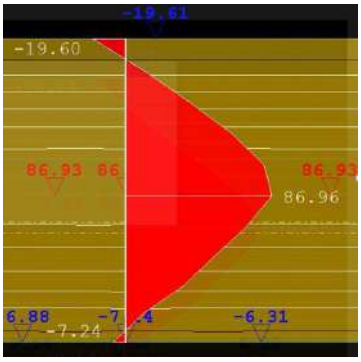
а). нисък, запънат, ULS



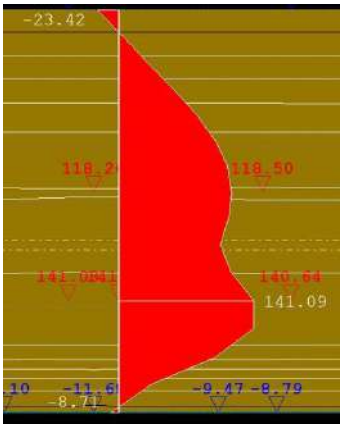
б). среден, запънат, ULS



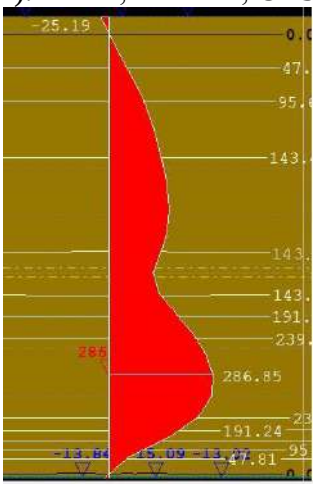
в). висок, запънат, ULS



г). нисък, запънат, Seismic

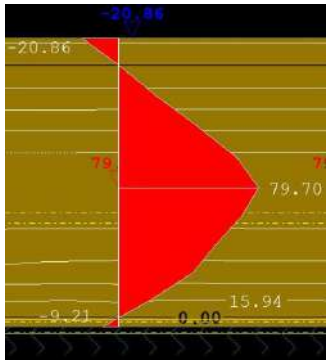


д). среден, запънат, Seismic

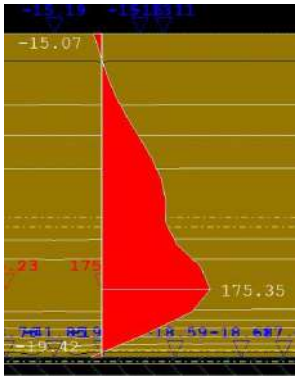


е). висок, запънат, Seismic

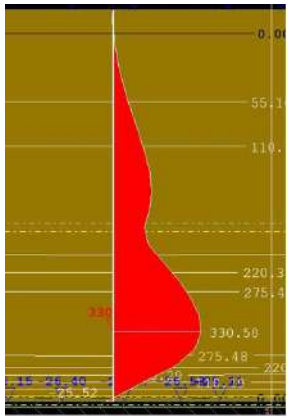
Фигура 5. Диаграми на N_x – усилието за Случай 2,
[тип резервоар, опорно условие, комбинация].



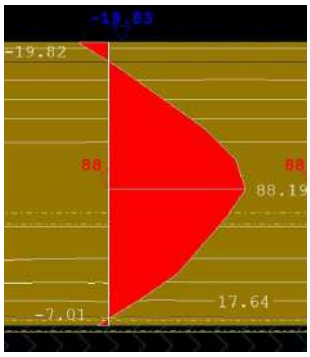
ж). нисък, пр. ф-т, ULS



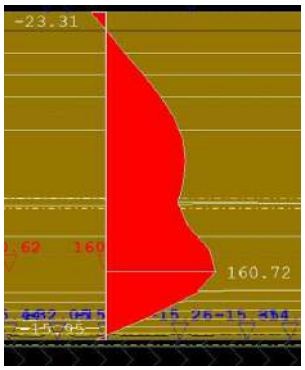
з). среден, пр. ф-т, ULS



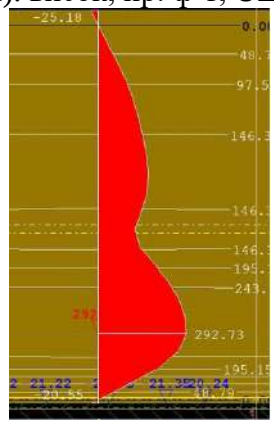
и). висок, пр. ф-т, ULS



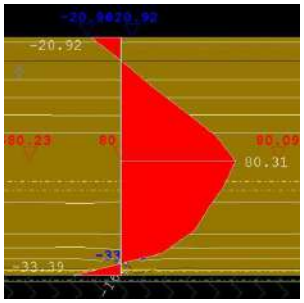
й). нисък, пр. ф-т, Seismic



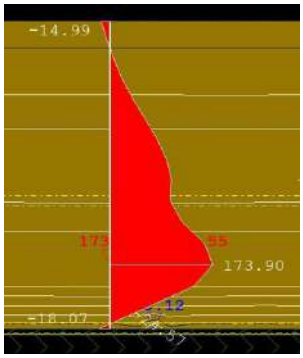
к). среден, пр. ф-т, Seismic



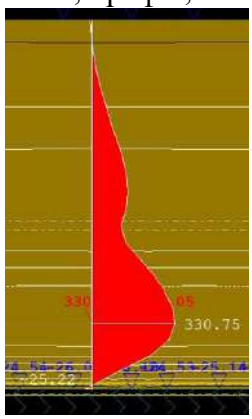
л). висок, пр. ф-т, Seismic



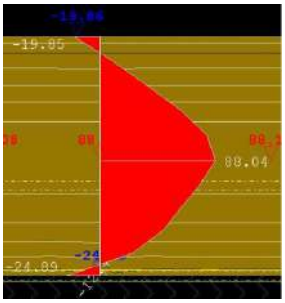
м). нисък, фунд. пл., ULS



н). среден, фунд. пл., ULS



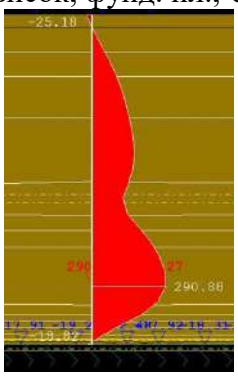
о). висок, фунд. пл., ULS



п). нисък, фунд. пл., Seismic



р). среден, фунд. пл., Seismic



с). висок, фунд. пл., Seismic

Фигура 5. Диаграми на N_x – усилието за Случай 2, [тип резервоар, опорно условие, комбинация].

Таблица 2. Пръстеновидни усилия N_x, [kN/m'] – Случай 2

	опорни условия					
	Запънат резервоар		Резервоар с пръстеновиден фундамент		Резервоар с фундаментна плоча	
комбинация	ULS	Seismic	ULS	Seismic	ULS	Seismic
нисък резервоар	78,65	86,96	79,70	**88,19**	80,31	88,04
среден резервоар	153,50	141,09	**175,35**	160,72	173,90	155,42
висок резервоар	321,00	286,85	330,58	292,73	**330,75**	290,88
тип конструкция						

В табл. 3 са представени процентните разлики между двата варианта на решение (случаи), съгл. табл. 1 и табл. 2.

Таблица 3. Пръстеновидни усилия N_x – разлики, [%]

	опорни условия					
	Запънат резервоар		Резервоар с пръстеновиден фундамент		Резервоар с фундаментна плоча	
комбинация	ULS	Seismic	ULS	Seismic	ULS	Seismic
нисък резервоар	17,17	17,92	**28,32**	24,73	27,67	23,04
среден резервоар	23,00	25,61	17,49	18,75	17,45	19,87
висок резервоар	**0,85**	**1,11**	**1,17**	**1,18**	**1,37**	**1,33**
тип конструкция						

За изследваните съоръжения, са получени еластичните премествания, представени в табл. 4, от която става ясно, че: $\Delta_{el.-pl.} = (q = 1).\Delta_{el.}$ са в границите на допустимите – $\Delta_{lim} = H / 250$.

Таблица 4. Стойности на еластичните деформации

тип	комбинация	случай	преместване $\Delta_{el.}, [mm]$	локализация
висок	Seismic	1	0,31	във върха
висок	Seismic	2	0,20	под козирката

Изводи

- **<u>за Случай 1</u>:**

1. Сеизмичната комбинация (Seismic) е меродавна за ниските резервоари, а изчислителната ULS – за средните и високи резервоари;
2. Максималното пръстеновидно усилие се получава при висок резервоар с пръстеновиден фундамент от ULS (N_x =326,70 kN/m'), а минимално – при нисък запънат резервоар от ULS (N_x =94,95 kN/m');
3. Тенденцията е: нарастване на усилията при преход от групите: нисък, среден и висок, и комбинациите (ULS и Seismic), както и от: запънат, в резервоар с пръстеновиден фундамент, също така и нарастване на усилията от запънат към резервоар с фундаментна плоча. При модела с фундаментна плоча, пръстеновидните усилия са с по-малки стойности от тези в модела с пръстеновиден фундамент;

4. При ниските резервоари: по групи (запънат, с пръстеновиден фундамент и фундаментна плоча), разликата в усилията е както следва, между ULS и Seismic: 10,38%; 5,10% и 2,94%.
5. Най-големи усилия има модела с пръстеновиден фундамент. Разликите между усилията там и другите модели, са както следва: 2,58% - за запънатия висок; 0,15% - за високия резервоар с фундаментна плоча; 6,19% - за средния запънат резервоар; 0,87% - за средния резервоар с фундаментна плоча; 2,36% - за ниския резервоар с фундаментна плоча; 9,58% - за ниския запънат резервоар.
6. Във всички горни страни на стените (при козирката), се наблюдава опън при различните комбинации, това не е благоприятно (за армировките), но е невъзможно да се елиминира. Стойностите на това опънно пръстеновидно усилие са както следва:
   - 21,68 kN/m' (минимална стойност) при високия резервоар с фундаментна плоча от Seismic (там максимума е 287,02 kN/m');
   - 22,11 kN/m' при нисък резервоар с пръстеновиден фундамент от Seismic (там максимума е 117,17 kN/m'), диаграмата на N_x няма преминаване в знак „-";
   - 25,15 kN/m' при нисък резервоар с фундаментна плоча от Seismic (там максимума е 114,40 kN/m'), диаграмата на N_x няма преминаване в знак „-";
   - 37,59 kN/m' при нисък запънат резервоар от ULS (там максимума е 94,95 kN/m');
   - 41,12 kN/m' при висок резервоар с пръстеновиден фундамент от ULS (там максимума е 326,70 kN/m');
   - 41,72 kN/m' (максимална стойност) при среден резервоар с фундаментна плоча от ULS (там максимума е 210,66 kN/m');
7. Във всички долни опорни зони (долен край на стените), се наблюдава натиск, което е благоприятно за армировките.
8. Не е еднозначно приложението на резервоарите по тип (нисък, среден или висок), заради голямата разлика в стойностите на получените максимални пръстеновидни усилия – много над 50%. Резонно е обаче прилагането на резервоарите да става на база избор опорно условие (запънат; с пръстеновиден фундамент и фундаментна плоча), по тип резервоар в неговата група.
9. За най-голямото усилие N_x=326,70 kN/m', при приет клас армировъчна стомана B500B, за линеен метър се получават: (2x6N10)/20cm, което е съвсем в нормалните граници (при масово строителство), като диаметър.

- **<u>за Случай 2</u>:**

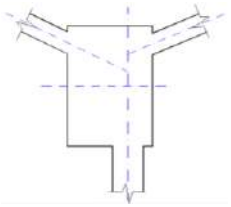
1. Сеизмичната комбинация Seismic е меродавна за ниските резервоари, а изчислителната ULS – за средните и високи резервоари;
2. Максималните усилия се получават: над козирката – при ниските резервоари и под козирката – при средните и високите резервоари. Това важи за всички модели на конструкциите, без значение от опорните условия. Максималното пръстеновидно усилие се получава при висок резервоар с фундаментна плоча от ULS (N_x =330,75 kN/m'), а минимално – при нисък запънат резервоар от ULS (N_x =78,65 kN/m');
3. Тенденцията е: нарастване на усилията в дадена комбинация, при преход от тип в тип. Най-ниски стойности на усилията са при запънатите модели, докато тези с пръстеновиден фундамент и фундаментна плоча са с приблизително еднакви усилия.
4. При моделираното „понижаване", се наблюдава обаче смяна на максималните усилия, в сравнение с козирка – горе, а именно: при всички високи резервоари

при козирка – по среда, пръстеновидните усилия са по-големи от моделите с козирка – горе, като разликите са от 0,85% до 1,33%. Може да се изтъкне, че като цяло – при ниските и средни резервоари за двете комбинации, разликите между усилията от местоположението на козирката, са в порядъка (17,17÷28,32)%, най-голямата разлика е за нисък резервоар с пръстеновиден фундамент, от комбинация ULS.

5. Вижда се, че случая на конструиране, води до намаляване стойностите на усилията за ниските и средни резервоари, предвид високите разлики като проценти. Малките разлики са пренебрежими за високите резервоари, което означава, че методът на конструиране е приложим и при тях.

В представения доклад, козирките представляват хоризонтални плочи – пръстеновидни, конструирани от външната страна на резервоарите (срещуположна на водата). Габаритните им размери се определят от условията за деформативност и носеща способност.

При т.нар. „повдигнати резервоари“, подобни елементи се изпълняват от страната на водата – за обслужване от персонала. Съществуват и решения, при които козирките са под наклон и оформят конична конструкция, част от т.нар. „сложен“ възел, съгласно [1], виж фиг. 6.



Фигура 6. Сложен възел

4. Заключение

С показаните решения, се цели проследяване начинът за „регулирането и контрол“ стойностите на усилията в цилиндрични резервоари с периферна (околовръстна) козирка, чрез проверка местоположението й (в горен край стена, като покривна и „понижена“ – на по-долно ниво). Оказва се, че при един и същи обем вода, но при различна форма по тип конструкция, се наблюдават очаквани разлики. При конструктивна възможност за локализация на козирката, могат да се оптимизират решенията, като се търсят ефекти на икономия от армировки – при минимално усилие. Ако преценката е козирката да се „понижи“, в горния и свободен край е необходио конструирането на скрит опорен пръстен, срещу „разтваряне“ на черупката.

Благодарности

Докладът е финансиран от ВСУ „Л. Каравелов“ – София, по Проект за научни изследвания, сигн. 04/2022 – „Анализ на специални стоманобетонни конструкции“.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Георгиев Г., Цветков Ст., Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции по Еврокодове, част 1, глава 1 – Общи сведения за анализ и конструиране на специални стоманобетонни конструкции, ВСУ, С.,2014

[2] Хандрулева Ан., Механизми на разрушение на еднослойни дискретни сферични куполи. Управление на поведението чрез намиране на нови равновесни форми, XX Международна Научна Конференция по строителство и архитектура ВСУ’2020, доклад 3-14., стр. 127-135

[3] Илиева, Юл., Архитектурно интегриране на фотоволтаични модули при покриви с метални покривки, XIII Международна научна конференция ВСУ’2013, том 3, III–64-69, С., 2013

VI. СЕИЗМИЧНО ИНЖЕНЕРСТВО

VI. EARTHQUAKE ENGINEERING

ЕВОЛЮЦИЯ НА МОДЕЛИРАНЕТО НА СЕИЗМИЧНОТО НАТОВАРВАНЕ ЗА ЦЕЛИТЕ НА ДИНАМИЧНИЯ АНАЛИЗ НА СТРОИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ

Тр. Цветкова[1], М. Кутева-Генчева[2]

УАСГ, кат. АИТ

EVOLUTION OF SEISMIC LOAD MODELLING FOR DYNAMIC ANALYSIS OF STRUCTURES

Tr. Tsvetkova[1], M. Kouteva-Guentcheva[2]

UACEG, Dep.CAE

***Abstract**: Bulgarian building stock is subjected to diverse and irregular seismic impacts from earthquakes that occur both in our own and in the territory of neighbouring countries. Given the age of the building stock in our country, the question of how the regulations for design in earthquake-prone areas in our country have changed concerning seismic impact modelling and seismic load quantification is of serious engineering interest. This report discusses the changes in the seismic action evolution definition including the ground conditions' classifications, and the seismic hazard maps of the country. A brief comparative analysis of the changes in the different numerical estimations of the seismic loading set out within the various legislation rules for design and construction in seismic regions relevant to the major regional administrative centres in Bulgaria is presented. The analysis has shown an introduction of increasingly higher requirements for earthquake-resistant design and construction due to the gradual increase in seismic action. Brief comments on the current challenges in bringing the built environment in line with the criteria of the modern regulatory framework for design and construction in seismic areas are also provided.*

***Key words**: Seismic action definition, earthquakes, regulations, development*

1. Въведение

Територията на България, като част Алпо-Хималайския сеизмичен пояс и континенталната граница на Евразия, се характеризира с високо ниво на сеизмична активност. В началото на XXв. тук са регистрирани над шест силни до разрушителни земетресения с магнитуд $M_w \geq 6,0$, включително най-силното земетресение в Европа – Кресна, 1904, $M_R=7,4$. Последното силно земетресение с $M_w \sim 6,0$ е регистрирано през

[1] Траяна Цветкова, ас. инж., катедра АИТ, Строителен факултет, УАСГ, tr.tsvetkova_fce@uacg.bg, Trayana Tsvetkova, Ass. Eng., Department. "Computer-Aided Engineering", Faculty of Structural Engineering, UACEG, e-mail: tr.tsvetkova_fce@uacg.bg

[2] Михаела Кутева-Генчева, доц. д-р инж., катедра АИТ, Строителен факултет, УАСГ, kouteva_fce@uacg.bg, Mihaela Kouteva-Guentcheva, Assoc. Prof. PhD. Eng., Department "Computer Aided Engineering", Faculty of Structural Engineering, UACEG, e-mail: kouteva_fce@uacg.bg

2012 г. в околностите на Перник [1, 2]. Земетресенията, възникващи на територията на страната ни, са плитко корови с дълбочина до 60 − 70 km и междинно-фокусни до 100 − 200 km в района на Вранча и Хеленската арка.

Сеизмичността на територията на страната ни налага необходимостта от надеждна оценка на сеизмичното въздействие и добро познаване на методиките за изчисление на строителните конструкции при сеизмично въздействие, регламентирани в съответната нормативна уредба. Нормативната база за проектиране и строителство в сеизмични райони в България претърпява съществено развитие във времето като поставя все по-високи изисквания към осигуряването на земетръсно-устойчива застроена среда. Повечето от жилищните сгради у нас са построени през миналия век, фиг. 1 б). За съоръжения и елементи на критичната инфраструктура подобна статистика не е публично достъпна, но голяма част от тях също са проектирани и построени преди 2012 г. Предвид възрастта на сградния фонд, сериозен инженерен интерес представлява изменението на нормативните уредби за проектиране в земетръсни райони у нас по отношение на моделирането на сеизмичното въздействие и количествената оценка на сеизмичното натоварване.



а) б)

Фигура 1. Дялово разпределение на полезната площ
на обитаваните жилищни сгради [3]:
а) разпределено по вида на строителната система
б) разпределени по годината на построяване

Настоящият доклад проследява развитието на нормативните уредби у нас (табл.1) по отношение на изчислението на сеизмичните сили, инженерно-геоложката класификация на земната основа и картите на сеизмичната опасност. Проведеният сравнителен анализ на разликите в действащите изисквания към проектирането на сградите и съоръженията е първата необходима стъпка както за надеждна оценка на поведението на сградите при сеизмични въздействия към момента на проектиране, така и за оценка на необходимостта от специализирани инженерни анализи и проверка на съответствието на реагирането на строителните конструкции с изискванията на настоящата нормативна уредба.

Таблица 1. Хронология на развитието на националната нормативна уредба за проектиране и строителство в сеизмични райони в България [5,6]

№	Година на издаване	Наименование на нормативната уредба
1	30 април 1947г.	Правилник за проектиране и строеж на сгради и инженерни съоръжения в земетръсните райони на България
2	13 август 1957г.	Правилник за проектиране и строеж на сгради и инженерни съоръжения в земетръсните райони на НРБ
3	29 септември	Правилник за антисеизмично строителство

	1961г.	
4	1965г.	Правилник за строителство в земетръсни райони-1964г., поправка
5	1 октомври 1977г.	Указания за проектиране и изпълнение на промишлени и селскостопански сгради и съоръжения в земетръсни райони
6	1 януари 1978г.	Указания за проектиране и изпълнение на жилищни и обществени сгради в земетръсни райони
7	1987г.	Норми за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони
8	2007	Норми за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони
9	2012	Норми за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони

2. Еволюция на нормативната уредба за проектиране и строителство на сгради и съоръжения в сеизмични райони в България

2.1. Сравнителен анализ на промените във формулите за изчисление на натоварването от сеизмични въздействия

Първата нормативна уредба за проектиране на сгради и съоръжения от ефектите от сеизмични въздействия е публикувана на 30-ти април 1947г. в Държавен вестник [7]. В нея натоварването от сеизмичните въздействия се моделира като статични хоризонтални сили, оценени като процент от вертикалното натоварване (собствено тегло на конструктивния елемент и приложените върху него вертикални товари), приложени в центъра на тежестта на конструктивния елемент. Не се уточнява кои вертикални товари се отчитат при пресмятането на натоварването. Процентът от вертикалното натоварване се приема в зависимост от района, в който попада конструктивният елемент, съгласно картата за сеизмично райониране на територията на България. При райони от IX степен, съгласно скалата за интензивност на Форел-Меркали [7] се приемат стойности 1/10 от натоварването, описано по-горе, при степен VIII – 1/20, а при степен VII – 1/40 от натоварването. В Правилника за проектиране и строеж на сгради и инженерни съоръжения в земетръсните райони на НРБ, издаден десет години по-късно, силите, породени от сеизмични въздействия, се изчисляват съгласно формулата:

$$Z = K.Q\ , \quad (1)$$

където: Z е хоризонтална сила, която се поражда от сеизмично въздействие; K е сеизмичен коефициент за района, а Q е собственото тегло на елемента и вертикалните товари, приложени върху него [8]. Тази нормативна уредба обвързва сеизмичния коефициент K с допустимото почвено натоварване. Максималната стойност при райони от IX степен (скалата на интензивност на Форел-Меркали) е 1/8 от собственото тегло и вертикалното натоварване при допустимо почвено натоварване $1{,}0 - 2{,}9\ \mathrm{kg/cm^2}$. Стойностите, между които варира сеизмичната сила при райони от IX степен, са от 1/20 до 1/8 от собственото тегло, дефинирани са и стойности на допустимо почвено натоварване, при което не се допуска строеж – до $1{,}0\ \mathrm{kg/cm^2}$. В тази нормативна уредба се ограничава и горната граница на периода на собствени трептения T в зависимост от височината на сградата и района, в който попада, съгласно картата на сеизмичното райониране. Правилниците от 1947 г. и 1957 г. [7, 8] дават предписания за броя на етажите и общата височина на сградата в зависимост от конструкцията /от 1947 г.

сгради със стоманена или стоманобетонна конструкция в район от степен IX се ограничава до 7 етажа и максимална височина 22 m, за райони от степен VII и VIII с такава конструкция етажността и височината на сградата не се ограничават/.

В правилника за антисеизмично строителство от 1961 г. [9] инерционните сили, породени от сеизмичното въздействие, се изчисляват по два метода: статичен (2) и динамичен (3). Съгласно статичния метод (2) сеизмичната сила в разглежданата точка Z_k зависи от собствено тегло на елемента и натоварването върху него, $Q_{k,,}$ коефициент α, зависещ от системата и височината на сградата, и сеизмичния коефициент K_c.

(2) $$Z_k = \alpha . K_c . Q_k ,$$

Сеизмичният коефициент K_c зависи от инженерното-геоложката класификация на земната основа – разграничават се шест групи, от твърда композитна скала до рохкав пясък и песъчлива глина. Стойностите на коефициента α се изменят от 0,67 до 1,3. При комини, мачти, водни кули коефициентът се изчислява по динамичен метод. При масивна сграда до три етажа с носещи стени, построена върху среден средносбит пясък в район, съответстващ на интензивност III степен, стойността на $K_c.\alpha$ = 0,1729-е значително по-висока от максималната стойност в предишната нормативна уредба. Правилникът налага и категоризация на сградите и съоръженията в четири категории (А – Г). За сгради от категория А, напр. монументални сгради и съоръжения от общонационално значение, изчислителните стойности на сеизмичното натоварване за райони от степен III се увеличават с 50%. В правилника от 1961г. се указва и отчитане на въздействието на вертикална сеизмична сила върху балкони и козирки, пет пъти по-голяма от стойността на хоризонталната сеизмична сила.

Сеизмичните сили по динамичен метод [9] се изчисляват съгласно:

(3) $$Z_k = \beta . \eta_k . K_c . Q_k ,$$

Динамичният метод се използва при изчисляване на сеизмичното натоварване за комини, мачти и сгради със скелетна конструкция с отношение на височината H към широчината L е по-голямо от 5 (H/L > 5). Сеизмичните сили се изчисляват по формула (3), където β е динамичен коефициент, зависещ от периода на собствени трептения на сградата, ограничен в интервала (0,6 – 3), η_k е коефициент, зависещ от формата на деформираната ос на съоръжението или сградата при свободните им трептения.

Три години по-късно, в правилника за строителство в земетръсни райони, издаден през 1964г. [10] и в поправката, издадена една година по-късно, формулите за изчисление на хоризонталната инерционна сеизмична сила са съществено актуализирани с отчитане на затихването на конструкцията:

(4) $$S_k = \psi . \beta . \eta_k . K_c . Q_k ,$$

където: ψ е коефициент, отчитащ затихването на конструкцията със стойности, изменящи се в интервала (1,0 – 1,5). В този правилник натоварването Q_k е подробно описано – включени са собственото тегло на конструкцията, натоварването на подовите конструкции, отчетени с коефициенти на претоварване (напр., натоварването от сняг се приема с коефициент 0,8). Коефициентът на значимост, с който се умножават сеизмичните сили, за сградите, кат. А, попадащи в район от степен IX, е 1,3. При изчислението на балкони и козирки, непредставляващи елементи от носещата конструкция, се отчита и въздействието на вертикална сеизмична сила, равна на $K_c . Q_k$,

приложена в центъра на тежестта на конструктивния елемент. Еркерните издавания се изчисляват с натоварване от вертикална концентрирана сила $K_c.Q_k$. Коефициентът K_c се приема в зависимост от характеристиките на земната основа, обособена в четири групи, и от степента на района, съгласно картата на сеизмичното райониране, като стойностите му се запазват в сравнение с предходната наредба. Сравнителният анализ между форм. (3) и (4) показва до 30% увеличение на стойността на сеизмичното натоварване.

В Указанията за проектиране и изпълнение на промишлени и селскостопански сгради от 1977 г.[11] и съоръжения в земетръсни райони формулата за изчисление на S_k се запазва, като се променят границите на интервала, в който варира коефициентът β (0,8 – 2,4). За пръв път в нормативна уредба се препоръчва ограничаването на хоризонталното преместване във върха на многоетажните сгради до 1/500 от височината на сградата, а за отделните етажи 1/300 от етажната височина. Допуска се максимален ексцентрицитет на резултантната сила в основната плоскост на фундамента до 1/3 от дължината по направление на ексцентрицитета. В следващия правилник (1978 г.) се препоръчва ограничаването на хоризонталното преместване на върха на сградите да не надвишава 1/600 от височината на сградата при скелетни и 1/750 при безскелетни сгради. При водонаситени почви от група 4 и липса на данни за микро-сеизмично райониране, в нормативната уредба е указано увеличаване на K_c с 33%.

Във временните норми за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони (1987г.) [12] се използва следната формула за определянето на изчислителната сеизмична сила:

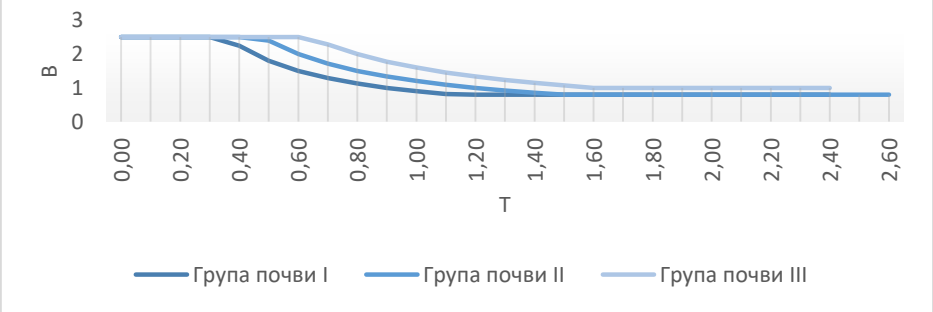
(4) $$E_{ik} = C.R.\beta_i.\eta_k.K_c.Q_k\ ,$$

където: R е коефициент на реагиране на конструкцията на сеизмични въздействия, C е коефициент на значимост на сградите и съоръженията (1,0 – 1,5), K_c е сеизмичен коефициент, представящ отношението на приетото за всяка сеизмична степен изчислително ускорение на почвата към земното ускорение. Стойностите на R варират в зависимост от вида на конструкциите и R приема стойности в интервала (0,20 – 0,50). Стойността на коефициента β се изчисляват съгласно форм. (5, 6, 7) с отчитане на характеристиките на земната основа - фиг.2. Формулите за изчисление на сеизмичното въздействие за пръв път отчитат пластифицирането чрез R.

(5) $0{,}8 \leq \beta = \frac{0{,}9}{T} \leq 2{,}5$ за група почви I,

(6) $0{,}8 \leq \beta = \frac{1{,}2}{T} \leq 2{,}5$ – за група почви II,

(7) $1 \leq \beta = \frac{1{,}6}{T} \leq 2{,}5$ – за група почви III



Фигура 2. Стойности на динамичния коефициент β в зависимост от характеристиките на земната основа.

Тези норми налагат отчитането на ефектите от втори ред - P-делта ефекта. За пръв път проверката за хоризонталните премествания не е препоръчителна, а задължителна. При едноетажни сгради от категория Б еластичните етажни премествания, определени от изчислителните сеизмични сили, не трябва да надвишават 1/180 от етажната височина. В правилника от 1987г. се допуска моделирането на сеизмичното въздействие чрез реални или теоретично изчислени (синтетични или изкуствени) акселерограми.

В Наредба № 2 ОТ 23.07.2007г. [14] изчислителната сеизмична сила при равнинен изчислителен модел се определя по формула (4), а при използване на ординатата от изчислителния спектър на ускоренията:

(8) $$E_{ik} = C.S_{\mathrm{a}}(T_i).m_k.\eta_{ik}$$

където: C е коефициент на значимост на сградите и съоръженият, $S_{\mathrm{a}}(T_i)$ е ординатата от изчислителния спектър на реагиране на ускоренията, отчетена за периода T_{i}, и m_k е масата, която се движи по направление на степен на свобода с номер k, а η_{ik} е коефициент на разпределение на сеизмичното натоварване при форма I.

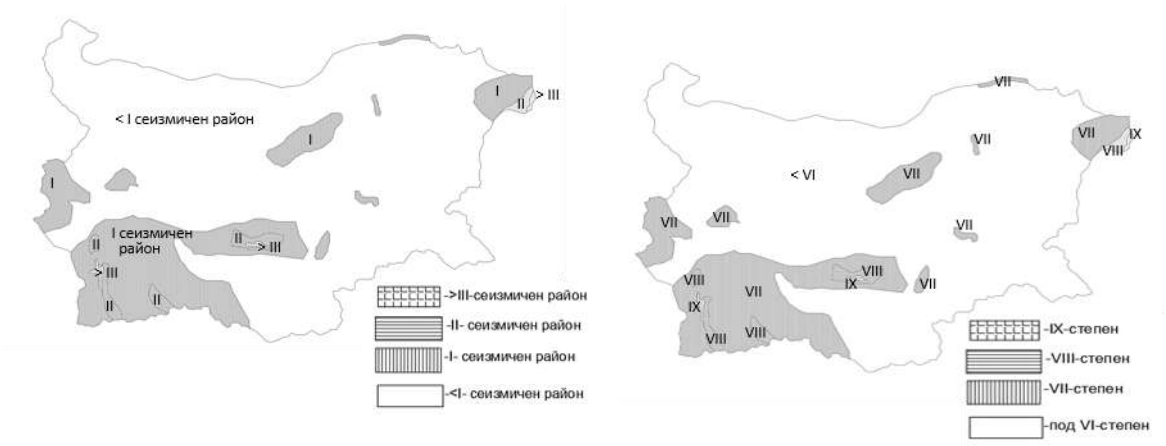
В Наредбата № РД-02-20-2 от 2012 г. [15] изчислителната сеизмичните сили се определят поотделно за всяка една от трите компоненти на сеизмичното въздействие поотделно. При действие на единствена компонента по направление на ос X, представено със спектър S_{a} се изчислява по формула (8) без отчитането на коефициента на значимост на сградите и съоръженията.

В обхвата на БДС EN 1998-1:2005/NA:2012 [16] сеизмичното въздействие в дадена точка на земната повърхност се моделира посредством еластичен спектър на реагиране. Хоризонталното сеизмично въздействие се описва от два независими ортогонални компонента, представени чрез един и същ спектър на реагиране. При необходимост от моделиране на трикомпонентно сеизмичното въздействие могат да бъдат приети една или повече алтернативни спектри на реагиране в зависимост от сеизмичните източници и магнитудите на земетресенията, генерирани от тях. Когато земетресенията, засягащи дадено място, са генерирани от много различни сеизмични източници, трябва да се обмисли възможността за използване на повече от една форма на спектри на реагиране, с цел реалистично моделиране на проектното сеизмично въздействие. При такива обстоятелства обикновено се изискват различни стойности на a_{g} за всеки тип спектър и земетресение. Указано е при кои сгради и съоръжения трябва да се отчитат и топографски ефекти. В тези модерни норми са разписани формули за спектрите на реагиране на ускорение за хоризонтална и вертикална компонента на сеизмичното въздействие в интервала T = 0 − 4 s в зависимост от 3 контролни периода. В зависимост от разположението на строителната площадка на територията на България се използват спектрални криви от вид 1 или вид 3 (спектрални криви на реагиране за моделиране на сеизмичното въздействие от сеизмичен източник Вранча) [17]. В БДС EN 1998-1:2005/NA:2012 са разписани и формули за моделиране на спектри на реагиране на преместванията за същия интервал на периодите и съответните контролни периоди. Изследване [18] на сеизмичното реагиране на стоманобетонни конструкции доказва увеличение на разрезните усилия, породени от сеизмично въздействие, с 7% за висока дуктилност на Еврокод спрямо Наредба 2.

2.2. Промяната в картите на сеизмичното райониране на територията на България

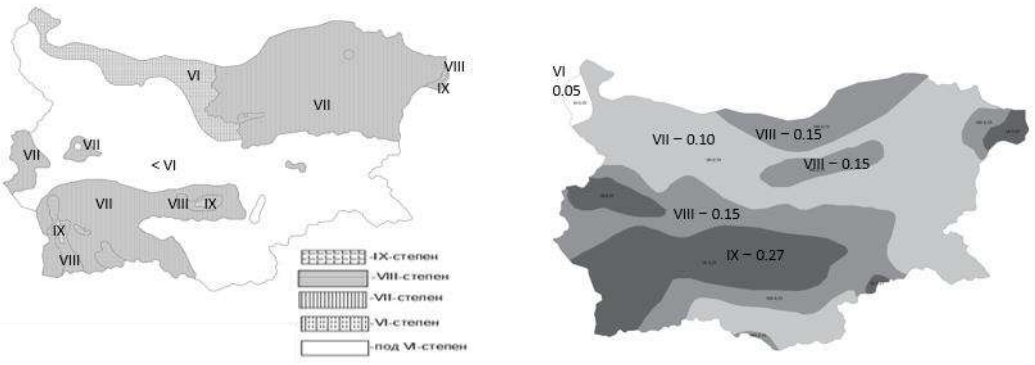
В картите на сеизмичното райониране в правилниците от 1947 г. и 1957 г. на територията на България е разделена на райони с различна степен на очаквана интензивност в зависимост от скалата по интензивност на Форел-Меркали. В правилника за антисеизмично райониране [9] територията на страната ни е разделена на райони със степени I, II и III (фиг. 3, а), необвързани със скала по интензивност, за разлика от правилника, въведен 3 години по-късно, който прилага скалата по интензивност на Медведев-Шпонхоер-Карник, (фиг. 3, б) [10].

Картите за сеизмично райониране в указанията за проектиране от 1977 и 1978г. са показани на фиг. 4 а) и 4 б). Районирането е разработено на база на опита от вече възникнали земетресенията. Картата за сеизмично райониране в нормите от 1987 г. има прогностичен характер за интензивност на сеизмичните въздействия при период на повтаряемост от 1000 г.



а) б)

Фигура 3. Карти на сеизмичното райониране на територията на България:
а) Правилник за антисеизмично райониране (1961 г.)
б) Правилник за строителство в земетръсни райони (1964 г.)



а) б)

Фигура 4. Карти на сеизмичното райониране на територията на България:
а) Указания за проектиране и изпълнение
на жилищни и обществени сгради в земетръсни райони (1978 г.)
б) Норми за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони (1987 г.)

Промяната на степента на интензивност, съгласно ПАС-64 г., Указанията от 1978 г. и НПССЗР-87 г. е представена в табл. 2.

Таблица 2. Промяна в степените на интензивност и съответната част от територията на страната (%) в картите на сеизмичното райониране съгласно ПАС-64 г., Указанията от 1978 г. и НПССЗР-87 г.

Нормативен документ	**Степен на сеизмична интензивност**				
	МШК-64				
	VI, %	VII, %	VIII, %	IX, %	VII, VIII, IX, %
ПАС-64	78,61	19,6	1,76	0,03	21,4
Указания от 1978г.	56,7	40	2,8	0,5	43,3
НПССЗР-87г	1,1	44	32	22	98

Таблица 3. Промяна в степента по интензивност в основни градове в България съгласно ПАС-64 г., Указанията от 1978 г. и НПССЗР-87 г.

Форел -Меркали				**МШК**			
сеизмо-статичен принцип					**прогностичен х-р**		
	1947	1957	1961	1965	1987	2007	2012
		*	Почвите са класифицирани в 6 групи	Почвите са класифицирани в 6 групи	**		
София	VIII	VIII	II	VIII	IX	IX	IX
Пловдив	VIII	VIII	II/III	VIII	IX	IX	IX
Варна	VII	VII	<I	<VII	VIII	VIII	VIII
Велико Търново	VIII	VIII	II	VIII	VIII	VIII	VIII

* Редуцирана към строителна почва с допустимо натоварване до 3,9 kg/cm^2

** Период на повтаряемост 1000 г. Сеизмичният коеф. K_c зависи само от сеизмичния район, а дин. коефициент β зависи от характеристиките на земната основа

2.3. Инженерно-геоложка класификация на земната основа

Промените в класификацията на земната основа отразяват натрупването на опит, познания, строителна култура. Във всяка актуализация на нормите характеристиките на земната основа са конкретизирани с все по-ясни числени параметри.

В правилника от 1947 г. [7] земната основа е класифицирана в 11 групи в зависимост от обемното тегло, якостта на триене и ъгъла на естествения откос. Ъгълът на естествения откос се намалява с нарастването на макросеизмичната интензивност – в райони от VII и VIII степен с 3°, а в райони от IX степен с 6°. Дефинирани са ~~и~~ характеристиките на земната основа на строителната площадка, при които трябва да се извършват специални дейности при започване на строеж (заблатени почви, почви, изложени на срутване, при наклони по-стръмни от 1:3). При отчитане на сеизмичното въздействие се препоръчва завишаване на допустимото почвено натоварване с 50% за скала и с 25% за едър пясък.

Правилникът от 1957 г. [8] за пръв път обвързва сеизмичния коефициент с допустимото почвено натоварване. Тук почвите са класифицирани в 6 групи основа в

зависимост от название, плътност, влажност и консистенция съгласно БДС 676-57. Завишаването на допустимото почвено натоварване с описаните по-горе коефициенти е задължително.

В нормите от 1957 г. [8] и 1961 г. [9] се запазват изискванията за характеристиките на земната основа, както и намаляването на ъгъла на естествения откос. В указанията от 1964 г. и поправката от 1965 г. [10] земната основа е класифицирана в четири основни групи в зависимост от названието, плътността и консистенцията. При оразмеряване на основната плоскост с отчитане на сеизмичните въздействия, се препоръчва увеличаване на изчислителното почвено натоварване с до 4 пъти. Фундаментите се оразмеряват с увеличената почвена реакция.

В нормите от 1987 г. [13] са дефинирани три основи групи (I-III) земна основа в зависимост от наименованието им и съответстващите им характеристики (плътност, Vs – скорост на разпространение на напречните сеизмични вълни). Сеизмичният коефициент не е обвързан с характеристиките на земната основа, както в предишните нормативни уредби, чрез допустимото почвено натоварване. Динамичният коефициент зависи от характеристиките на земната основа (фиг. 2).

В Наредбата от 2012г.[15] земната основа е класифицирана в пет групи (A-E) в зависимост от $V_{s,30}$-среднотежестната стойност на скоростта на напречните сеизмични вълни в горните 30 m от земната основа, m/s, N_{spt} – броят на ударите за проникване на върха на стандартния динамичен пенетрометър в почвата на дълбочина 30 cm, C_u – недренирана якост на срязване на почвата съгласно БДС EN 1997-2.

Направеният преглед установи, че: а) броят на необходимите проверки на земната основа; б) изискванията при изчисленията и оразмеряването на фундаментите постепенно се увеличават с развитието на нормативната уредба; в) групите земна основа постепенно се окрупняват от 11 групи [7] до 3 групи [13] през 1987 г., а през 2012г. окончателно се класифицират в пет групи съгласно описаните по-горе параметри.

3. Дискусия и заключителни коментари

Нормативната база за проектиране и строителство в сеизмични райони в България претърпява съществено развитие във времето като поставя все по-високи изисквания към осигуряването на земетръсно-устойчива застроена среда. Промените в картите на сеизмичното районiране показват разширяване на териториите с макросеизмична интензивност VII, VIII и IX [12] с 54% [13]. Прегледът на развитието на формулите за изчисление на сеизмичното натоварване показва увеличение на сеизмичната сила [9, 10] с до 30% [16]. Съществените разлики между съвременната нормативна уредба и предходните поколения правилници за проектиране и строителство в сеизмични райони са основателна причина за провеждане на целеви инженерни анализи за проверка на реагирането на съществуващи стари сгради и съоръжения подложени на сеизмично въздействие, дефинирано съгласно последно действащите норми. По-малко от 10% от жилищните сгради в Европа, включително и в България, са построени след 2010 г. [19]. Останалите 90%, проектирани и изградени съгласно стари поколения нормативни изисквания, са устояли на различни по сила земетресения. Ето защо оценката на капацитета на застроената среда да устоява на сеизмични въздействия е сериозно предизвикателство пред инженерната колегия. Възможността за моделиране на сеизмичното натоварване чрез една или серия последователни акселерограми е една добра възможност за динамичен анализ на съществуващите сгради и съоръжения с отчитане на историята на сеизмичните въздействия в периода на експлоатация на съответния строеж.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Д. Соколов, С. Симеонова, Л. Христосков, Пл. Райкова, М. Попова, Пространствено-времеви вариации на сеизмичността, реализирана в Софийска зона през периода 1985-2014г., 7th BgGS National Conference With International Participation "GEOPHYSICS 2015", 2015г.
[2] М. Попова, Е. Ойнаков, Й. Милков, В. Бучакчиев, Д. Драгомиров, Сеизмичност на територията на България и прилежащите земи по данни на НОТССИ за 2021, Bulgarian Geophysical Journal, 2021, p.117-125
[3] Преброяване на населението и жилищния фонд през 2011 г., Том.2, Книга 1 Жилищни сгради
[4] Watzof S., 1902. Earthquakes in Bulgaria during XIX century, Central Meteorological Station, Imprimerie de I¢Etat, Sofia, pp. 93. (in Bulgarian and French).
[5] Конструктивни норми https://bkbse.com/ [Последно посещение: 08.2022 г.]
[6] Н. Игнатиев, П. Сотиров, История на българските норми за сеизмично изследване на конструкциите и преход към конструктивна система Еврокодове
[7] Правилник за проектиране на сгради и инженерни съоръжения в земетръсните райони на България, 1947
[8] Правилник за проектиране и строеж на сгради и инженерни съоръжения в земетръсните райони на НРБ. 1957
[9] Правилник за антисеизмично строителство, 1961
[10] Правилник за строителство в земетръсни райони-1964г., поправка, 1965г.
[11] Указания за проектиране и изпълнение на промишлени и селскостопански сгради и съоръжения в земетръсни райони, 1977г.
[12] Указания за проектиране и изпълнение на жилищни и обществени сгради в земетръсни райони, 1978г.
[13] Норми за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони, 1987
[14] Наредба № 2 от 23.07.2007г. за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони
[15] Наредба № РД-02-20-2 от 27.01.2012 г. за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони
[16] БДС EN 1998-1:2005, Еврокод 8: Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия, Част 1: Общи правила, сеизмични въздействия и правила за сгради.
[17] Тр. Цветкова. М. Кутева-Генчева, Сравнителен преглед на публично достъпните бази данни от регистрирани силни земетръсни движения, Международна научна конференция по архитектура и строителство, 2019
[18] Kaneva A. , M. Kouteva-Guentcheva, D. Stefanov, Seismic response of reinforced concrete structures in north-east Bulgaria to code specified seismic loading for Bulgaria and Romania, 8 international scientific conference “Design and construction of buildings and structures” DCB-2014, Varna.
[19] Building stock characteristics. https://ec.europa.eu/energy/eu-buildings-factsheets_en [Последно посещение: 08.2022 г.]

VII. ОРГАНИЗАЦИЯ НА СТРОИТЕЛСТВОТО

VII. CONSTRUCTION ORGANIZATION

МЕТОДИ ЗА УПРАВЛЕНИЕ НА ДОСТАВКИТЕ В СТРОИТЕЛСТВОТО

Веселина Желязкова [1]

Университет по архитектура строителство и геодезия
Катедра „Организация и икономика на строителството"

METHODS OF SUPPLY MANAGEMENT IN CONSTRUCTION

Veselina Zhelyazkova[1]

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy
Departments "Construction Management and Economics"

Abstract*: Supply management in construction is no easy task. Their inefficient management had led to delays in construction and also to an increase in costs, both direct, due to the inactivity of production facilities, mechanization and labor, and indirect, expressed in the loss of market positions, due to poor service (penalties from non-compliance with the construction deadline). The aim of this paper is to systematize the advantages of existing methods of supply management in construction as a tool for their application in crisis situations.*

Key words*: construction supply management, construction management, construction organization*

1. Въведение

Строителството, като производствен отрасъл, се нуждае от различни ресурси, и по вид, и по количество. За обезпечаване на строителното производство с необходимите ресурси е необходимо използването на надеждни системи за управление на доставките в строителството, така че да не се стига до прекъсване и/или забавяне на производствените дейности. По тази причина управлението на доставките в строителството заема все по-централно място в областта на управлението на проекти.

Говорейки за управление на доставките, всъщност трябва да говорим за управление на верига за доставки в строителството.

В строителната индустрия веригата за доставки представлява движението на материали, информация, услуги, продукти и средства между възложители, проектанти, изпълнители и доставчици, докато управлението на веригата за доставки в строителството е интеграция на всички протичащи процеси, от изискванията на възложителя, проектанти и строители към всички останали участници във веригата за доставки в строителството [1].

[1] Веселина Желязкова , гл.ас. д-р инж., кат. Организация и икономика на строителството, УАСГ, бул.„Христо Смирненски" №1, 1046 София, e-mail: veselina2001@abv.bg

Vrijhoef u Koskela [2] определят ролята на веригата за доставки в строителството като жизнено важна.

2. Характеристики на веригата за доставки в строителството

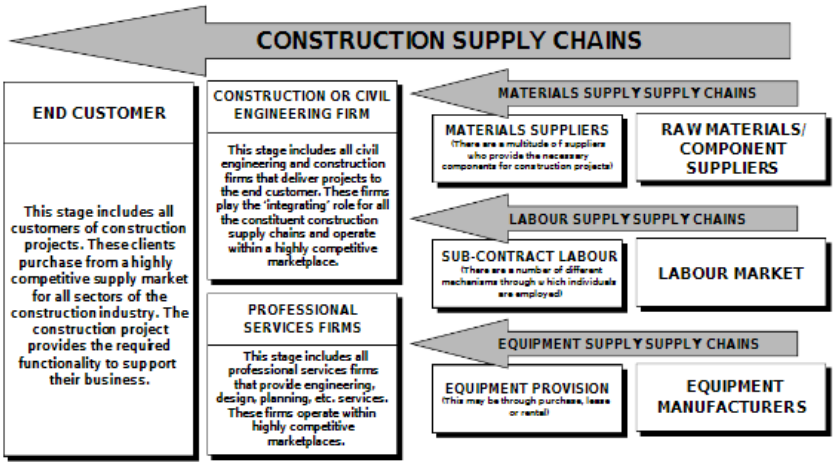
Веригата за доставки в строителството може да бъде много дълга [3] и сложна [4], което е една от основните ѝ характеристики. Това се проявява при големи строителни проекти, при които има голямо разнообразие на участници, строителни материали и др. Веригата може да стане по-сложна, когато в нея се включат повече хора – ръководители, проектанти, консултанти, доставчици от първо, второ и следващи нива, изпълнители, подизпълнители и т.н. Също така има връзка между увеличаването на обхвата на проекта и сложността на веригата за доставки, тъй като са необходими повече ресурси - работна сила, механизация и материали, за изпълнение на проекта. Това изисква сериозен обем работа по планиране, организиране и сътрудничество между партньорите по веригата за доставки, което води до тази сложност. Сложността на веригите за доставки и управлението им идва и от това, че някои от организациите могат да са едновременно част от няколко вериги за доставка.

Друга характеристика на веригата за доставки в строителството е нейната уникалност [5] и неповторимост. За удовлетворяване на изискванията на крайния клиент – Възложителя, се организира верига за доставка за конкретния проект, който е единствен и уникален, т.е. клиентите стимулират създаването ѝ.

Уникалността от своя страна води временния характер на веригата за доставки [2]. След приключване на проекта тази уникална и по поръчка създадена верига прекратява своята дейност.

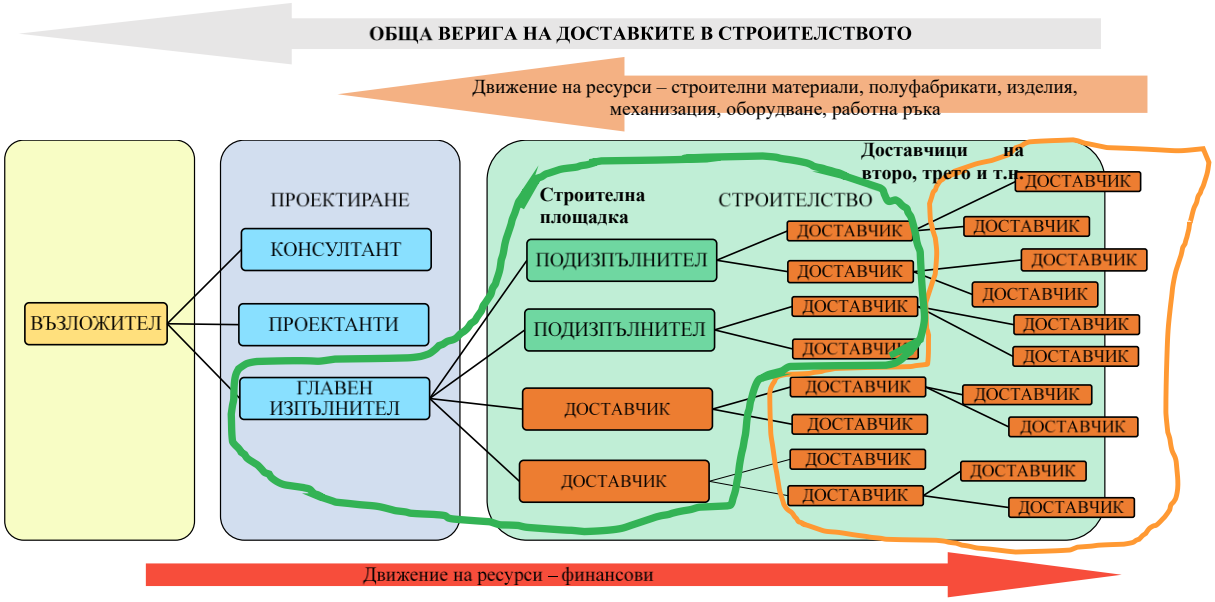
Следваща характеристика е фрагментираност на веригата за доставки – строителни предприемачи, доставчици и други участници са активни в различни етапи, и разпределението на отговорностите и правомощията, между тях се променя по време на проекта[2].

Cox и *Ireland* [6] предлагат типова схема (фиг. 1) на верига за доставки в строителството, на която са показани освен участниците, а също и ресурсните потоци протичащи между различните участници. Тези потоци също е необходимо да бъдат управлявани.



Фиг. 1 Типова схема на верига за доставки в строителството (*Cox, Ireland,2001)*

На фиг. 2 са представени в малко по-голяма подробност участниците в една такава верига за доставки.

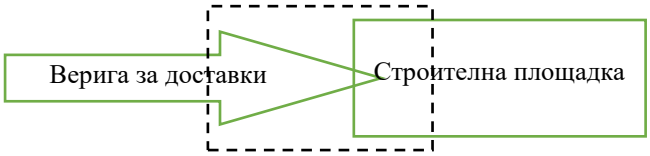


Фиг. 2 Разширена схема на верига за доставки в строителството

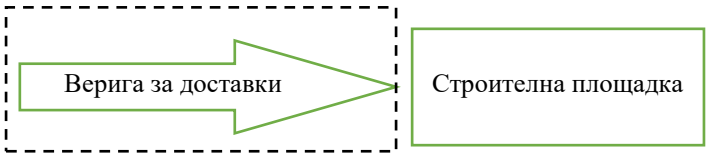
3. Системи за управление на доставките в строителството

Според Vrijhoef и Koskela [2] управлението на доставките в строителството се разпределя в четири основни направления, диференцирани въз основа на вида/интереса на предприятието, като няма значение дали става въпрос за цялата верига на доставки, строителната площадка или и двете, както е показано на фиг. 3.

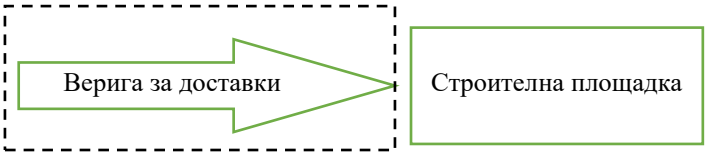
Направление 1: Фокусиране върху взаимоотношенията между управлението на доставките и строителната площадка



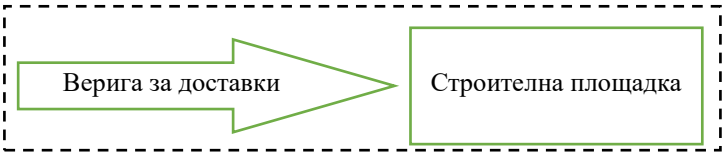
Направление 2: Фокусиране върху управлението на доставките



Направление 3: Фокусиране върху прехвърлянето на дейности от строителната площадка към веригата за доставки



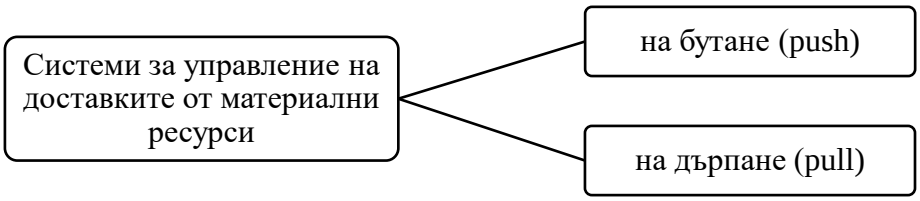
Направление 4: Фокусиране върху интеграцията на веригата за доставки и строителната площадка



Фиг. 3 Роля на веригата за доставки в строителството *(Vrijhoef and Kosksela, 2000)*

Без значение към кое направление е насочен фокуса, управлението на веригата за доставки от материални ресурси е обвързано с необходимостта от рационално и оптимално използване на производствените мощности. Без управление на веригите за доставки, компаниите са принудени да планират производствени дейности, чрез залагане на значителни буферни интервали, тъй като процесите на доставка не са синхронизирани, както с доставчиците, така и с потребителите на съответните ресурси.

Системи за управление на доставките от материални ресурси се разделят най-общо на два типа – „на бутане“ (push) и „на дърпане“ (pull) (фиг. 4).



Фиг. 4 Системи за управление на доставките

При системите **„на бутане“** управлението на доставките от материални ресурси се основава на прогноза по отношение търсенето на съответните ресурси. Движението на материалните потоци се осъществява по предварително изготвен график, като материалният поток се „избутва“ от едното звено на веригата към следващото. Така се формира запас готов да поеме към следващото звено от веригата. Така, при тази система на организация на придвижване на материалния поток се пренебрегва дейността на следващото звено – то може да изпълнява друга операция или очаква друга доставка. В резултат се получават запаси, което е недостатък на този система. От друга страна, предимството тук е, че на всички участващи страни (като производители, спедитори и търговци и потребители) се дава достатъчно време да планират своите нужди и разходи за суровини и транспорт, място за съхранение и т.н, преди да е възникнала нуждата от използване.

При системите **„на дърпане“** управлението на доставките от строителни ресурси се основава на направена заявка или поръчка съответното звено по веригата към предшестващото. Т.е. следващото звено „издърпва“ от предишното необходимите му количества материални ресурси, в необходимото му време. Подаването на поръчки за попълване на запасите от материални ресурси става, когато тяхното количество достигне до критичен минимум. Предишното звено изпраща обработената от него и заявена продукция тогава и само тогава, когато е получило заявка за това. По този

начин не се натрупват запаси, което е предимството на този система. От друга страна липсата на запаси може да доведе до хаос по веригата, което пък се явява недостатък.

3.1. Методи за управление на материалните потоци при системите „на бутане“

- **Планиране на потребностите от материали (Material Requirements Planning - MRP)**

Същността на този метод е в точното определяне на потребностите и количествата на всички видове материали, суровини, комплектовани детайли, необходими за производството на всяка стока/елемент от основния график и подаване на съответните поръчки за доставка.

Общата схема на работа на този метод е следната:

Стъпка 1 Изготвяне на ресурсни графици към основния график ;

Стъпка 2 Изготвяне на спецификация (ведомост) на строителните материали, суровини, детайли, полуфабрикати, необходими за съответното производството, определят се количествата им (брутна потребност от материали);

Стъпка 3 Проверка на евентуални наличности от материали към настоящия момент в складовете и определяне на чистата потребност от материали;

Стъпка 4 Определяне на времето за подаване на заявката за материали.

При използването на метода MRP нивото на запаси е ниско и се увеличава само непосредствено преди изпълнението на клиентската поръчка.

- **Запаси, управлявани от доставчиците (Vendor Managed Inventori - VMI)**

Това е метод за управление на доставките от материални ресурси, който се основава на отговорността на доставчиците. На базата на текуща информация за потребностите и запасите в следващото звено по веригата, предходното звено определя сроковете и количествата за доставка.

3.2. Методи за управление на материалните потоци при системите „на дърпане“

- **Точно на време (Just In Time – JIT)**

Методът „Точно на време“ се основава на синхрона между обема и качеството на доставките, в съответствие с актуалните потребности на строителното производство. Ключов момент тук е навременната и съвместна обработка на информацията, протичаща между отделните звена по веригата, фрагментиране на доставките, синхронизиране между производствата.

- **В точна последователност (Just In Sequence - JIS)**

Този метод е разширение на предходния и се състои в това, че освен на време, доставките от материални ресурси е необходимо да се осъществяват и в точно определена последователност, предварително зададена.

- **Kanban**

Тук потребностите от материални ресурси се определят на база фактически потребности на всяко работно място, а не на идеален план за производство. Това е най-известния дърпащ метод за управление на материалните потоци, който се прилага във всички индустриални производства.

В следващата таблица 1 са систематизирани предимствата и недостатъците на методите за управление на доставките в строителство, като е посочено и в какви случаи са подходящи за използване.

Таблица 1. Предимства и недостатъци на методи за управление на доставките в строителството

Методи за управление на доставките в строителството		Предимства	Недостатъци
СИСТЕМИ "НА БУТАНЕ" (PUSH)	Планиране на потребностите от материали - MRP	Работи по предварителен график, което гарантира винаги наличен ресурс	Необходимост от обработка на голям обем информация свързана със специфицирането и планирането на доставките от материални ресурси
		Отсъствие на забавяния, причинени от липса на материали	Необходимост от добре организирана система за управление на запасите
		Намаляване на броя на спешните поръчки	Малка гъвкавост и невъзможност за бърза реакция, при промени в обемите и вида на материалите
	Запаси, управлявани от доставчиците - VMI	Висока ефективност при всякакъв вид строително производство	Изисква синхронизация между системите за управление на доставките от материални ресурси на клиентите и доставчиците
		Не се натрупват запаси от материални ресурси	Изисква квалифициран персонал в областта на строителното производство от страна на доставчика с цел получаване на доверието на клиента
СИСТЕМИ "НА ДЪРПАНЕ" (PULL)	Точно на време - JIT	Високоефективен метод при строителни обекти с липса или минимално място за организиране на складови площи	Възможни появи на забавяне, поради липса на запаси
		Отсъствие на запаси, водещо до съкращаване на разходите свързани с тях	Неспособност за справяне с непредвидими обстоятелства
	В точната последователност - JIS	Висока ефективност при снабдяване на обекти със сглобяеми конструкции	Възможни появи на забавяне, при грешки в доставяните елементи
	KANBAN	Работа с конкретни и актуални данни за необходимото количество материали	Непрекъснато актуализиране на данните по отношение на необхимите строителни материали

Изводи

Изборът на конкретен метод за управление на доставките в строителството зависи от конкретния обект, от конкретните участници в самата верига за доставки и техните конкретни управленски възможности.

Изведените предимства и недостатъци на различните методи за управление на доставките, могат да послужат като инструмент за използването им в определени кризисни обстоятелства и да се търси възможност за избягване на недостатъците от гледна точка на забавянията на доставките.

Добре организираната и управлявана верига за доставки в строителството, трябва да:

- постига оптималност по отношение на запасите от строителни материали - ако запасите са в повече, ще се генерират загуби от блокиран капитал, ако са по-малко, отново ще се генерират загуби от престои и неизпълнение на в срок;
- допринася за спазване на сроковете, качеството и бюджета на проекта.

Приемането на конкретна посока на управление ще доведе до множество екологични, социални и икономически ефекти, като съкращаване на времето за преминаване на стоките по верига, съкращаване на тежкия физически труд при обработка на товари, намаляване на транспортните разходи и други.

Благодарности

Настоящият материал е подкрепен финансово от Център за научни изследвания и проектиране при УАСГ съгласно договор БН-262/22.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Xue,X.; Wang,Y.;Shen, Q.; Yu, X. Coordination mechanisms for construction supply management in the Internet environment. International Journal of Project Management. 25 2(2007) pp.150-157. DOI:10.1016/j.ijproman.2006.09.006
[2] Vrijhoef, R. and Koskela, L. (2000). The four roles of supply chain management in construction‖, European Journal of Purchasing &Supply Management, 6, pp.169-178
[3] Tah, J.H. Towards an agent-based construction supply network modelling and simulation platform. Autom. Constr. 2005, 14, 353–359
[4] Meng, X.; Sun, M.; Jones, M. Maturity model for supply chain relationships in construction. J. Manag.Eng. 2011,27, 97–105
[5] Shishodia, A.;Verma, P.; Dixit, V. Supplier evaluation for resilient project driven supply chain. Comput. Ind. Eng. 2019, 129, 465–478
[6] Cox, A.; Ireland, P. Managing construction supply chains: The common sense approach, October 2002, Engineering Construction & Architectural Management 9(5-6):409 – 418, DOI:10.1046/j.1365-232X.2002.00273.x

ФАКТОРИ ВЛИЯЕЩИ ВЪРХУ УПРАВЛЕНИЕТО НА ДОСТАВКИТЕ В СТРОИТЕЛСТВОТО

Веселина Желязкова [1]

Университет по архитектура строителство и геодезия
Катедра „Организация и икономика на строителството"

FACTORS AFFECTING SUPPLY MANAGEMENT IN CONSTRUCTION

Veselina Zhelyazkova[1]

University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy
Departments "Construction Management and Economics"

Abstract*: Construction supply management is part of the management of the investment construction project, and is essential to the achievement of the project's objectives. Finding a rational solution to achieve the desired result is related to the influence of many factors of a different nature. Some factors affecting supply management in construction are examined.*

Key words*: construction supply management, construction management, construction organization*

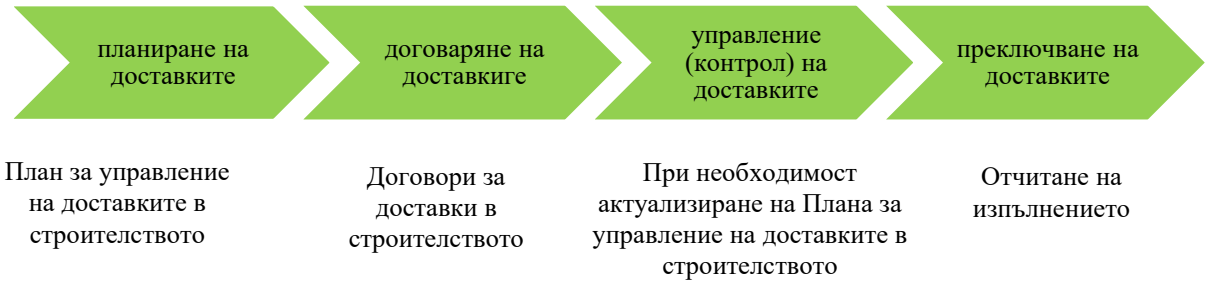
1. Въведение

Управлението на доставките в строителството играе жизнено важна роля [1] за постигане на целите на инвестиционния строителен проект и включва процесите по закупуване и/или снабдяване с необходимите строителни материали, полуфабрикати, изделия, оборудване, услуги и други необходими за успешното осъществяване на инвестиционното намерение на Възложителя.

Управлението на доставките е част от областите на знанията [2] и включва четири процеса на управление (фиг.1):

- планиране на доставките;
- договаряне на доставките;
- управление (контрол) на доставките;
- приключване на доставките.

[1] Веселина Желязкова , гл.ас. д-р инж., кат. Организация и икономика на строителството, УАСГ, бул.„Христо Смирненски" №1, 1046 София, e-mail: veselina2001@abv.bg



фиг.1 Обща схема на управление на доставките строителството

В строителството, в повечето случаи, се използва външна подкрепа за изпълнение на доставките от необходими ресурси и тогава процесите от планирането до приключване на доставките се извършват за всяка една позиция за придобиване.

2. Фактори влияещи на планирането на доставките

При планиране на доставките се документират решенията свързани с доставките по проекта, описва подхода на работа, определят се конкретните потребности, идентифицират се потенциалните доставчици.

При планиране на доставките трябва да се отговори на 7 броя въпроси [3], а именно:

- какво да се достави – необходима е правилна и детайлна спецификация на конкретните потребности от ресурси нужни за изпълнение на строителните и монтажни работи за изпълнение на обекта или строителното производство;
- колко количество – необходима от конкретна и точна информация за количествата на потребностите;
- кога да се достави – необходимо е детайлно обвързване с графика на проекта и информация дали доставката веднага ще се вложи в производствения процес (строителство) или ще е необходимо да бъде съхранявана;
- къде да се достави – конкретизиране на мястото на доставка и дали доставка веднага ще се вложи в производствения процес (строителство) или ще е необходимо да бъде съхранявана, т.е. организиране на складово стопанство;
- как да се достави – определяне на начина на транспортиране до мястото на доставяне;
- какво качество – определяне на изисквания за качествени показатели на доставката
- каква да бъде стойността на доставката – изисквания за минимална стойност.

Изискванията, свързани с графика на проекта, могат да повлияят в значителна степен на стратегията по време на процеса на планиране доставките. Изискванията за стойността на доставката ще окажат влияние на бюджета на обекта.

Решенията, взети при разработването на плана за управление на доставките, ще окажат влияние в значителна степен на графика на проекта, бюджета и т.н. и се интегрират с процесите по изготвяне на графика, бюджета, времетраенето и определяне на необходимите ресурси за изпълнение на видовете строителни и монтажни работи.

Резултатът от този процес е съставяне на план за управление на доставките.

3. Фактори влияещи на договарянето на доставките

При договаряне на доставките, потенциалните доставчици изпращат оферти за изпълнение на по-горе зададените 7 въпроса, а екипът занимаващ се с управление на доставките, по предварително дефинирани критерии за избор, подбира подходящи доставчици.

Изборът на доставчик е ключов момент в процеса на определяне на източници за закупуване и доставяне на материално-техническите ресурси, необходими за изпълнение на строителните и монтажи работи по реализацията на обекта. При избора на доставчик е необходимо да се вземе стратегическото решение от колко доставчика ще се закупуват/доставят необходимите ресурси, а също така и дали да се работи директно с производителя или чрез дистрибутора на съответните ресури[4].

Влияние при договарянето на доставките, могат да окажат и изискванията за сертификати и маркировки (ако доставката е чужбина), географското местоположение обекта и възможностите за достъп до него, което от своя страна влияе на начина на транспортиране, вида, разхода и времето за транспорт.

При големи обекти и съответно поръчки целия процес по запитване, събиране на оферти и оценката им може да се повтори, няколко пъти до удовлетворяване на изискванията. Въз основа на предварителни предложения, може да бъде съставен кратък списък с потенциални доставчици. По-подробна оценка може да се направи на базата на документ с по-специфични и детайлни показатели на предмета на доставката, изисквани от доставчиците от краткия списък. В резултат от дейността на този управленски процес се определят доставчиците, на необходимите строителни материали, полуфабрикати, изделия и/или услуги и др. за изпълнение на дейностите свързани с изпълнението на строителните и монтажни работи по реализиране на инвестиционния проект.

Много е вероятно договорите да бъдат повече на брой, като се има в предвид големия брой (като номенклатура) на ресурсите, които са необходими за изпълнение на строителните и монтажни работи.

3. Фактори влияещи на наблюдението и контрола на доставките

Наблюдението и контролът на доставките представлява всъщност управление на взаимоотношенията между участници в договорите за доставки, контрол по изпълнението на договорите и осъществяване на промени и корекции при необходимост.

С процеса по наблюдение и контрол на доставките се гарантира, че работата на доставчиците отговаря на изискванията, че доставките се изпълняват в съответствие с условията на договорите.

Тук влияние може да окаже администрирането на няколкото на брой договора и съответно комуникацията и взаимоотношенията между различните доставчици.

Наблюдението и контролът на доставките може да бъде повлияно и от евентуални промени в проектните части, а от там и промени и актуализации по отношение видовете, количествата, качествата на определените вече потребности от строителни материали, полуфабрикати и изделия. Това пък от своя страна би повлияло на цялостното изпълнение на инвестиционния проект и може да се наложи да бъде актуализирана цялата базова рамка на графика.

4. Фактори влияещи на приключване на доставките

При приключване на доставките се осъществяват дейности свързани с финализиране на администрирането на договорите за доставки в строителство, евентуално актуализиране на запаси.

На този етап се финализират и евентуално възникнали и неуредени претенции. Възможно е неуредените претенции да бъдат предмет на съдебен спор след приключване на доставките.

Факторите влияещи върху процесите по управление на доставките могат да бъдат класифицирани и като външни и вътрешни за управляващата система.

Външните фактори могат да бъдат:

- правни и нормативни аспекти – изисквания за сертификати, митнически изисквания и др.;
- икономически и финансови;
- политически;
- природни бедствия и аномалии.

Вътрешните фактори могат да бъдат:

- времето – за подаване и изпълнение на поръчките, за транспортиране на доставките, за товаро-разтоварни и претоварни дейности по доставките и др.;
- сътрудничеството и комуникацията между различните участници във веригата за доставки в строителството;
- управленските структури на различните участници във веригата за доставки в строителството;
- контрол по отношение на запасите при всеки от участниците.

Изводи

Разгледаните фактори могат да подпомогнат ръководителите по управление на доставките при осъществяване на процесите по управление на доставките в строителството. По този начин могат да бъдат прогнозирани и отстранени евентуално появили се пречки и препятствия по веригата за доставки в строителството.

Приемането на практики, насочени към идентифициране на дейности и/или процеси с не добавена стойност и постепенното им прекратяване (отстраняване), ще подобри дейностите свързани с управлението на доставките в строителството.

Благодарности

Настоящият материал е подкрепен финансово от Център за научни изследвания и проектиране при УАСГ съгласно договор БН-262/22.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Vrijhoef, R. and Koskela, L. (2000). The four roles of supply chain management in construction‖, European Journal of Purchasing &Supply Management, 6, pp.169-178
[2] Ръководство за система от знания за управление на проекти PMBOK ® Guide четвърто издание 2011г.
[3] Димитров, П., колектив, Логистични системи, УИ“Стопанство“, София, 2010г.
[4] Коралиев, Я., Управление на веригата за доставки, ИК – УНСС, София, 2013г.

VIII. БЕЗОПАСНОСТ И СИГУРНОСТ В СТРОИТЕЛСТВОТО

VIII. SAFETY AND SECURITY IN CONSTRUCTION

FIRE RISK ASSESSMENT OF GENERAL HOSPITAL IN REPUBLIC OF NORTH MACEDONIA

Almir Rushiti[1], Meri Cvetkovska[2]

[1]*Faculty of Civil Engineering and Architecture, University Mother Teresa, Skopje, Republic of North Macedonia*
[2]*Faculty of Civil Engineering, University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Republic of North Macedonia*

***Abstract**: In this paper, a fire risk assessment of General Hospital – Main building in Kumanovo, North Macedonia, was conducted. The level of fire risk was defined by using qualitative and quantitative methods and depending on the defined level of risk, adequate measures for risk reduction are proposed. The elementary approach of Five Steps and the Matrix method were applied as qualitative methods for fire risk analysis and the Euro-alarm method was used as a quantitative method for fire risk analysis. The analysis showed that the main building of general hospital does not meet the fire safety measures and this is due to a number of factors: lack of appropriate fire protection measures, lack of alarm for fire detection, lack of trained staff, lack of fire department, lack of fire stairs and doors, lack of adequate number of exit routes. Based on the results of the performed analysis, qualitative risk assessment method can be applied for rapid and initial fire risk assessment, but for a more detailed analysis, the use of quantitative methods is more effective and provides more specific results.*

***Key words**: Euro-alarm Method, Five Step Method, Matrix Method, fire, hazard, risk, risk assessment, risk management*

1. Introduction

Fire, as a term, is defined as uncontrolled combustion, either of a part of a structure or of a flammable material in its vicinity, which can cause injury to people and material damage. In order to prevent the occurrence of fire and if it happens to guarantee the safety of tenants, employees, customers, as well as the building itself and the material goods in it, appropriate measures should be taken. The measures depend on the level of risk of fire. For reliable fire risk assessment, it is necessary to conduct an appropriate analysis. The defined risk level directly influences the risk management measures that should be taken to prevent fire or reduce consequences.

According the definition given in the ISO 31000:2018 standard, risk management includes risk assessment and management. Fire risk management is a process of developing risk control measures, improving possible existing measures and proper implementation of the

[1]Almir Rushiti, MsC/Teaching Assistant, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University Mother Teresa, Skopje, Address, almir.rushiti@unt.edu.mk
[2]Meri Cvetkovska, PhD/Professor, Department of Mechanics and Materials, Faculty of Civil Engineering, University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Address, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk

envisaged measures, all in order to reduce or eliminate the risk itself. Therefore, fire risk analysis is only one part of the fire risk management process and serves as a basis for deciding whether to take risk mitigation measures or to select appropriate measures to deal with it.

To be able to ascertain the level of risk and either quantify/qualify its impact, a number of methods and approaches can be undertaken.

The assessment methods that are currently available can be divided into three categories:

- Qualitative Methods for Risk Analysis;
- Semi-Quantitative Methods for Risk Analysis and
- Quantitative Methods for Risk Analysis [1, 2].

Quantitative Risk Analysis uses available relevant and verifiable data to produce a numerical value which is then used to predict the probability (and hence, acceptability) of a risk event outcome. Qualitative and Semi-quantitative Risk Analysis, on the other hand, applies a subjective assessment of risk occurrence likelihood (probability) against the potential severity of the risk outcomes (impact) to determine the overall severity of a risk.

Within this research, a fire risk assessment was conducted for elementary General Hospital – Main building in city Kumanovo, North Macedonia. As first step „in situ" survey was conducted, acording to Elementary method for fire risk assessment, where the number of steps was expanded to seven, namely:

- Step 1 – Fire Hazards Identification: potential sources of ignition, fuel and oxygen;
- Step 2 – Identification of People at Risk;
- Step 3 – Evaluate, Remove, Reduce and Protect from Risk Occurrence;
- Step 4 – Review of existing fire safety provisions;
- Step 4 – Record the findings;
- Step 4 – Prepare an emergencyplan;
- Step 7 – Review.

Based on the data collected by observation and in combination with the Matrix Method, the fire risk was defined. As second step, the Euro-alarm, as Quantitative method for fire risk assessment, was applied. The fire protection measures are considered from the aspect of whether they exist and, if they exist, whether they are adequate and sufficient for the fire hazard management or whether they should be improved. Based on the results obtained from the both analysis, additional fire protection measures are recommended.

2. Fire risk assessment of General Hospital – Main Building

2.1. Basic data on the General Hospital – Main Building

Based on the „in situ" survey, it was found out that the analysed building of the General Hospital – Main building is a reinforced concrete structure. The building consists of four floors. Gynecology and Obstetrics are located on the first floor, Surgical diseases with urology, orthopedics and anesthesia are located on the second floor, Children's diseases are located on the third floor and Internal diseases are located on the fourth floor.The rooms are separated from each other by brick walls (d=20cm), the floor structure is made of reinforced concrete and the roof is wooden structure. In the interior of the building, there are various materials, such as: wooden materials, paper, plastic, etc., which influence the spread of the fire and/or cause the fire to occur.They also contribute to the appearance of smoke and/or the release of toxic products, which would be harmful to the health of those present in the building, as a result of inadequate ventilation. The number of occupants in each floor is variable, from 400 to 700, depending on the number of employees, how many sick people enter/leave the hospital etc.

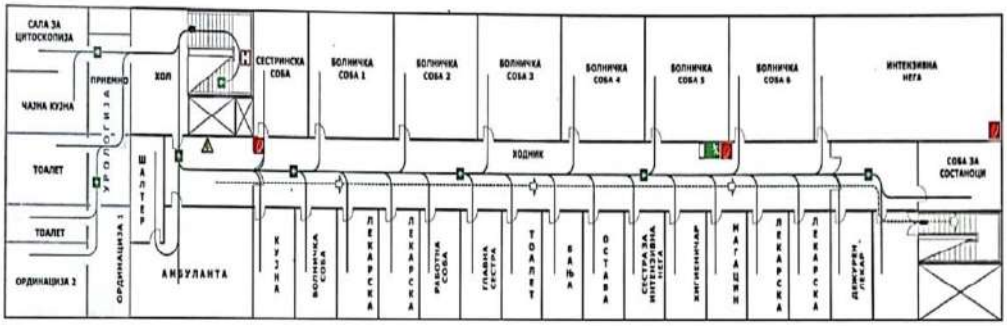


Figure 1. Floor plan of the General Hospital – Main Building

The fire risk analysis was conducted by using both, „5x5 Matrix method“ and „Euro-alarm“ method.

2.2. Qualitative fire risk assessment

The matrix method for fire risk assessment is carried out in such a way that the fire hazard is defined as probability that a fire will occur, while the damage that would occur from that hazard is defined as fire risk (impact) [1,2,4,5]. According to this method the risk value is obtained as product between the probability and the impact.

Value of the fire risk = **fire hazard** (probability**)** x **fire risk** (impact**)**

The numerical value of the fire risk is defined according to Table 1, while the Matrix method is presented in Figure 2. According to the „in situ“ observation and the questionnaires filled by the occupants it was found out that fireis **Probable (4)** event, [5]. The poor condition of the building ensures rapid spread of the fire, due to the presence of flammable materials inside the building, lack of devices for protection against fire, lack of an alarm system for detection of fire and lack of trained personnel. This means that the fire will be followed by enormous consequences, especially from the aspect of losing human's lives. The fire risk (impact) is **High (4)** and finally the **value of the fire risk is 16,** [5]. According to Figure 2 the **fire risk belongs to category High.**

Table 1. Relationship between fire hazard (probability) and fire risk (impact)

Fire risk (impact)	Value	Fire hazard (probability)
Very Low	1	Rare
Low	2	Unlikely
Medium	3	Possible
High	4	Probable
Very High	5	Highly probable

	Fire Risk						Risk Category
Fire Hazard		5	4	3	2	1	Low
	5	25	20	15	10	5	Medium
	4	20	16	12	8	4	High
	3	15	12	9	6	3	
	2	10	8	6	4	2	
	1	5	4	3	2	1	

Figure 2. 5x5 Matrix method for defining the numerical value of the fire risk

2.3. Fire risk assessment by quantitative "Euro-alarm" method

The „Euro-alarm" method, as a quantitative method, is the basis for making decision about installation of an automatic stationary system for fire extinguishing as well as taking of additional measures for protection against fire. The "Euro-alarm" method is based on the fire risk of the building (Eq 1) and the fire risk of the building content (people, furniture, etc.) (Eq 2), as two highly related components [4].

(1) $$Ro = \frac{((Po*C)+Pk)*B*L*S}{W*Ri}$$

where:

Ro – fire risk of the building;
Po – coefficient of fire load of the building content;
C – coefficient of combustibility of the contents in the building;
P_k – coefficient of fire load of materials installed in the construction of the building;
B – coefficient of size and position of the fire sector;
L – coefficient of delay in the start of extinguishing;
S – coefficient of a width of the fire sector;
W – coefficient of fire resistance of the load-bearing structure of the building;
R_i– fire risk reduction coefficient.

The fire load has been adopted in accordance with the standard MKS. U.J.1.030 [3] and for hospital areas it's value is q=335(MJ/m^2).The coefficient of fire load of the building content (Po) is determined according to Table 2.

The coefficient of combustion of the contents in the building (C) depends on the class of fire danger and is given in Table 3. The coefficient of fire load of materials built in the structure of the building (Pk) is obtained based on the calorific value of all combustible materials in the building (Table 4). For RC structure has no caloric value, and $\boldsymbol{P_k}$**=0**. The coefficient of size and position of the fire compartment (B) depends on the size of the fire compartment's floor area, the height of the premises and the number of floors and is given in Table 5.

The coefficient of delay in the start of the intervention (L) depends on the type and equipment of the fire brigade, its distance from the building and the condition of the roads (Table 6). The fire compartment width coefficient (S) is determined based on the fire compartment width (Table 7). The coefficient of fire resistance of the load-bearing structure of the building (W) is determined depending on the elements from which the building is

constructed. In this case the RC structure has fire resistance that is usually higher than 90 minutes (Table 8).

Fire risk can be reduced by using the fire risk reduction coefficient (Ri), in regard to the type of combustible materials, combustion rate, storage method and other factors. In this case the flammability is very high, fast speed of fire spreading is expected and in the process of functioning, there is a great number of possible fire outbreaks. The value is ***Ri*=1.**

Table 2. Coefficient of fire load of the building content (P_o)

Fire load q (MJ/m^2)	0÷251	252÷502	503÷1004	1005÷2009	2010÷4019
Po	1	2	3	4	5

Table3. Coefficient of combustibility of the content in the building (C)

Category of fire resistance	VI	V	IV	III	II	I
Combustibility coefficient C	1	1	1	1.2	1.4	1.6

Table 4. Coefficient of fire load due to materials built-in the structure of the building (Pk)

MJ/m^2	0-419	435-837	845-1675	1691-4187	4203-8373
P_k	0	0.2	0.4	0.6	0.8

Table5. Coefficient of size and position of fire sector B

Characteristics of the structure	Coefficient B
Fire sector of up to 1500 m^2	1
Height of premises of up to 10 m	
Three storeys at the most	
Fire sector 1500-3000 m^2	1.3
4 to 8 storeys	
Height of premises 10-25 m	
One basement storey	
Fire sector 3000-10000 m^2	1.6
More than 8 storeys	
Height of premises of more than 25m	
More than two levels at the basement	
Fire sector of over 10000 m^2	2

Table6. Coefficient of delay in the start of the intervention (L)

Time until beginning of extinguishing (min)		up to 10	10 to 20	20 to 30	over 30
Distance (km)		1	1 to 6	6 to 11	over 11
Type of Fire Fighting Unit	Professional industrial firefighting unit	1	1.1	1.3	1.5
	Voluntary industrial firefighting unit	1.1	1.2	1.4	1.6
	Territorial Fire Fighting Unit	1	1.1	1.2	1.4
	Territorial voluntary firefighting unit that is permanently on duty	1.1	1.2	1.3	1.5
	Territorial voluntary firefighting unit that is not permanently on duty	1.3	1.4	1.6	1.8

Table 7. Coefficient of the width of the fire compartment (S)

The least width of the fire sector (m)	S
up to 20	1
20 – 40	1.1
40 – 60	1.2
over 60	1.3

Table 8. Coefficient of fire resistance of bearing structure (W)

Fire resistance in (min)	up to 30	30	60	90	120	180	240
W	1	1.3	1.5	1.6	1.8	1.9	2

By incorporating the defined parameters into Eq. 1, the value of fire risk becomes: R_o**=1.3.**In case R_o = 1 - 1.6, **the structure should be protected byupgrading the previously mentioned measures of protection with a corresponding system for detection, information and alarm.**

The fire risk of the building content is defined by Eq.2.

(2) $R_s = H \cdot D \cdot F$,

where:

H is coefficient of danger to humans;

D is asset risk ratio;

F is coefficient of smoke action.

The risk factor for people (H) depends on the possibility of timely evacuation of people from the facility. In case when there is danger for the people (disabled people, sick people, old people, children, employees) and evacuation is aggravated (high smokiness, large number of present people, fast spreading of fire, multi-storey structure), the value is **H=3.**

The asset risk ratio (D) depends on whether the destroyed property can be recovered and the extent of material losses. In case when the contents of the structure are not of high value and have a low tendency to destruction the value is ***D*=1.**The appearance of a larger amount of smoke increases the threat to people and property, which is taken into account through the coefficient of action of smoke (F). In case when more than 20% of the total weight of all flammable materials cause smokiness, or release poisonous products from combustion the value is ***F*=1.5** [4].For the analysed building, the final value of Rs is: $\boldsymbol{R_s}$**=4.5.**

The obtained values for these two components are plotted on the ordinate and abscissa of the Fire risk decision diagram (Figure 3). Each combination of building fire risk and fire risk of the contents of the building corresponds to a particular point on the diagram. The position of the point can be used to decide whether it is justified to take additional fire protection measures. **In this case zone 3 means that the installation of a fire alarm will be required, the automatic fire extinguishing installation does not respond to the risk - it is not necessary.**

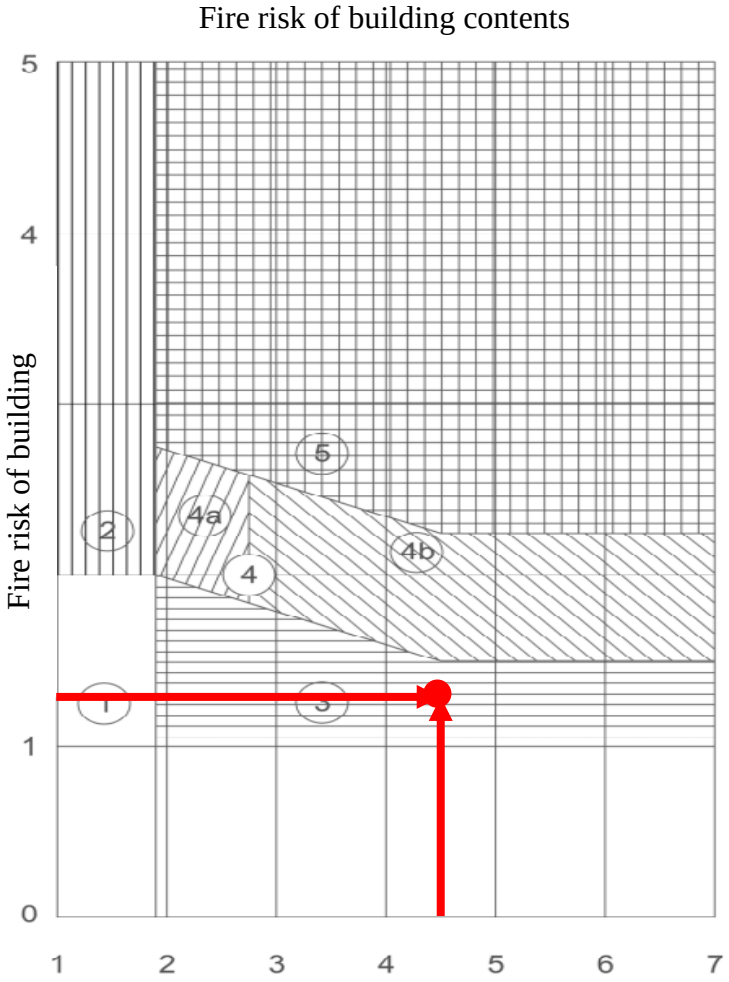


Figure 3 - Fire risk decision diagram

Conclusion

In accordance with the conducted research, it can be concluded that the General Hospital – Main Building is in bad condition and does not fulfil all the necessary measures for protection against fire. This is due to a number of factors: lack of fire protection system, lack of adequate signalisation, lack of proper exit routes, lack of adequate number of extinguishers, lack of trained staff and presence of flammable materials.

Based on the results of the performed analysis, qualitative risk assessment method, as are the Matrix Method and the Elementary Five Step Method, can be applied for rapid and initial fire risk assessment, but for a more detailed analysis, the use of quantitative methods, as is the Euro-alarm Method, is more effective and provides more specific results.

REFERENCES

[1] Yung D., Principles of Fire Risk Assessment in Buildings, Toronto, Canada: Wiley, 2008.
[2] Watts M.W and Hall J.R., 72-Introduction to Fire Risk Analysis, SFPE Handbook of Fire Protection Engineering-Volume 3, Fifth Edition, Society of Protection Engineers, Boston, Massachusetts and Springer Science, New York, NY pp 2817-2826: Springer, 2016.
[3] Standard SRPS U.J1.030, Fire protection - Fire load, Office Gazette of SFRJ, 36/76, 1976
[4] Z. Sekulović, M. Bogner i S. Pejović, Preventive Fire Protection, ETA, Beograd, 2012 (in Serbian).
[5] ISO 31000,Current draft vocabulary for risk management – ISO/IEC Guide 73:2018.
[6] Andrew Furness and Martin Muckett, Introduction to fire safety management, Elsevier Ltd, 2007.
[7] CHEN Yuan-ping, LI Zeng-Hua, Fire control engineering. China University of Mining and Technology Press, 2002.

FIRE RISK ASSESSMENT OF FACULTY IN REPUBLIC OF NORTH MACEDONIA

Almir Rushiti[1], Meri Cvetkovska[2]

[1]Faculty of Civil Engineering and Architecture, University Mother Teresa, Skopje, Republic of North Macedonia
[2]Faculty of Civil Engineering, University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Republic of North Macedonia

Abstract: *Fire, as a term, is defined as uncontrolled combustion, either of a part of a structure or of a flammable material in its vicinity, which can cause injury to people and material damage.In order to prevent the occurrence of fire and if it happens to guarantee the safety of tenants, employees, customers, as well as the building itself and the material goods in it, appropriate measures should be taken. The measures depend on the level of risk of fire. For reliable fire risk assessment, it is necessary to conduct an appropriate analysis. The defined risk level directly influences the risk management measures that should be taken to prevent fire or reduce consequences.According the definition given in the ISO 31000:2018 standard, risk management includes risk assessment and management.Fire risk management is a process of developing risk control measures, improving possible existing measures and proper implementation of the envisaged measures, all in order to reduce or eliminate the risk itself. Therefore, fire risk analysis is only one part of the fire risk management process and serves as a basis for deciding whether to take risk mitigation measures or to select appropriate measures to deal with it. Within this research, a fire risk assessment was conducted for Faculty of Business Administration in Kumanovo, North Macedonia.The Euro-alarm, as quantitative method for fire risk assessment was applied. Pathfinder, as a simulator programme, was applied to calculate the evacuation time from the building. Based on the results obtained from the analysis, the risk is quantified with numerical data. Appropriate fire protection measures are determined depending on numerically obtained data.*

***Key words**: Euro-alarm Method, Pathfinder, fire, fire risk assessment, fire risk management, hazard, risk*

[1]Almir Rushiti, MsC/Teaching Assistant, Faculty of Civil Engineering and Architecture, University Mother Teresa, Skopje, Address, almir.rushiti@unt.edu.mk
[2]Meri Cvetkovska, PhD/Professor, Department of Mechanics and Materials, Faculty of Civil Engineering, University Ss. Cyril and Methodius, Skopje, Address, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk

1. Introduction

The subject of the research presented in this paper is an assessment of risk pertaining to fire outbreak for the Faculty of Business Administration in Kumanovo, North Macedonia. Measures for protection against fire have been the subject of research, namely, whether they exist and, if they exist, whether they are appropriate and sufficient for the management of hazards causing fires, or whether they should be improved.

The main objective of the investigations presented in the paper has been the definition of the reasons for the occurrence of fire in the school and the damage it will cause. Using these data, an assessment has been made as to whether the structure satisfies some or all necessary conditions for protection against fire and whether corresponding measures are taken to avoid fire outbreak.

Assessment of the risk pertaining to a fire outbreak in the structure has been made by means of a prepared and realized poll based on the Elementary Method for assessment of the risk pertaining to a fire outbreak. In combination with the Matrix Method for risk assessment, classification of structures according to their associated risk related to fire outbreak is made [1, 2].

The final task of this method is to define the range of risk values corresponding to three risk categories.

For more detailed analysis, the quantitative method "Euro-alarm" has been used as the basis for decision making about establishment of an automatic stationary system for fire extinguishing as well as making decisions about additional measures for protection against fire. The justification for the installation of a fire extinguishing system has been defined based on a more detailed analysis and application of the "Euro-alarm" Method, which is the basis for making decision about installation of an automatic stationary system for fire extinguishing as well as taking of additional measures for protection against fire.

2. Fire risk assessment of General Hospital – Main Building

2.1. Basic data on the Faculty of Business Administration

Based on the „in situ" survey, it was found out that the analysed building of the Faculty of Business Administration is a reinforced concrete structure. The building consists of three floors and basement. The ground floor is used for students, and the first and second floor are used for the academic staff. The heating system is located in the basement, taken care of by the housemaster.The rooms are separated from each other by brick walls (d=20cm), the floor structure is made of reinforced concrete and the roof is wooden structure. In the interior of the building, there are various materials, such as: wooden materials, paper, plastic, etc., which influence the spread of the fire and/or cause the fire to occur. They also contribute to the appearance of smoke and/or the release of toxic products, which would be harmful to the health of those present in the building, as a result of inadequate ventilation. The maximum number of occupants is 130.

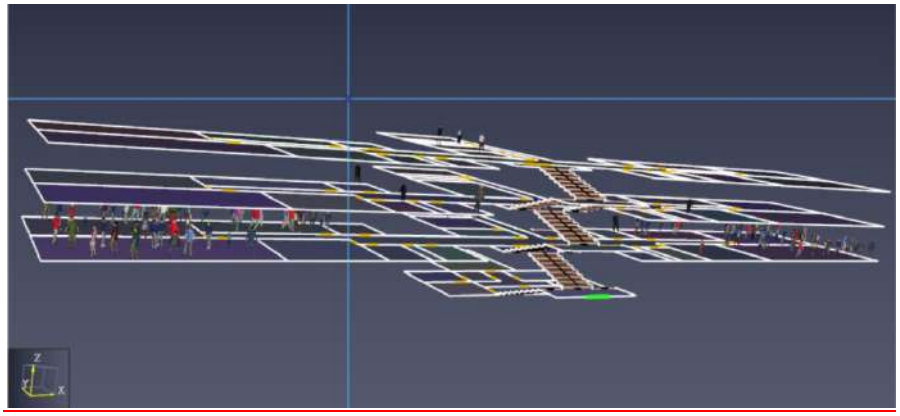


Figure 1. Floor plan of Faculty of Business Administration

The fire risk analysis was conducted by using both, „5x5 Matrix method“ and “Euro-alarm“ method.

2.2. Quality assessment of Risk Pertaining to Fire Outbreak

From the poll conducted at Faculty of Business Administration in city Kumanovo, North Macedonia, it has been concluded that the structure is in very good conditions from the aspect of conditions related to protection against fire.

The probability for fire outbreak in this building is **Unlikely (2),** [6]. This is due to the good-quality interior structure, presence devices for protection against fire, presence of an alarm system for detection of fire, efficient signalling and a sufficient number of exit routes.

The fire risk (impact) is **Very Low (1),** [6].

According to Matrix Method, the risk value is obtained as product between the probability and the impact:

Value of the fire risk = **fire hazard** (probability**)** x **fire risk** (impact**)**

The numerical value of the fire risk is defined according to Table 1, while the Matrix method is presented in Figure 2.

Based on the obtained results, **the value of the risk is 2** and the **fire risk belongs to category Low**, presented in Table 2.

Table 1. Relationship between fire hazard (probability) and fire risk (impact)

Fire Risk	Very Low	Low	Medium	High	Very High
Fire Hazard	Rare	Unlikely	Possible	Probable	Highly Probable
Value	1	2	3	4	5

	Fire Risk						Risk Category
Fire Hazard		5	4	3	2	1	Low
	5	25	20	15	10	5	Medium
	4	20	16	12	8	4	High
	3	15	12	9	6	3	
	2	10	8	6	4	2	
	1	5	4	3	2	1	

Figure 2. 5x5 Matrix method for defining the numerical value of the fire risk

Table2. Category of risk to which Faculty of Business Administration is exposed

Structure	Fire Hazard	Fire Risk	Risk value	Risk Category
	Description	Description	Fire Hazard xFire Risk	
Faculty of Business Administration	Unlikely (2)	Very Low (1)	**2**	**Low**

2.3. Quantitative Assessment of Risk Pertaining to Fire Outbreak

The quantitative „Euro-alarm" method is based on the fire risk of the building (Eq 1) and the fire risk of the building content (people, furniture, etc.) (Eq 2), as two highly related components [4]. The risk related to fire outbreak for the structure depends on the possible intensity and duration of fire due to structural characteristics, i.e., bearing elements of the structure (resistance of the structure to high temperatures) and is computed

$$Ro = \frac{((Po*C)+Pk)*B*L*S}{W*Ri} \quad (1)$$

where:

Ro – fire risk of the building;
Po – coefficient of fire load of the building content;
C – coefficient of combustibility of the contents in the building;
Pk – coefficient of fire load of materials installed in the construction of the building;
B – coefficient of size and position of the fire sector;
L – coefficient of delay in the start of extinguishing;
S – coefficient of a width of the fire sector;
W – coefficient of fire resistance of the load-bearing structure of the building;
Ri– fire risk reduction coefficient.

The fire load has been adopted in accordance with the standard MKS. U.J.1.030 [3] and for classrooms it's value is q=251(MJ/m^2).The coefficient of fire load of the building content (P_o) is determined according to Table 3.

The coefficient of combustion of the contents in the building (C) depends on the class of fire danger and is given in Table 4. The coefficient of fire load of materials built in the structure of the building (P_k) is obtained based on the calorific value of all combustible materials in the building (Table 5). For RC structure has no caloric value, and $\boldsymbol{P_k}$**=0**. The coefficient of size and position of the fire compartment (B) depends on the size of the fire compartment's floor area, the height of the premises and the number of floors. For four to eight storey building with fire sector from 1500 to 3000 m^2 , height of premises from 10m to 25 m and one basement storey, this coefficient is **B=1.3**.The coefficient of delay in the start of the intervention (L) depends on the type and equipment of the fire brigade, its distance from the building and the condition of the roads. For territorial firefighting unit where the distance between the fire station and Faculty of Business Administration is 950 m, this coefficient is **L=1.** The fire compartment width coefficient (S) is determined based on the fire compartment width (Table 6). The coefficient of fire resistance of the load-bearing structure of the building (W) is determined depending on the elements from which the building is constructed. In this case the RC structure has fire resistance that is usually higher than 90 minutes (Table 7).

Fire risk can be reduced by using the fire risk reduction coefficient (Ri), in regard to the type of combustible materials, combustion rate, storage method and other factors. In this

case the flammability is not particularly high, normal speed of fire spreading is expected and in the process of functioning, there are normal sources of ignition. The value is ***Ri*=1.3**.

Table 3. Coefficient of fire load of the building content (P_o)

Fire load $q\ (MJ/m^2)$	0-251	252-502	503-1004	1005-2009	2010-4019
Po	1	2	3	4	5

Table4. Coefficient of combustibility of the content in the building (C)

Category of fire resistance	VI	V	IV	III	II	I
Combustibility coefficient C	1	1	1	1.2	1.4	1.6

Table 5. Coefficient of fire load due to materials built-in the structure of the building (P_k)

MJ/m^2	0-419	435-837	845-1675	1691-4187	4203-8373
P_k	0	0.2	0.4	0.6	0.8

Table 6. Coefficient of the width of the fire compartment (S)

The least width of the fire compartment (m)	up to 20	20-40	40-60	Over 60
S	1	1.1	1.2	1.3

Table 7. Coefficient of fire resistance of bearing structure (W)

Fire resistance in (min)	up to 30	30	60	90	120	180	240
W	1	1.3	1.5	1.6	1.8	1.9	2

By incorporating the defined parameters into Eq. 1, the value of fire risk becomes: ***R_o*=0.54.**In case R_o <1, **the structure should be manual extinguishers as are portable and vehicle mounted extinguishers. This criterion is satisfied.**

The risk related to fire outbreak to which the contents of the structure (danger for the people, the equipment and alike) are exposed is indicated byR_s and is defined by Eq.2.

(2) $R_s = H \cdot D \cdot F,$

where:

H is coefficient of danger to humans;

D is asset risk ratio;

F is coefficient of smoke action.

The risk factor for people (H) depends on the possibility of timely evacuation of people from the facility and is given in Table 8. The asset risk ratio (D) depends on whether the

destroyed property can be recovered and the extent of material losses and is given in Table 9The appearance of a larger amount of smoke increases the threat to people and property, which is taken into account through the coefficient of action of smoke (F) and is given in Table 10[4]. For the analysed building, the final value of Rs is: $\boldsymbol{R_s}$**=2.**

Table8. Danger to which people are exposed H

Level of endangerment	Coefficient H
There is no danger for the people in the structure	1
There is danger for the people in the structure, but they can save themselves	2
There is danger for the people and evacuation is aggravated (high smokiness, large number of present persons, fast spreading of fire, multi-storey structure, presence of disabled persons – sick persons, old people, children)	3

Table 9. Coefficient of risk for the devices D

Concentration of values	Coefficient D
The contents of the structure are not of high value and have a low tendency to destruction	1
The contents of the structure have value and tendency to destruction	2
The destruction of the value is final and the losses are irreparable (cultural goods and alike), or with their destruction, the existence of the inhabitants is directly endangered.	3

Table 10. Smoke efficiency F

Factors leading to occurrence of smoke	Coefficient F
There is no particular danger for occurrence of smoke and corrosion	1
More than 20% of the total weight of all flammable materials cause smokiness, or release poisonous products from combustion	1.5
More than 50% of the total weight of all flammable materials cause smokiness or release of poisonous products from combustion	2
More than 20% of the total weight of all flammable materials consist of materials that release highly corrosive matters.	2

The obtained values for these two components are plotted on the ordinate and abscissa of the Fire risk decision diagram (Figure 3). Each combination of building fire risk and fire risk of the contents of the building corresponds to a particular point on the diagram. The position of the point can be used to decide whether it is justified to take additional fire protection measures. **In this case zone 1 means that the risk is very low, so preventive measures are sufficient.**

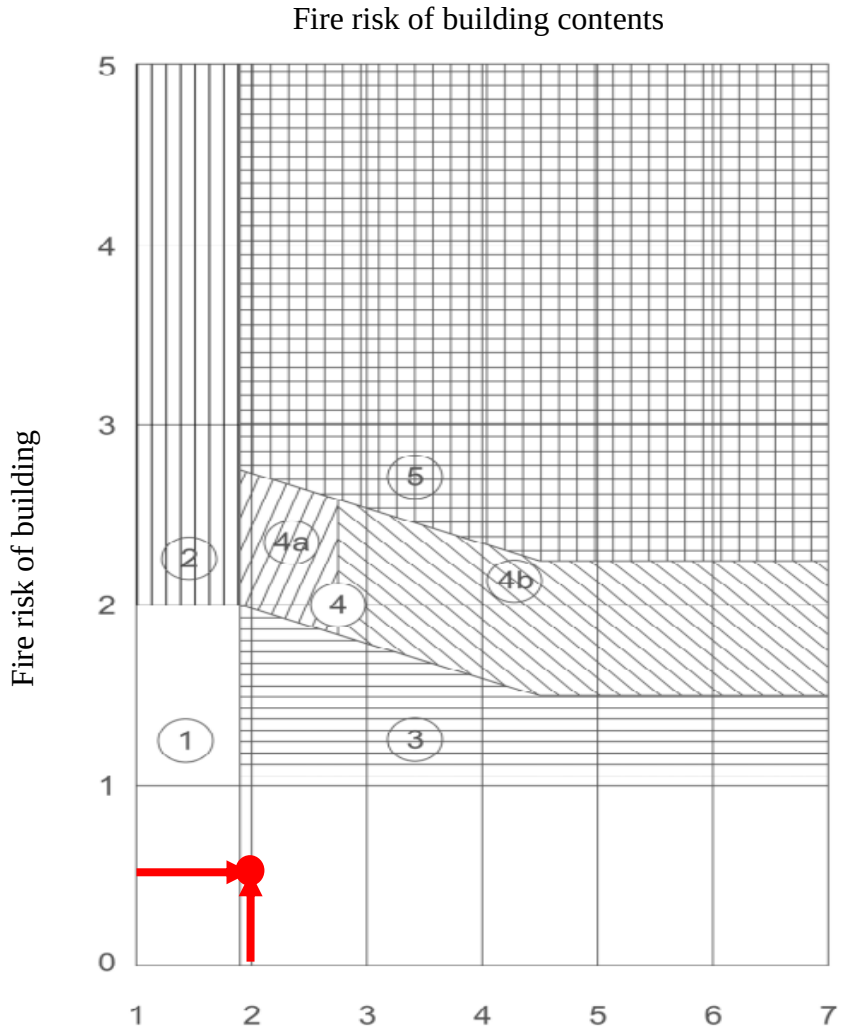


Figure 3. Fire risk decision diagram

2.4. Evacuation time from Faculty

Time of evacuation of school building was calculated by using the program „Pathfinder“ [5]. The building floor plan is presented in Figure 1. The maximum number of employees and students that can be present in the building is N = 130.The farthest room from the evacuation exit from the building is L = 20 m. The width of the exit door which leads directly to a safe place is 1.0 m and is located in the main hall. The total time of evacuation is sum of times for leaving the rooms, moving through the halls and stairs and arriving at the safe place. For example, Figure 4 presents the time of evacuation when occupants are in different rooms.

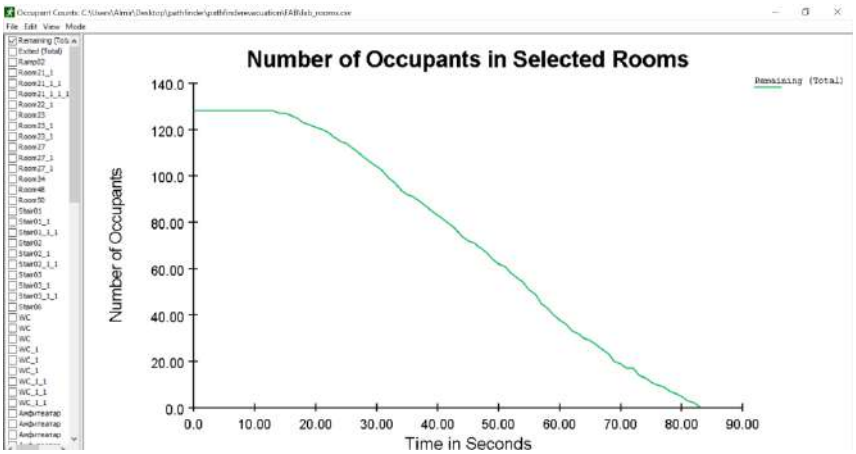


Figure 4. Evacuation time from different rooms

According to the calculations, the total time of evacuation is **t=1.38 min. This time is shorter than the time for the fire brigade to arrive and start extinguishing the fire.**

Conclusion

In accordance with the conducted research, it can be concluded that the Faculty of Business Administration is in very good condition and already fulfil all the necessary measures for protection against fire.

Based on the results obtained, it is recommended to make an evacuation plan in each floor and also to reduce into minimum the flammable materials located in the basement.

The analysis has shown that, for fast and initial, but still sufficiently accurate assessment of the risk pertaining to fire outbreak, one can use quality methods as are the Matrix Method and the Elementary Five-Step Method.

In accordance with the conducted research, compared to these methods, it can be concluded that the application of quantitative methods, as the "Euro-alarm" Method, is more effective and these methods are used for more detailed analyses in assessing the risk related to fire outbreak in a specific structure.

REFERENCES

[1] Yung D., Principles of Fire Risk Assessment in Buildings, Toronto, Canada: Wiley, 2008.
[2] Watts M.W and Hall J.R., 72-Introduction to Fire Risk Analysis, SFPE Handbook of Fire Protection Engineering-Volume 3, Fifth Edition, Society of Protection Engineers, Boston, Massachusetts and Springer Science, New York, NY pp 2817-2826: Springer, 2016.
[3] Standard SRPS U.J1.030, Fire protection - Fire load, Office Gazette of SFRJ, 36/76, 1976
[4] Z. Sekulović, M. Bogner i S. Pejović, Preventive Fire Protection, ETA, Beograd, 2012 (in Serbian).
[5] Pathfinder 2022, https://www.thunderheadeng.com/pathfinder.
[6] ISO 31000,Currentdraftvocabulary for riskmanagement – ISO/IEC Guide 73:2018.
[7] Andrew Furness and Martin Muckett, Introduction to fire safety management, Elsevier Ltd, 2007.
CHEN Yuan-ping, LI Zeng-Hua, Fire control engineering. China University of Mining and Technology Press, 2002.

IX. УСТОЙЧИВО СТРОИТЕЛСТВО И ЕКОЛОГИЧНА СИГУРНОСТ

IX. SUSTAINABLE CONSTRUCTION AND ENVIRONMENTAL SECURITY

ИЗМЕРВАНЕ НА ПОЛЗИТЕ ОТ УСТОЙЧИВ СТРОИТЕЛЕН ПРОЕКТ

Борис Сачански

УАСГ

BENEFITS EVALUATION OF SUSTAINABLE CONSTRUCTION

Boris Sachansky

UACEG

***Abstract**: Sustainable construction in the context of increasing the economic value of assets, reducing the negative impact on the environment, and improving the operational conditions of projects is explored in this report. The benefits of applying sustainable practices in construction projects are systematized to increase their applicability in practice. The report analyses the financial, environmental, and social benefits of a sustainable construction project and proposes methods for calculating some of them.*

***Key words**: sustainability, benefits, construction project*

1. Въведение

Сградите, в които хората прекарват около 80% от времето си, допринасят за приблизително 40% от глобалните емисии на парникови газове. Ефектите от глобалното затопляне се усещат чувствително във всяка точка на Света и тяхното овладяване е от критично важно значение за просперитета на държавите и техните жители. Здравната криза вследствие на КОВИД-19 и енергийната, и ресурсна криза от войната в Украйна допълнително влияят негативно върху световната икономика. В този контекст устойчивото строителство цели да намали консумацията на енергия, изразходването на ресурси и въздействието върху околната среда, като същевременно подобрява здравето, комфорта и продуктивността на обитателите на сградите, намалява експлоатационните им разходи и увеличава пазарната им стойност. Докладът разглежда различните допълнителни финансови, екологични и социални ползи на устойчивите сгради, като систематизира и предлага начини за измерване на някои от тези ползи.

2. Допълнителни финансови ползи

Сред основните цели на устойчивото строителство са да се повиши енергоефективността на сградата, като същевременно се подобри качеството и дълготрайността й, а също така и вътрешната й среда. Тези характеристики неминуемо водят до финансови ползи, изразяващи се в по-ниски експлоатационни разходи и разходи за поддръжка, и по-висока пазарна стойност на актива [1-4].

2.1. Енергоефективност

По-добрата енергоефективност на устойчивите сгради спрямо стандартните такива се изразява в прилагането на по-качествена сградна обвивка с по-добри енергийни характеристики и в интегрирането на възобновяеми енергийни източници.

Тези елементи спомагат за максимално пестене на енергия, което води до по-ниски експлоатационни разходи и разходи за поддръжка.

А) Сградна обвивка

Характеристиките на сградната обвивката имат съществено влияние върху потреблението на енергия в сградите, което се изразява в намаляване на необходимата енергия за отопление през зимата и за охлаждане през лятото. Следователно трябва да се отчетат два аспекта: пестене на въглищна енергия през зимата и пестене на климатична енергия през лятото:

- *Икономия на въглищна енергия през зимата*

Икономията на енергия ΔE_1 и на въглища ΔQ_e^C вследствие на по-ефективната сградна обвивка на устойчивата сграда през зимния отоплителен период могат да бъдат изчислени по следните формули:

(1) $$\Delta E_1 = \frac{(HLI_S - HLI_G) \times A \times Z}{E_{eff}}, [kWh/year]$$

(2) $$\Delta Q_e^C = \frac{(HLI_S - HLI_G) \times A \times Z}{E_{eff} \times H}, [kg/year]$$

Където индексът на топлинни загуби (heath loss index – HLI, [kW/m2]) на Стандартната сграда е HLI_S, а HLI на Устойчивата сграда е HLI_G, отопляемата площ е A[m2], E_{eff} е коефициентът на полезно действие на отоплителната инсталация, дните на отопление са Z, топлинната стойност (heat value) на стандартно изгаряне на въглища е H (kJ/kg) [3].

- *Икономия на климатична енергия през лятото*

Количеството спестена енергия за охлаждане на устойчивата сграда спрямо стандартна такава, ΔE_2 може да бъде изчислена по формула (3):

(3) $$\Delta E_2 = \frac{a_G - a_S}{(1 - a_G) \times COP} \times \sum_{i=1}^{n} q_i \times A_i \times h_i \times D_i \ , [kWh/year]$$

Където топлинният индекс на i-тата стая, охлаждана през лятото е q_i, площта на i-тата стая е A_i, дните на използване на климатик през лятото са D_i, средните часове на използване на климатизация на i-тата стая всеки ден са h_i, коефициентът на полезно действие на климатичната инсталация (Coefficient of Performance) е COP, a_G е коефициентът на енергийна ефективност (energy efficiency ratio) на устойчивата сграда, а a_S - коефициентът на енергийна ефективност на стандартната сграда [3].

Б) Интегриране на Възобновяеми Енергийни Източници

През последните години се наблюдава съществено развитие в разработването на различни Възобновяеми Енергийни Източници, приложими при различни условия. В една сграда това могат да бъдат геотермална енергия, вятърни мелници, соларни фотоволтаични панели и соларни бойлери.

- *Енергоспестяване от соларни бойлери*

Спестяването на енергия от прилагането на соларни водонагревателни системи ΔE_3 може да бъде изчислено по следните формули:

(4) $$\Delta Q_{HW} = Q_W \times c_w \times (t_{end} - t_i) \times f, [kJ]$$

(5) $$\Delta E_3 = \frac{\Delta Q_{HW}}{\lambda}, [kWh/year]$$

Където Q_w е годишното общо потребление на вода (кг); c_w представлява специфичен топлинен капацитет на водата при постоянно налягане (стойността му е 4,1868 kJ/(kg◦C)); t_{end} е крайната температура на водата в резервоара (◦C); t_i е началната температура на водата (◦C); f отразява степента на осигуряване на слънчева енергия, чиято стойност обикновено е между 0,3-0,8; λ представлява коефициент за преобразуване на мощност в енергия и е равен на 3600 kJ/kWh [3].

- *Енергоспестяване от соларни фотоволтаични системи*

Спестяването на енергия от прилагането на соларни фотоволтаични системи ΔE_4 може да се изчисли по следните формули:

(6) $$\Delta Q_{LE} = J_T \times A_C \times \eta$$

(7) $$\Delta E_4 = \frac{\Delta Q_{LE}}{\lambda}, [kWh/year]$$

където J_T представлява годишното количество слънчева радиация (kJ/m2) в областта; A_C е площта на ослънчаване на системата от фотоволтаици (m2); η представлява преобразувателната им ефективност (conversion efficiency of photovoltaic array); λ представлява коефициент за преобразуване на мощност в енергия и е равен на 3600 kJ/kWh [3].

В) Общи ползи от енергоефективност:

Общото годишното количество спестена енергия в устойчивата сграда може да се изчисли по формула (8):

(8) $$\Delta Q_e^{\mathrm{E}} = \Delta E_1 + \Delta E_2 + +\Delta E_3 + \Delta E_4, [kWh/year],$$

Общите допълнителни финансови ползи ΔB_F^{E} от годишната икономия на енергия на устойчивата сграда могат да се изчислят:

(9) $$\Delta B_F^{\mathrm{E}} = \Delta Q_e^{\mathrm{E}} \times P^E, [€/\mathrm{year}]$$

Където ΔQ_e^{E} е количеството спестена енергия, а P^E е цената на електроенергията към крайния потребител.

2.2. Водоефективност

По-ниската консумация на вода несъмнено води до по-ниски експлоатационни разходи. Съществуват два метода за осигуряване на максимална водоефективност в една сграда:

А) Използване на алтернативни водоизточници

Това могат да бъдат преизползвана дъждовна вода и отпадъчна вода. Дъждовната водата може да бъде събирана в цистерни и резервоари и да се използва за напояване на зелените площи при необходимост. Преизползването на отпадъчните води се състои в улавянето на сивата вода (използваната вода от мивки, душове, перални, сушилни) и прилагането й за напояване или за черна вода (тоалетни чинии, миялни). Останалата отпадъчна вода може да се преобразува в пречистена (рециклирана) вода и да се преразпределя към различните сгради и съоръжения за непитейни нужди, като озеленяване, земеделие, почистване на улици, производство на бетон, охлаждане на електроцентралите и пр. [1, 2].

Б) Намаляване на потреблението на вода

Устойчивото проектиране предвижда използването на икономични и ефективни технологии за водоснабдяване, като ниско-дебитни автоматични кранове и др., които могат да осигурят около 20% по-ниско потребление на вода. Също така могат да бъдат предвидени сухи компостни тоалетни, неизползващи вода, които могат да намалят консумацията на вода в едно домакинство с около 30%. Те са често приложими и в обществени сгради. Това са тоалетни, които обработват човешките отпадъци чрез биологичен процес, наречен компостиране. Този процес води до разлагане на органичните вещества и превръща човешките отпадъци в тороподобен материал. Компостирането се извършва от микроорганизми (главно бактерии и гъби) при контролирани аеробни условия [1].

Общите допълнителни финансови ползи от годишната икономия на вода на устойчивата сграда ΔB_F^W могат да се изчислят по формула (10):

(10) $$\Delta B_F^W = \Delta Q^W \times P^W, [€/\mathrm{year}]$$

Където количеството спестена вода в устойчивата сграда е ΔQ^W, а цената на водата към крайния потребител е P^W.

2.3. По-висока пазарна стойност

Всички допълнителни ползи на устойчивата сграда, като по-ниски оперативни и експлоатационни разходи, по-високо качество и дълготрайност, по-добра вътрешна среда, я правят по-конкурентоспособна, съответно и с по-висока пазарна стойност в сравнение с подобна конвенционална сграда. Проучвания разкриват, че по-високата цена на зелената сграда се увеличава с нивото на сертифициране (между 2-5% за по-нисък клас до 10-16% за най-висок клас) [1]. Изследвани са допълнителните разходи спрямо нивото на сертифициране за 10 различни обекта, според която за по-ниски нива на сертифициране допълнителните разходи са между 1-4%, а за най-високи нива – между 6 и 10% [4]. Това показва, че по-високите цени или наеми на зелените сгради обикновено надвишават допълнителните инвестиционни разходи за предприемачите, което потвърждава рентабилността им.

Оценката на допълнителните ползи от по-високата пазарна стойност на сградата се извършва чрез изготвяне на пазарна оценка според Сравнителния метод. Сравняват се сходни по местоположение и характеристики имоти според официални пазарни данни. Допълнителните финансови ползи от по-високата пазарна стойност на устойчивата сградата ΔB_F^A могат да се изчислят:

(11) $$\Delta B_F^A = P^G - P^S, [€]$$

Където пазарната оценка на стандартната сграда е P^S, а на устойчивата - P^G.

2.4. По-високо търсене и Готовност за Плащане

Допълнителните ползи на устойчивите сгради ги правят по-привлекателни за потенциални наематели или купувачи. Все повече фирми залагат в портфолиата си изискване производствените им активи да са сертифицирани по конкретен Сертификат за устойчивост. Проучвания, фокусирани върху жилищния пазар, показват, че клиентите имат по-висока Готовност за Плащане[1] (Willingness To Pay) за зелени сгради, която варира между 3%-8% спрямо нивото на сертифициране. Към настоящия момент тези ползи са трудно измерими в количествено отношение, но може да се пресметнат като се приложи качествена оценка [1, 4].

2.5. По-ниско текучество

Поради по-високата конкурентоспособност и търсене на зелените сгради, те също така отчитат по-висока заетост, по-ниско текучество и по-бавна амортизация с по-ниски разходи за поддръжка [4]. Проучвания на сертификатът за качествена вътрешна среда на сградите The WELL Certificate сочат, че някои фирми констатират 27% по-ниско текучество на служители на годишна база, изразяващо се в 132,500€ спестени разходи след като са модернизирали техните сгради. Към настоящия момент тези ползи са трудно прогнозируеми в количествено отношение и трябва да бъдат обследвани индивидуално за всеки проект [5].

2.6. Банкови и данъчни облекчения

Ползите от банкови и данъчни облекчения в различните държави зависят от политиките им спрямо развитието на устойчивото строителство на локално ниво. В САЩ и някои страни от Европейския Съюз, инвеститорът може да се възползва от по-ниски данъци, бонуси за преизползване на градски терени, ускорен процес за издаване на разрешение за строеж, по-добри кредитни условия, а потребителите плащат по-ниски данъци за имотите си. Отчитането на тези ползи зависи от региона, в който се намира съответната сграда и естеството на проекта [1].

3. Допълнителни ползи за околната среда

Устойчивото строителство играе ключова роля в Целите за Устойчиво Развитие (ЦУР) на ООН, тъй като една от основните му задачи е минимизиране на отрицателното въздействие на този бранш, и свързаните с него индустрии и процеси, върху околната среда, и опазването на биоразнообразието. Зелените сгради имат по-нисък въглероден отпечатък, допринасят за по-малко емисии на парникови газове, намаляват изразходването на земните ресурси и отпадъците. Икономическите ползи от тези ефекти могат да се изчислят с помощта на различни методи за оценка на техните цени в сянка[2].

Съществуват различни методи за оценка на цената в сянка на даден ефект или услуга. Могат да се систематизират в следните групи:

А) Пазарни методи

- Пазарните цени могат да бъдат използвани за оценка на стойността на дадени суровини или услуги на базата на пазарната им стойност, например пазарната цена на дървесината. Възможно е да се наложи модифициране на тези цени при наличие на пазарни изкривявания, като субсидии и пр.
- Предотвратяващият подход отчита цената, която биха платили потребителите, за да избегнат екологични разходи и е тясно свързан с разходите за подмяна. Например разходите за пречистване на водата могат да заместят стойността на щетите от замърсяване на водата.
- Методът на разходите за пътуване използва цената, която плащат лица, предприели пътуване до място за отдих (разходи за път, входни такси, алтернативната цена на времето), за заместител на развлекателната стойност на това място.

Б) Социални методи

- При подходите за декларирани предпочитания се правят внимателно структурирани въпросници на специално подбрани участници, които разкриват предпочитанията им за дадена промяна в определен екологичен актив.
- Подходите за субективно благосъстояние използват специфични проучвания с цел да дадат ясна оценка на влиянието на промяната върху субективното благосъстояние. Такива оценки могат да се преобразуват в парични стойности.

В) Разходни методи

- Методът на разходите от вреди (damage costs), които биха били причинени при липса на дадена услуга, оценява нейната стойност. Този метод е приложим при услуги като филтриране на въздуха, намаляване на шума и др.
- Метод на разходите за замяна отчита разходите за осигуряване на услуга или инженерно решение, изпълняващо функция, подобна на тази на разглежданата услуга. Например мочурищата, осигуряващи защита от наводнения, могат да бъдат оценени на база разходите за изграждане на бариери срещу наводнения с подобна ефективност.
- Методът на алтернативните разходи отчита пропуснатата стойност за защита, подобряване или създаване на определен екологичен актив. Например, ако дадена земя се запази като гора, се губят пропуснатите ползи (алтернативните разходи) от селскостопанско производство [6].

Оценяването на цената в сянка на непазарните екологични ефекти е от съществено значение при анализа и вземането на стратегически решения, което намалява риска от загуби за благосъстоянието и благополучието на населението [7].

3.1. Спестяване на въглища

Електроенергията за битови нужди в България идва предимно от изгарянето на въглища. Според Доклад на ТЕЦ Марица Изток 2 към Комисията за Енергийно и Водно

регулиране от Юни 2020г., средният разход на въглища за 2018г е 1,59кг/kWh, което означава, че 1,59 кг стандартни въглища могат да произведат 1 kWh енергия [8]. Размерът на спестяванията на въглища, вследствие на интегрирането на устойчиви практики може да се изчисли по формула (12):

(12) $$\Delta Q_V^C = \Delta Q_e^C + k \times (\Delta E_2 + \Delta E_3 + \Delta E_4), [kg]$$

Където k е средният разход на въглища за kWh. Общите допълнителни ползи за околната среда от годишната икономия на въглища на устойчивата сграда ΔB_V^C могат да се изчислят по формула (13):

(13) $$\Delta B_V^C = \Delta Q_V^C/1000 \times P^C, [€/\text{year}]$$

Където ΔQ_V^C е общото количество спестени въглища, изчислено по формула (12), а пазарната цена на стандартните въглища в района е P^C [3].

3.2. Намаляване на емисиите на парникови газове

Изгарянето на въглища стандартно отделя въглероден диоксид (CO_2), серен диоксид (SO_2), азотни оксиди (NO_x) и др. Всеки замърсител притежава коефициент на изпускане при стандартно горене на въглища (discharge coefficient of standard coal combustion) ($\propto_j$) и цена за изпускане, дадени в Таблица 1:

Таблица 1: Коефициенти на изпускане на парникови газове и цени

Парников газ	**Коефициент на изпускане**	**Цена за изпускане ($/t)**
Въглероден диоксид (CO_2)	2,493	23,46
Серен диоксид (SO_2)	0,033	2932,55
Азотни оксиди (NO_x)	0,0038	92,61
Димен прах	0,0096	40,35

Като умножим спестените количества изгорени въглища всяка година по коефициентите на отделните парникови газове, ще получим общото спестено количество емисии на парникови газове на устойчивата сграда от по-висока енергоефективност на година по формула (14):

(14) $$\Delta Q_j^G = \Delta Q_V^C \times \propto_j, [kg/year]$$

Където ΔQ_j^G е намалението на j-тия парников газ при изгаряне на въглища, а $\propto_j$ е коефициентът на изпускане на j-тия парников газов. Допълнителните ползи на устойчивата сграда за околната среда от намаляването на емисиите на парникови газове ΔB_V^G могат да бъдат изчислени по формула (15):

(15) $$\Delta B_V^G = \sum \Delta Q_j^G \times P_j^G, [€/\text{year}]$$

Където P_j^G е цената на изпускане на j-тия парников газ [3].

3.3. Въглероден отпечатък

Съществен компонент на устойчивото строителство е използването на устойчиви материали с нисък въглероден отпечатък. Необходимата енергия за производството на използваните строителни материали допринася около 15%-20% от общата използвана енергия от сградата за период от 50 години [1]. Строителните дейности по света консумират милиарди тонове суровини всяка година, затова става все по-наложително да се използват зелени строителни материали и продукти, като по този начин се помогне за опазването на намаляващите невъзобновяеми ресурси в глобален план.

Подходящият избор на строителни материали трябва да вземе предвид редица фактори, като въздействието върху околната среда през целия им жизнен цикъл (от извличането на суровините през използването им и до повторната им употреба, рециклиране или изхвърляне). За целта се извършва Оценката на жизнения цикъл (Life

Cycle Assessment - LCA) на материалите и на цялата сграда. Разглеждат се характеристики, като:

- Необходима енергия за добив, производство и транспорт;
- Изчерпване на природните ресурси; замърсяване на въздуха и водата; изхвърляне на опасни и твърди отпадъци;
- Рециклируемост и трайност и др.

Използването на устойчиви материали съответно води до по-ниски емисии на парникови газове и по-ниска консумация на енергия от индустрията. Допълнителните ползи на устойчивата сграда за околната среда от по-ниския й въглероден отпечатък ΔB_V^M могат да бъдат изчислени по формула (16):

(16) $$\Delta B_V^M = \sum \Delta Q_j^M \times P_j^G + \Delta Q_M^{\mathrm{E}} \times P^E, \ [€]$$

Където ΔQ_j^M е намалението на емисии на парникови газове вследствие на влагането на устойчиви материали, P_j^G е цената на j-тия парников газ, ΔQ_M^{E} е намалението на консумацията на енергия вследствие на влагането на устойчиви материали, а P^E е цената на енергията.

3.4. Опазване на водните ресурси

В контекста на намаляващите природни запаси на питейна вода през последните десетилетия, ограничаването на нейната консумация в сградата не само намалява експлоатационните й разходи, но и спомага за опазването на водните ресурси, което носи ползи за обществото и околната среда.

Публично достъпни документи за оценка, налични в плановете за управление на водните ресурси на водоснабдителните дружества в Англия и Уелс, отчитат пределните разходи (известни също като "средни допълнителни социални разходи") за осигуряване на допълнително количество вода. Тези разходи могат да служат за заместител на икономическата стойност на водните ресурси. Средните за отрасъла допълнителни социални разходи за осигуряване на допълнителен милион литра на ден са около 1,5 милиона паунда, или $P_V^W = 1{,}5\ £/\ell/\mathrm{day}$. Тази стойност може да бъде приета за цената в сянка на водата като земен ресурс [9]. По този начин могат да се изчислят допълнителните ползи за околната среда от спестяването на вода ΔB_V^W по формула (17):

(17) $$\Delta B_V^W = \Delta Q^W \times P_V^W \times 365, [€/\mathrm{year}]$$

Където ΔQ^W е общото количество спестена вода в устойчивата сграда, а P_V^W е хедоничната цена на водата.

3.5. Опазване на ландшафта

Замърсена от промишлени дейности земя може да доведе до икономически социални разходи за обществото. Съответно интервенции, третиращи тези проблеми, могат да имат ползи за жителите, посетителите, бизнеса и икономиката като цяло. От друга страна, опазването на ландшафта може да допринесе за ползи, свързани с осигуряване на развлекателни дейности, като наблюдение на природата (например на птици), туризъм, хубави гледки и отдих [9]. Всички регламенти за сертифициране на устойчиви сгради обръщат особено внимание на характеристиките на проекта, свързани с опазването на ландшафта и земните маси и почви. Към настоящия момент ползите, свързани с тези елементи са трудно измерими в количествено отношение и зависят в голяма степен от характеристиките на проекта.

3.6. Опазване на биоразнообразието

Биоразнообразието е един от ключовите компоненти на природния капитал, което подпомага предоставянето на екологични стоки и услуги на хората. Устойчивото строителство цели да има минимално отрицателно въздействие върху биоразнообразието на и около обекта посредством:

- ограничаване на замърсяването на повърхностните и подпочвени води, почвата и въздуха;
- осигуряване на непрекъснатост на екологичните коридори
- защита на растителните и животински видове на и около обекта (опазване на корени, гнезда, размножителна среда и т.н.)
- ограничаване и управление на отпадъците през целия жизнен цикъл на сградата [1, 2]

Остойностяването на биоразнообразието обикновено се изчислява на хектар или на домакинство, като се използват социални методи с подходи на декларирани предпочитания. За да се избегне двойно отчитане, биоразнообразието следва да се оценява само когато оказва пряко въздействие върху благосъстоянието на хората и когато е допълнение към други ползи [9]. Към настоящия момент тези ползи са трудно измерими в количествено отношение и зависят в голяма степен от характеристиките на проекта.

3.7. Намаляване на отпадъците и използване на рециклируеми материали

Дейности като депониране на отпадъци, добив на полезни изкопаеми и други ресурси допринасят за социални разходи като шум, претовареност, прах, миризми и пр. Тези ефекти могат да нарушат общественото благосъстояние на даден район и да имат негативно въздействие върху здравето.

След като една устойчива сграда използва рециклирани и рециклируеми материали вместо конвенционални такива, то тя намалява количеството отпадъци по време на строителството й и по време на извеждането й от експлоатация. Прилагайки разходния метод, цената в сянка на строителните отпадъци може да бъде приета за равна на разходите за добив на ресурсите, от които са изградени тези материали и ползите за околната среда вследствие намаляване на отпадъците ΔB_V^A могат да бъдат изчислени по формула (18):

(18) $$\Delta B_V^A = \sum_{i=1}^{n} \Delta Q_i^A \times C_i^A, [€]$$

Където ΔQ_i^A са количествата спестени отпадъци от прилагането на различни рециклирани и рециклируеми материали, а C_i^A са разходите за добив на ресурсите им.

Например цената в сянка на преизползването на бетонови отпадъци ще е равна на сумата от разходите за добив на цимента, пясъка и чакъла, използвани за направата му.

4. Допълнителни социални ползи

Една от целите на устойчивото проектиране е да осигури по-добро здраве, комфорт и продуктивност на обитателите.

4.1. Качество на Вътрешната Среда

А) По-висока производителност

Проучвания показват, че по-добрият термален комфорт и качество на въздуха могат да увеличат производителността на служителите средно с 11–25% годишно, а учениците напредват с 15-20% по-бързо, когато имат добра вътрешна среда и добри гледки [1, 4, 5, 11]. Докато собственикът на една устойчива сграда може да не усеща директни финансови ползи от повишената производителност на обитателите, това може да има индиректни ползи под формата на увеличена пазарна стойност, по-високи нива на заетост и по-ниско текучество. Друго проучване обследва сграда, сертифицирана по The WELL Certificate, и констатира, че цената в сянка на увеличената производителност на един човек с 21% се равнява на 19,100$ на година [10].

. Прилагайки разходния метод, цената в сянка на повишената продуктивност може да бъде приета за равна на намалените разходи за заплати на служителите.

Допълнителните социални ползи от по-високата производителност на служителите в една устойчива сграда ΔB_S^p могат да бъдат изчислени по формула (19):

(19) $$\Delta B_S^p = \sum_{i=1}^{m} p_i^G \times R_i^S \text{, [€/year]}$$

Където p_i^G е повишената производителност на i-тия служител в устойчивата сграда (която може да е различна в зависимост от естеството на работа на отделните служители) [%], а R_i^S са годишните разходи за заплата на i-тия служител.

Б) Качество на въздуха

Вътрешната среда на устойчивата сграда също така повишава комфорта на обитателите и намалява емисиите на вредни и токсични вещества на територията й (напр. Летливи Органични Съединения (ЛОС)). Проучвания на Американския Колеж по Алергии показват, че приблизително 50% от всички заболявания се влошават или са причинени от замърсен въздух в помещенията, а случаите на заболявания свързани със сградите и синдром на болната сграда[3] (СБС) продължават да нарастват [1].

Лошото качество на въздуха в помещенията е причинено обикновено от източници, които отделят газове или частици във въздуха, например вложените строителни материали, като PVC, тежки метали, бои и лепила и др. Недостатъчната вентилация най-често е причина за натрупване на тези замърсители като не вкарва достатъчно външен въздух за разреждане на емисиите от вътрешни източници и/или да не изкарва замърсителите навън.

За оценка на ползите от по-качествен въздух в затворените помещения може да се използва методът на разходите от вреди (damage costs), които се изчисляват на годишна база. Разходите от вреди отразяват отрицателното въздействие на замърсителите за всеки тон емисии. Тези стойности оценяват годишните обществени разходи вследствие на емисиите на замърсители на въздуха. Разглеждат се 5 замърсителя: азотни оксиди (NOx) прахови частици (PM2.5), серен диоксид (SO2) летливи органични съединения (ЛОС) (Volatile Organic Compounds (VOC)) и амоняк (NH3). В Таблица 2 са дадени разходите от вреди на различните замърсители [9, 12]:

Таблица 2: Разходи от вреди на различните замърсители

Замърсител	**Разходи от вреди (£/t)**
NOx	6 385
SO2	13 206
NH3	7.923
VOC	102
PM2.5	73 403

Допълнителните социални ползи на устойчивата сграда от намаляването на емисиите на замърсители във вътрешната среда на сградата ΔB_S^P могат да бъдат изчислени по формула (20):

(20) $$\Delta B_S^P = \sum \Delta Q_j^G \times P_j^P \text{, [€/year]}$$

Където ΔQ_j^P е намаленото количество емисии на j-тия замърсител в устойчивата сграда спрямо подобна стандартна такава, а P_j^P е цената на изпускане на j-тия замърсител.

В) Шумово замърсяване

Шумът и вибрациите от източници, като ОВК системи, помпи, трафик, строителство, промишленост и т.н., често може да предизвика дискомфорт, разсеяност, понижена продуктивност, безсъние, раздразнение и дори тежки симптоми, като хипертония, увреждане на слуха и припадъци при по-податливи хора [1]. Тези въздействия имат социална цена. В Таблица 3 са дадени годишните пределни разходи

за експозиция на шум от пътен, железопътен и въздушен транспорт за домакинство през деня и през нощта, които могат да бъдат приети за цени в сянка на тези ефекти [9]:

Таблица 3: Пределни годишни разходи за промяна на стойността на шум с 1 dB

През деня				
Промяна в децибели		Транспорт		
		Пътен	Железопътен	Въздушен
45	46	£ 11,28	£ 3,90	£ 15,61
55	56	£ 51,22	£ 16,98	£ 49,01
65	66	£ 103,96	£ 46,34	£ 79,82
75	76	£ 175,04	£ 93,31	£ 114,75
През нощта				
Промяна в децибели		Транспорт		
		Пътен	Железопътен	Въздушен
45	46	£ 29,20	£ 13,59	£ 37,93
55	56	£ 57,91	£ 28,25	£ 66,56
65	66	£ 86,62	£ 42,92	£ 95,19
75	76	£ 86,62	£ 42,92	£ 95,19

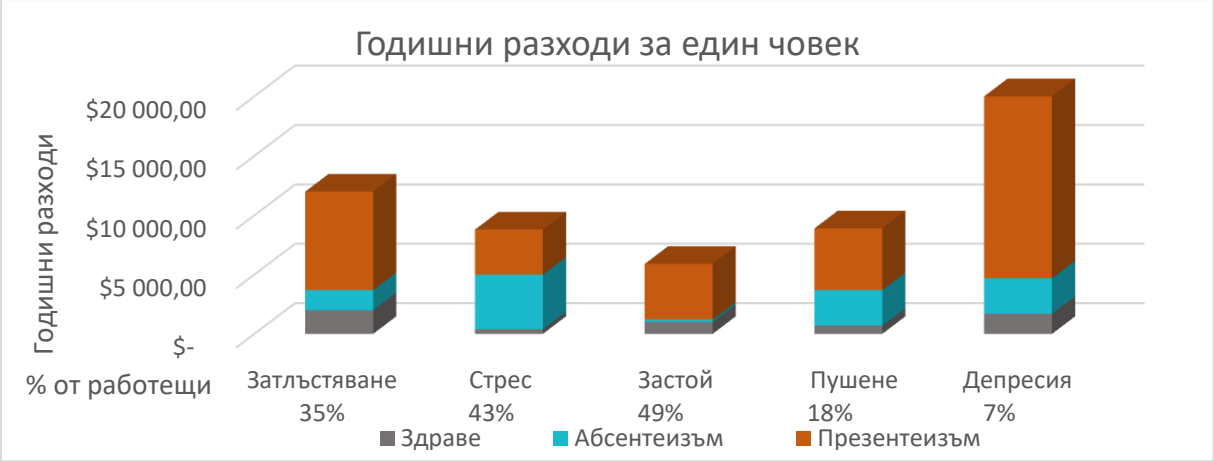
Устойчивата сграда предлага по-добра шумоизолация спрямо подобна стандартна такава. Допълнителните социални ползи от по-добрата шумоизолация ΔB_S^N могат да се изчислят по формула (21):

(21) $$\Delta B_S^N = \sum \Delta Q_j^N \times P_j^N, [€/\text{year}]$$

Където ΔQ_j^N са разликите в стойностите на шум, а P_j^N са техните пределни годишни разходи.

4.2. По-ниски разходи за здравеопазване и болнични

Проучвания в САЩ 10 сочат, че 68% от работната ръка има поне едно хронично заболяване. Ако към списъка се добави и затлъстяването, този процент нараства до 86%. Проучване показва, че хората с едно или повече хронични заболявания в месеца имат между 3 и 10 пъти повече дни, в които не могат да извършват обичайните си трудови задължения, заради което или взимат болничен, или не са продуктивни, в сравнение с човек без хронични заболявания. Осемте най-често срещани хронични заболявания отнемат на работодателя 44 дни годишно на всеки 1000 служители. На следващата графика са отразени резултатите от проучване на Световната Здравна Организация и Харвардския университет, разглеждащо най-често срещаните хронични заболявания и годишните разходи за един боледуващ, базирани върху средна годишна заплата от 75,000 долара [10]:



Фигура 1: Годишни разходи за един човек с хронично заболяване

Абсентеизмът се изразява в неявяване на работното място поради уважителни или неуважителни причини, а презентеизмът се дефинира като присъствие на работа, но без да се постигат оптималните резултати на работното място. От резултатите излиза, че един служител, боледуващ от депресия (около 7% от работната ръка) на година губи около 36 работни дни заради презентеизъм, или общо струва на работодателя си около 19,000$ на година [10].

Друго проучване на Greg Kats от Capital E анализира настоящата стойност на допълнителните ползи и разходи на 33 зелени сгради, получили сертификат на LEED, за период на изследване от 20 години, което показва, че ползите от подобрението на производителността и здравето могат да представляват около 70% от общите спестявания на разходи през жизнения цикъл на сградата [1]:

Таблица 4: Нетни ползи за кв. м. за 20 години

Нетна настояща стойност - 20г.	
Категория	**$/м2**
Енергоефективност	63,8
Намаляване на емисии	13,2
Водоспестяване	5,5
Оперативни спестявания	93,5
Продуктивност и здраве	405,9
Общи ползи за кв. м. за 20 години	**581,9**
Средни допълнителни разходи	-33
Нетни ползи за кв. м. за 20 години	**548,9**

Устойчивата сграда предлага по-добра и комфортна вътрешна среда, водещо до по-удовлетворени и здрави потребители, което на свой ред води до по-ниски разходи за здравеопазване, абсентеизъм и презентеизъм. Към настоящия момент няма налични количествени изследвания относно по-ниските разходи за здравеопазване на устойчивата сграда в сравнение с аналогична стандартна такава.

4.3. По-добър корпоративен имидж

Зелените сгради също така създават работни места като пренасочват заетостта в невъзобновяема енергия към възобновяема енергия и други дялове на зелената промишленост. Един стандартен зелен офис създава приблизително 1/3 (една трета) постоянно работно място годишно, равняващо се на стойност от 11 долара на квадратен метър за увеличаване на заетостта, в сравнение с подобна незелена сграда [1].

От друга страна проучвания сочат, че компаниите, приоритизиращи ангажираност към служителите им и тяхното благосъстояние, имат 10% по-добри постижения от тези, които нямат такива приоритети [5].

Зелената сграда освен това подобрява корпоративния имидж на компаниите, което може да допринесе за индиректни ползи и дава възможност за по-лесно привличане на инвеститори при по-добри пазарни условия [4]. Към настоящия момент липсва пряк количествен анализ на ползите от подобрената корпоративна репутация, свързана с инвестициите в зелено строителство.

4.4. Немонетизируеми ефекти

Монетизацията е процесът на придаване на икономическа парична стойност на даден ефект, предмет или събитие, когато не съществува директна информация за финансовата му стойност. Дори да не е възможно някои разходи или ползи от даден проект да бъдат изразени в парични средства, тези „немонетизируеми ефекти“ следва да бъдат записани и представени като част от оценката. Когато е възможно, те могат да бъдат оценени по друг начин, който да даде представа за тяхната величина и важност.

Изводи

Настоящият доклад разглежда в детайли различните финансови, екологични и социални ползи от устойчивите сгради. За част от тях са дефинирани методи за изчисление, но съществуват такива, за които все още няма достатъчно информация и изследвания. Дори някои ефекти да не могат да бъдат измерени и монетизирани, от съществено важно значение за процеса на вземане на решения е те да бъдат идентифицирани и взети в предвид.

От съществено значение за устойчивото развитие на планетата е институциите максимално да стимулират въвеждането на зелени технологии и практики на всички икономически и обществени нива.

РЕЧНИК

1. Готовност за Плащане (ГЗП) – това е максималната цена при или под която потребителят със сигурност ще закупи даден продукт.
2. Цена в сянка – това е паричната стойност на стока или услуга, която не се търгува на пазара. Ползва се и за преизчисляване на известни пазарни цени, за да се отчете наличието на изкривяващи пазара инструменти (например тарифи, данъци или субсидии)
3. Синдром на Болната Сграда (Sick Building Syndrome SBS)) – това е състояние, при което хората развиват симптоми на заболяване или се заразяват с хронично заболяване от сградата, в която работят или живеят.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Sam Kubba PhD LEED AP, „Handbook of Green Building Design and Construction“ Second Edition, 2016, Elsevier Science;

[2] Anne-Sophie Perrissin-Fabert, „Le cadre de référence du Bâtiment Durable, 21 avril 2015“, Association HQE (Haute Qualité Environnementale), http://www.hqegbc.org/home/ ;

[3] Yuming Liua, Xia Guob, Feiling Hu, „Cost-benefit analysis on green building energy efficiency technology application: A case in China“ – Energy and Buildings, Elsevier, 2014;

[4] Li Zhang, Jing Wu, Hongyu Liu, „Turning green into gold: A review on the economics of green buildings“, Journal of Cleaner Production, Elsevier, 2017;

[5] The WELL Certificate - WELL Tip: Key strategies for making the business case for WELL | Articles | WELL International WELL Building Institute (wellcertified.com)

[6] Government of the United Kingdom, Enabling a Natural Capital Approach (ENCA) Guidance - https://www.gov.uk/government/publications/enabling-a-natural-capital-approach-enca-guidance/enabling-a-natural-capital-approach-guidance;

[7] Румен Брусарски, „Икономически Анализ „Разходи-Ползи“ – 2012;

[8] Дирекция „Електроенергетика и топлоенергетика“ на ТЕЦ Марица Изток 2, Доклад към Комисията за Енергийно и Водно регулиране от Юни 2020г;

[9] Government of the United Kingdom, The Green Book – Central Government guidance on appraisal and evaluation;

[10] The WELL Certificate - https://www.workdesign.com/2018/01/the-dollars-and-sense-of-well-being/

[11] R. Ries, M.M. Bilec, N.M. Gokhan, K.L. Needy, The economic benefits of green buildings: a comprehensive case study, The Engineering Economist 51 (3)(2006) 259–295.

[12] Government of the United Kingdom - Air quality appraisal: damage cost guidance – https://www.gov.uk/government/publications/assess-the-impact-of-air-quality/air-quality-appraisal-damage-cost-guidance

УСТОЙЧИВО СТРОИТЕЛСТВО И НАЦИОНАЛНИЯ ПЛАН ЗА ВЪЗСТАНОВЯВАНЕ И УСТОЙЧИВОСТ

Ячко Иванов[1], Ана Янакиева[2]

Институт по механика, Българска академия на науките

SUSTAINABLE CONSTRUCTION AND THE NATIONAL PLAN FOR RECOVERY AND SUSTAINABLITY

Yatcho Ivanov[1], Ana Yanakieva[2]

Institute of Mechanics, Bulgarian Academy of Sciences

Abstract: *At the beginning of the 21st century, the world was experiencing the demands of a technical revolution 4, environmental problems and ensuring sustainable development. This complex situation was caused by the extremely rapid growth of the human population, for which the predictions are that by 2050 the inhabitants of the planet Earth will be about 10.9 billion. At the same time, over the past three years, human life has been marked by the changes brought about by the COVID-19 pandemic. It has changed people's behaviour and contacts, health care, and condition at work and slowed down the economic development of countries, becoming a global problem. Its overcoming is sought through the implementation of Recovery and Sustainability Plans, i.e., a solution is being sought to restore the economy, but at the same time guarantee future sustainable development, including compliance with the requirements for a drastic reduction of CO2 emissions, as well as the rates of use of natural resources. Attention to the use of recycled materials and secondary products from other branches of the construction industry has been specially strengthened.*
This report deals with the state and tasks facing sustainable construction in the conditions of implementation of the National Plan for Recovery and Sustainability of the Republic of Bulgaria.

***Key words**: COVID-19, sustainable development, sustainable construction, national plan for recovery and sustainability*

[1] Ячко Иванов, чл.кор. дтн инж., Институт по механика, Българска академия на науките, 1113 София, ул. Г. Бончев, бл.4; Yatchko Ivanov, D.Sc, Institute of Mehanics, Bulgarian Academy of Sciences, G. Bonchev str., bl.4; yadir_1@abv.bg;
[2] Ана Янакиева, Институт по механика, Българска академия на науките, 1113 София, ул. Г. Бончев, бл.4; Ana Yanakieva, Assoc.Prof. eng., Institute of Mechanics, Bulgarian Academy of Sciences, G. Bonchev str., bl.4; aniyanakieva@imbm.bas.bg

1. Въведение

Бурното развитие на индустрията през миналия век, белязан като века на новите открития, композитните материали и информационните технологии, наред с положителните си страни, в края на столетието постави пред обществото тревожните въпроси за климатичните промени и опазването на околната среда. През последните десетилетия в 20–ти век се наблюдаваха чести енергийни кризи и бързо нарастване на населението на планетата, които са новите предизвикателства пред човечеството. На дневен ред е новата парадигма на ЕС за устойчиво развитие, което е начин на използване на природните ресурси, при който се задоволят текущите човешките нужди без да се повлиява на естествения баланс на околната среда. Устойчивото развитие обединява два основни стремежа на обществото:

- постигане на икономическо развитие, осигуряващо нарастване на жизнения стандарт (комфорт);
- опазване и подобряване на околната среда (грижа за бъдещето).

Съгласно Световната комисия за околната среда и развитието на ООН (UNFCC COP Report 2004) устойчивост означава „посрещане на днешните нужди, без допускане на компромис към правото на бъдещите генерации да посрещнат техните собствени нужди“.

Новите проблеми пораждат ново отношение към околната среда и бъдещето на човечеството във всички области на човешката дейност. Строителството, като човешка дейност, която има съществено влияние върху жизнената среда, икономиката и добруването на човека, не прави изключение от съвременните тенденции. Нещо повече, още в първия труд в областта на строителството – „Десет книги за архитектурата (De Architectura)“, Vitruvius дефинира архитектурата като „създаване на удобство и устойчивост“. Отнесено към съвремието това означава гарантиране на прецизност, устойчивост и красота. Като допълнителна характерни черти на строителството може да се добави и хармонията, чрез която се осигурява единство между сградата и околната среда.

В началото на второто десетилетие на 21–ви век за нас европейците основополагащ документ за устойчивост и развитие бе стратегията „Европа 2020” която предвиждаше:

- намаляване на емисиите на парникови газове с над 20 % спрямо 1990 г.
- добиване на 20 % от енергия от възобновяеми енергийни източници
- увеличаване на енергийната ефективност с 20 %
- използване на минимум 70 % рециклирани материали [1].

Тези цели, свързани с климатичните промени и енергия, са една от водещите инициативи – „Европа за ефективно използване на ресурсите“, за която все още няма оценка на изпълнението. Отправна точка за разглеждането на строителната индустрия в контекста на устойчивото развитие и на стратегията „Европа 2020” бе факта, че за нея все още е характерна отдалечеността от устойчивостта [2]. Например, за производството на основните строителни материали се консумира значително количество енергия и ресурси, при което се отделя голямо количество оксиди с неблагоприятен ефект спрямо околната среда – CO_2, NO_x и SO_x.

Като ранни усилия за промени в строителството в посока на устойчивото строителство бе повишаването на енергийната ефективност. Те датират от 1960-1980 г. и са свързани единствено с топлоизолирането на сградите. Днес сме свидетели за въвеждане на стандарти за устойчиво развитие в строителството, в които ефективността на строежите (сгради и съоръжения) се разглежда от екологични, икономически и социални позиции.

2. Някой характеристики на съвременната строителна индустрия в Европа и България

Строителният бранш е един сред най–големите работодатели в Европа. Той дава 9,9 % от БВП и 54,9 % от Брутния фискален капитал; дава препитание на 14,9 млн. работници, което представлява 6,4 % от общата заетост в Европа и почти 29,3 % от индустриалната заетост; създава 18 млн. директни работни места; освен това 43,6 млн. работници зависят пряко или косвено от строителния сектор (един работник от строителната индустрия е равен на двама работници от други сектори): има 3,1 млн. работещи фирми. Статистическите данни показват, че 1 евро изразходвано в строителството генерира 3 евро в общата икономическа активност [3]. Посочените данни показват, че строителният бранш е един от важните двигатели на икономиката в ЕС и той следва да заеме важно място и роля при реализацията на мероприятията на зелената сделка и възстановяването на икономиката и постигането на устойчивост в ЕС.

По данни на Камарата на строителите в България (КСБ) [4] през първите пет месеца на настоящата година са прекратили дейността си 7,5% от строителните фирми, вписани в Професионалния регистър на строителите. Прогнозите показват, че се очаква през следващите 2 – 3 месеца още 500-600 или (15–17 %) от строителни фирми да прекратят дейността си. Причините за това неблагоприятно развитие на бранша са: неразплащането с фирмите, както и наблюдавания от почти една година отказ да се финансират нови проекти от общините и държавата. Най-засегнати от ситуацията ще бъдат малките фирми, които не разполагат с финансов ресурс. Затруднения изпитват средните и големи фирми, които получават отказ от банките за кредити. Данните показват, спад на обявените обществени поръчки с 23,9%, а на сключените договори по обществените поръчки с 22,4%.

По данни на Националния Статистически Институт (НСИ) [5] произведената продукция от бранша за първото тримесечие на 2022 г. е намаляла с 14,1% или в стойностно изражение с 2,68 млрд. лв. При това, спадът на продукцията в инженерното строителство е 16,4 %, а в сградното – 12,4 %. Тези резултати ще има негативно отражение и ще рефлектират върху ролята на бранша като един от водещите лидери за развитието на икономиката на страната.

Отчита се и спад при доставката на нови материални активи от строителните фирми – 21,2 %: наблюдава се и тенденция за увеличение на разходите за труд от фирмите с 6, 6 % (402, 5 млн. лв.), както и увеличение с 10,7% на заплащането на часовата ставка на вложения труд през първото тримесечие на 2022 г. в сравнение с същото тримесечие 2021 г., [6].

Намирайки се в кризисна ситуация строителният бранш се мъчи да работи и през първото тримесечие да отбеляза и известни успехи: Издадените разрешения за строителство на сгради са с ръст 9,2 %; Започнатото строителство на нови сгради - с ръст 17,1 %, а въведените в експлоатация новопостроени сгради – с ръст 26,7 %. [4].

Имайки предвид, първоначалния неуспех с одобрението от Народното събрание на промените в Закона за обществените поръчки и неговото закъсняло одобрение чак на 01.08.22, което ще забави значително индексацията на договорите с публичните възложители поставя под въпрос съществуването на целия отрасъл. Това е пагубно за малките, средните и големи фирми и за 200–те хиляди работници в отрасъла, който до скоро произвеждаше 10 % от БВП на страната [7].

Строителният сектор е един от секторите, които силно е засегнат от поскъпването на строителните материали: армировъчна стомана с 60%; дървесина – с 150%; изолационни материали – с около 50%. Затруднения има и по отношение доставките на

материали. Не ясно и кога ще се разработи наредбата за индексация на строителните работи.

3. Същност, критерии и мерки за гарантиране развитието на устойчивото строителство

Към настоящия момент няма общоприето определение за понятието „устойчиво строителство". През 1998 г. Международният съвет за строителство (сега International Council for Research and Innovation in Building and Construction – CIB), дефинира устойчивото строителство като: „… създаване и поддържане на здравословна сградна среда, основана на принципите на ефективно използване на ресурси и екология." (*CIB W82*) [8]. Следващият програмен документ – *Agenda 21 on Sustainable Construction"* повтаря това определение, но и то не разглежда икономическите и социалните въпроси. Въпреки това CIB посочва следните седем принципа (критерия) за устойчиво строителство [8]:

1. Редуциране на ресурсите за строителството;
2. Повторно използване на ресурси;
3. Използване на рециклирани материали;
4. Опазване на природната среда;
5. Изключване използването на токсични материали ;
6. Гарантирана евтина поддръжка;
7. Акцент върху качеството.

Посочените принципи имат отношение към всички етапи на съществуване на една сграда – проектиране, строителство, поддържане (експлоатация, реконструкция и премахване/разрушаване). Тези принципи са приложими и спрямо ресурсите, необходими за строителството: терен (земя), материали, вода, енергия и екосистема [9]. Принципите са водещи при управлението на строителните процесите, които се основават на тоталното управление на качеството.

Развитието на устойчивото строителство създаде нови понятия като:

- високотехнологични, зелени, устойчиви и пасивни сгради;
- високотехнологични, зелени, енергийно-ефективни и устойчиви материали и технологии.

Тези термини се използват като синоними, но единствено понятието „устойчив" съдържа в себе си равнопоставеност на екологичните, социалните и икономическите проблеми на строежите в контекста на съвременните принципи на устойчиво развитие [10]. В българската строителната практика обаче терминът „устойчив" се използва в смисъл на неизменчивост на сградата и строителните материали от тяхното взаимодействието с околната среда. За избягване на двусмисленост препоръчваме използването на прилагателното име „зелен", означаващо признак, качество или свойство показващо съгласуваност с принципите и методологията на устойчивото строителство. Зелена сграда може да се дефинира като проектирана и изградена с енергийно-ефективни и безопасни ресурси при спазване на екологичните изисквания, но към това трябва да се добавят удовлетворяване на повишени изискванията от екологично, социално и икономическо естество в сравнение със сграда изпълнена чрез конвенционалната строителна практика. В зелената сграда се осъществява т. нар. whole-building интегриращ подход, включващ местоположение, енергия, материали, количество и качество на въздуха в сградата, акустика, естествените ресурси и т.н.

Анализът на натрупания през последните години опит показва, че характерните особености на тези сгради са:

- на покрива се създава градината (зелен покрив), който не само придава по-добър урбанистичен вид на сградата, но и участва в нейната топлоизолация;

- във фасадите се влагат фотоволтаични панели и елементи, които направо преобразуват слънчевата енергия в електрическа (по този начин се осигурява над 35 % намаляване на използваната доставена енергия в сравнение с традиционните жилищни сгради);
- обитателите на сградите са осигурени с богата естествена светлина и отлично качество на въздуха;
- сградата може да събира дъждовната вода в цистерни, разположени в приземните етажи, която се използва за поливане на градините на покрива както и като акумулатори за топлина;
- отпадната вода се обработва за повторна употреба в отоплителната и охладителна системи или за използване в тоалетните и др. [11].

Зелените сгради и техните конструкции имат слабо въздействие върху околната среда, което се постига чрез влагане на „зелени строителни материали". Голяма част от използваните днес строителни материали не могат да се класифицират като „зелени". Например годишното световно потребление на цимент през 2021 г. е над тон и половина на човек от планетата. Това означава, че на един човек се пада почти същото количество отделен CO_2и от 3kg до 10kg отделен NO_2 от циментовата и бетоновата индустрия. Решенията са в посока минимизиране количеството на използвания цимент, използване на минерални добавки, използването на високотехнологични бетони и бетони с дисперсна армировка [12-15]. Друго решение е свързано с оползотворяване на CO_2 при производството на калциево-силикатните цименти (LafargeHolcim, Solida Technologie). Перспективно решение е прибавянето на добавки при производството на клинкер, с което се открива възможности за намаляване на температурите, респективно на CO_2. Тук ще отбележим и възможността за намаление на температурата до (1200–1350)^{0}C при производството на сулфо – фероалуминатен циментов клинкер [16] с добавка (40%) на бокситов отпадък като суров материал.

Строителните материали, следва да се оценят като зелени, ако удовлетворяват или надвишават съществените изисквания за [16]:

- пренебрежимо и дори нулево влияние върху околната среда;
- голяма здравина, дълготрайност и стабилност;
- значителна влаго-, водо- и мразоустойчивост;
- висока устойчивост на влага, гниене или биоразграждане;
- безопасност и нетоксичност, вкл. радиоактивност;
- производство в големи количества;
- бързо и ефикасно произвеждане, монтиране, адаптиране и ремонтиране;
- възможност за повторно използване и пълно рециклиране.

Най-общо „зелените строителни материали" се характеризират с ниски енергийни разходи за производство, висока дълготрайност (устойчивост) и незначителни разходи за поддръжка. Те трябва да съдържат и относително голямо количество рециклирани материали, като и да са произведени по начин, осигуряващ пълното им рециклиране за ново влагане и приложение. В напредналите страни вече са направени значителни стъпки за решаване на тези проблеми. В САЩ над 1/3 от общите твърди отпадъци, които заемат значителна земна площ, заплашват подаването на вода и повишават разходите в строителството идват от строителството, но са приети закони, изискващи тяхното намаляване и управление. От 2005 г. в Япония съществуват стандарти, осигуряващи гарантирани показатели на произвежданите рециклирани материали от премахнати строежи, като по този начин се обезпечава безпроблемното им влагане в бетони [17]. Използването на рециклирана вода от производство на бетони и строителни разтвори е нормална практика за всеки бетонов център, но вече и водата,

получена от процеси на смесване, миене и сушене на рециклирани материали се специфицира за използване на конструкционни и масови бетони.

4. Предизвикателства пред строителната индустрия за изпълнение на Плана за възстановяване и устойчивост на Р. България

Планът за възстановяване и устойчивост на Р. България е своеобразен отговор на приетите и лансирани от ЕС мерки за ликвидиране на последиците от кризата, породена от пандемията COVID–19, оформени в Планът за възстановяване и устойчивост на ЕС. За този план г–жа Урсула фон дер Лайен отбелязва „ Планът за възстановяване превръща в огромно предизвикателство, пред което сме изправени, във възможност не само чрез оказване подкрепа за възстановяването, но и чрез инвестиране в нашето бъдеще: Европейската зелена сделка и цифровизацията ще стимулират заетостта и растежа, устойчивостта на нашите общества и доброто състояние на околната среда. Това е часът на Европа. Нашата воля за предприемане на действия трябва да е на нивото на предизвикателствата, пред които всички ние сме изправени".

От гласуваните за изпълнението на Плана на ЕС бюджет 2,018 трилиона евро, които трябва да гарантират изграждането на една по–екологична, по–цифрова и по–устойчива Европа, за Националния план на България са предвидени 6,3 милиарда евро.

Националният ни план за възстановяване и устойчивост е структуриран в четири основни стълба [18]: *Иновативна България* (мерки в сферата на образованието, дигиталните умения, науката, иновациите, технологиите и взаимовръзката между тях); *Зелена България* (с фокус върху устойчивото управление на природните ресурси); *Свързана България* (конкурентоспособност и устойчиво развитие на регионите на страната, подобряването на транспортната и цифрова свързаност); *Справедлива България* (с фокус върху хората с неравностойно положение).

Строителният бранш има отношение към три от четирите стълба, но основно неговите предизвикателствата са в *Зелена България,* който има следните компоненти: Нисквъглеродна икономика; Биоразнообразие и Устойчиво селско стопанство. Участието на бранша е главно в компонент Нисковъглеродна икономика, който има за цел намаляване на въглеродните емисии и енергийната интензивност на икономиката, както и подпомагането на зеления преход чрез реализиране на мерки за повишаване на енергийната ефективност на жилищните, публичните и бизнес сгради, както и чрез стимулиране производството и; използването на енергия от възобновяеми източници. Предвидените реформи и дейности в този компонент са свързани със:

- **Създаване на Национален фонд за декарбонизация;**
- **Улесняване и повишаване ефективността на инвестиции в енергийна ефективност на многофамилни жилищни сгради;**
- **Разработване на дефиниция и критерии за "енергийна бедност" за домакинствата в Закона за енергетиката;**
- **Енергийна ефективност в сграден фонд;**
- **Програма за финансиране на единични мерки за енергия от възобновяеми източници в еднофамилни сгради и многофамилни сгради;**
- **Енергийно ефективни общински системи за външно изкуствено осветление;**
- **Механизъм за финансиране на проекти за енергийна ефективност и възобновяеми източници заедно със сметките за енергия;**
- Обслужване на едно гише;
- Стимулиране на производството на електроенергия от ВЕИ;

- Дигитална трансформация и развитие на информационните системи и системите реално време на Електроенергийния системен оператор в условията на нисковъглеродна икономика;
- Изготвяне и приемане на Национална пътна карта за подобряване на условията за разгръщане на потенциала за развитие на водородните технологии и механизмите за производство и доставка на водород;
- Схема за подпомагане на пилотни проекти за производство на зелен водород и биогаз;
- **Либерализация на пазара на електрическа енергия;**
- **Развитие на нисковъглеродна икономика и създаване на Комисия за енергиен преход и изработване на Пътна карта към климатична неутралност;**
- **Декарбонизация на енергийния сектор*;**
- Създаване на държавно предприятие „Конверсия на въглищни региони";
- Подобряване на корпоративното управление на държавните компании в енергийния сектор;
- Схема в подкрепа на изграждането на минимум 1.4GW ВЕИ и батерии;
- Развитие на използването на геотермална енергия в България за производство на електрическа и топлинна енергия;
- Национална инфраструктура за съхранение на електрическа енергия от ВЕИ (RESTORE).

Планът за възстановяване и устойчивост на България, след одобрение от ЕК ще бъде финансиран от ЕК с определените 6,3 милиарда евро под формата на безвъзмездни средства. За подкрепа за устойчиво енергийно обновяване на жилищния сграден фонд са предвидени 1 189 503 лв. (от Механизъм за възстановяване и устойчивост – МВУ), както и 236 226 лв. (от национално публично съфинансиране) и 70 618 лв. (от частно съфинансиране) За подкрепа за устойчиво енергийно обновяване на нежилищния сграден фонд средствата са респективно - 617 656 лв., 123 531 лв., и 235 200 лв.

МРРБ планира, освен средства от ЕС по Програмата за възстановяване и устойчивост, да гарантира финансиране за следните дейности [19]:

- Обществени поръчки за основен и текущ ремонт на 3000 км. пътища.
- Проектиране и започване на строителство на втори мост на Дунав (Русе или др.).
- Проектни проучвания за АМ „Черно море" с тунел Стара планина и втори мост успоредно на Аспаруховия мост и да се направи връзка с магистрала Хемус
- Разширено идейно проектиране на бъдеща АМ „Рила' (от Р.С.Македония' и свързване с АМ „Струма" (Дупница) – Самоков – Ихтиман – АМ' Тракия" и продължение на Север за свързване с АМ „Хемис" – формиране на ринг.
- Идеен проект за скоростен път или АМ „София – Монтана" с тунел Петрохан и връзка с скоростен път Видин – Ботевград.
- Строеж на АМ „Струма' – Пътя при Кресна. Тук се очертава забавяне на започването тъй като МОСВ на 01,.08.т.г. регистрира отмяна на вече прието решение за вариант на пътя.

Отделно МРРБ предвижда по Програма „Развитие на регионите2021 – 2027" в областта на дълбокото саниране (лит15) да се изпълняват два приоритета [20]:

- Приоритет „Интегрирано градско развитие", който включва най–големите общини: София, Пловдив, Варна, Бургас, В. Търново, Ст. Загора, Благоевград и др. Предвижда се финансиране до 400 млн.лв.
- Приоритет „Интегрирано териториално развитие", който обхваща 40 общини, в т.ч. Враца, Монтана, Лом, Ловеч, Троян, Габрово, Г. Оряховица, Севлиево, Разград, Свищов, Силистра, Добрич, Търговище,, Шумен, Казанлък, Свиленград, Харманли и др. с почти същото финансиране.

Финансирането е за еднофамилни къщи на базата на подход „отдолу–нагоре" Те трябва да са отразени в териториалните стратегии за развитие на 6 –те икономически региона. Условието е те да имат обследване за енергийна ефективност.

Предвижда се и изграждане и/или реконструкция на ВиК системи и пречиствателни станции за агломерации между 2000 и 10000 жители, с финансиране 318 млн.лв. На 01.08.т.г. МС увеличава парите за 302 общински проекти за В и К, пътища, техническа и социална инфраструктура от 318 на 397,8 млн.лв.

Добра новина е и съобщението ,че бизнесът вече има достъп до първите средства по Плана за възстановяване и устойчивост [21] - малките фирми, в т.ч. и по отделни сектори и строителни фирми, могат да кандидатстват в проекти за 260 млн. ле. , ако отговарят на определени условия. Процедурата е насочена към фирми от четири икономически сектора на страната: **C** (преработваща промишленост); **E (Доставяне на води, Канализационни услуги, управление на отпадъци и възстановяване); J (**Създаване и разпространение на информация) и **M** (Професионална дейност и научни изследвания).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Пандемията COVID–19, дигиталната трансформация, Планът на ЕС за възстановяване и устойчивост (в т.ч. и нашият ПВУР) и проявяващата се финансова криза поставиха остро пред строителния бранш, освен въпроса за изпълнение на задачите по устойчиво строителство, така също и редица нови изисквания, свързани със срочното изпълнение на финансираните проекти по Програмата за възстановяване и устойчивост. Отговорността на бранша, като един от основните работодатели и двигатели на икономиката на ЕС и страната е много голяма. Строителният бранш може и следва да е един от моторите за извеждане на България от периферията на Европа и тя да заеме своето място във всички централни процеси на ЕС.

Индустрията за строителни материали следва да даде на отрасъла устойчиви (зелени) материали и решения с намалени емисии на CO_2. Това е задача за следващите няколко години, тъй като ЕС предприе решителни стъпки за гарантиране на водородната сигурност и анонсира „Зелен пакет" и първото Европейско законодателство за климата включи изисквания за намаление на емисиите на CO_2 с 50 и дори с 55%. Това изискване бе потвърдено и на конференцията на ООН в Глазгоу.

За успешното решаване на посочените задачи е необходимо обединение на усилията на строителните специалисти, браншовите организации, правителството и публичната администрация около идеята за просперитета на България.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Ivanov Ya., V. Stoyanov, Proc. of Int. Conf. VSU' 2014, p. 331 – 342
[2] Клаус Шваб и Тиери Малре, Ковид-19: Великото занулуване"
[3] Иванов Я., Сб. Межд. Нучн. Конф. ArCivE'2919, с. 6 - 15
[4] Икономически отчет на строителния сектор за Първото тримесечие на 2022 г.

[5] usi.bg/bg/content/895/ indeks – na- stroitelnata produkcia.
[6] usi.bg/sites/default/pressrealises/WKVFR61.pdf
[7] ksb.bg/ksb –darzavata – ubiva – stroitelnya – bransh
[8] Ivanov Ya., V.Angelieva, X-th Jub.Intern. Conf. DCB'2018, p.29-39
[9] Ivanov Ya., Proc. VIII -th Intern. Conf. ArCivE'2017, p. 13-19
[10] Ivanov Ya., V.Stoyanov, Proc. Int. Conf. Contamporary Eng. Practce, Novi Sad, 2015, p.15-26
[11] Proc. "Sustainable construction materials and technologies, Kovantry (UK), Teylor and Francis, London, 2007, p. 23–37.
[12] http//www. Batteryparkcity.org; http://www.wgbc.org.
[13] Stoyanov V., Proc. DSB' 2012,p.189-196.
[14] Ivanov Ya. et al. Proc. ESI' 2013, p. 23–31.
[15] Ivanov Ya., Proc. Int. Conf. VSU' 2013, p. 13–26.10.
[16] Naik. T. P.,Proc. Int. Conf. "Sustainable Materials and technologies", Italy,2010, p.19
[17] Claisse P. A., Proc. Int. Conf. VSU' 2013, p.11–19
[18] http://nextgeneration.bgt
[19] n.p. Stroitel.bg, 12.04.2022, p.3
[20] n.p. Plovdiv.24.bg., 02.05.,2022 p.5

X. ДИГИТАЛИЗАЦИЯ В СТРОИТЕЛСТВОТО, АРХИТЕКТУРАТА И ОБУЧЕНИЕТО

X. DIGITALIZATION IN CONSTRUCTION, ARCHITECTURE AND EDUCATION

BUILDING INFORMATION MODELLING (BIM) AUTOMATED CREATION OF GOTHIC ARCH WINDOWS FROM POINT CLOUDS

Robert EADIE[1], Steven CLIFFORD[2], Ventsislav STOYANOV[3]

Ulster University, Newtownabbey, Northern Ireland,
Visshe Stroitelno Uchilishte VSU "L.Karavelov" Sofia, Bulgaria

Abstract: *Building Information Modelling (BIM) has been mandated for construction works since 2016 in the United Kingdom. Its benefits are well understood and accepted for new builds but there are unique difficulties in relation to production of as-built BIM models for historic structures. Ongoing historical projects are being altered and require the production of BIM models, resulting in issues with complexity and the variety of building elements. In the context of previous constructed buildings, a survey is carried out with a 3D Laser Scanner, and this produces a visual representation for the building. However, it lacks parametric BIM representation which accurately describes the geometric or material properties of the element. In new builds, this data is added during the design phase but for existing buildings this data must be manually interrogated from point cloud or other survey data and manually input into a BIM model. The research further presents novel experimental means of creating parametric BIM objects of historic buildings from point cloud data for Gothic Arch structures using both manual and automated Plug-in processes while comparing their accuracy. The case study uses gothic arch windows above a door in the 17th century St Columbs Cathedral in the city of Londonderry, Northern Ireland. It produces a workflow for manual creation of the Gothic Arch families and compares these to two proprietary as-built plugins: Leica CloudWorx for Revit and Faro As-Built for Revit. Findings indicate that the manual method is more accurate and is required for the plugins to function correctly.*

Keywords: *Building information modeling, Automated Family Creation, Gothic Windows, Historic BIM*

1. Background to historic building information modelling (BIM)

Within the United Kingdom, Building Information Modelling (BIM) has been mandated for construction industry projects since 2016 [1]. However, Eadie et al (2013) [2] showed that it is not being implemented at all stages of the facility lifecycle to a similar degree. The operational phase was identified as having the probability of achieving second biggest cost savings but had the lowest uptake of BIM. Now that ongoing historical projects are being altered and require BIM models to be produced this paper examines the production of historical artifacts from point cloud creation for these historical structures. The UK

[1] MSc Civil and Infrastructure Course Director, Ulster University, Newtownabbey, Northern Ireland, r.eadie@ulster.ac.uk
[2] Civil Engineer, AMEY Consulting, Belfast, Northern Ireland, Steven.Clifford@amey.co.uk
[3] Assoc. Professor, University of Structural Engineering & Architecture VSU"L.Karavelov" Sofia, Bulgaria, venci_sto@abv.bg

Governments BIM mandate [1] requiring level 2 BIM adoption, does not distinquish between new build BIM and historic BIM and is applicable to all publicly procured projects. (Andriasyan et al. 2020) [3].

The benefits of BIM model creation for new buildings are well documented, however, in terms of existing and historic buildings there are still many unanswered questions due to the complexity and diversity of many historic structures (Antonopoulou and Bryan, 2017) [4]. Historic buildings have many bespoke and non-standard elements not normally used in modern buildings. Yet, Antonopoulou and Bryan (2017) [4] suggest there are many reasons for preparing as-built or Historic BIM models including Facilities Management or Maintenance, Conservation, Refurbishment, Adaptive re-use, or Heritage management. This means that despite well-established use of BIM for new buildings, a substantial majority of existing buildings are not managed through BIM processes. (Macher et al. 2017) [5].

This is because the model is not created prior to construction and needs additional elements in the workflow for creation. For historic buildings, laser scanning is used to accurately capture complex and unique geometry (Barazzetti et al. 2015) [6]. This produces a 3D point cloud. The point cloud is a series of points with coordinates and Red Green Blue (RGB) values. As a result, they provide visual but not parametric BIM representation [6]. Point Clouds can be imported into BIM softwares such as Autodesk Revit. Therefore, in order to meet the requirements of the various uses for historic BIM models it is of utmost importance that a way of converting point clouds into parametric BIM objects is found [3,6].

1.1. Literature Review of Automation of elements from point clouds

Ochmann et al (2019) [7] state that most automated means of transferring point cloud data into parametric means fall short of accurate detection or modelling of the object for historic buildings. Tran et al (2018) [8] show that the standard algorithms used in identifying and transforming into BIM, rely on exploiting predictable elements of building geometry. With many historic buildings this is difficult with irregular shapes and surfaces commonplace. For example, software to carry out the transformation assumes that windows are rectangular [5]. For historic buildings with Gothic style windows, the automated software as a result could not automatically recognize these windows as being windows [6].

Parametric intelligence is defined as an object having the ability to be modified by adjusting parameters e.g. the ability to edit the dimensions of a window or the thickness of a wall without reproducing the geometry but by merely changing the parameter values. (Barazzetti et al. 2015). However, manual procedures for production of modelled elements are time-consuming, laborious, and error prone (Brilakis et al. 2010 [9];Volk et al. 2014 [10]). Therefore, development of a semi-automated process is desirable.

2. Research method

The project chosen as a case study was the historic St. Columb's Cathedral in Londonderry, Northern Ireland constructed in 1633. St Columb's Cathdral was the first Anglican cathedral constructed in the United Kingdom and Ireland after the Reformation (Discover Northern IReland, 2022) [11]. It was the first non-Roman Catholic cathedral to be built in Western Europe [12] and is therefore of historical significance.

A survey was conducted in March 2020 using a Leica RTC360 3D Laser Scanner and comprised a total of 68 survey station setups. After compilation in the Leica Cyclone software it produced a point cloud dataset. This comprised a total of 2147.5 million RGB points, 68 High Dynamic range images and 68 RGB images as shown in Figure 1.



Figure 1 St. Columbs Cathedral Point Cloud

The study aims to create a parametric BIM object of the gothic arched entrance door of the Cathedral tower in Figure 2 below. The model was imported into the Leica Jetstream Software to produce the image below.



Figure 2 Laser scanned HDR Image of Tower Entrance door from Leica Jetstream

It can be seen from the geometry in Figure 2 that the window above the entrance door is arched and fits the description in the earlier literature review of an element that cannot be easily modelled. A semi -automated manual method of modelling was then compared to the results from two As-Built Revit plugins: Leica CloudWorx for Revit and Faro As-Built for Revit.

3. Findings

3.1 Gothic Arch Modelling

Gothic arches such as that in Figure 2 are constructed with the use of regular geometric relationships between the width, height and radius of the arch. The width of the arch base was measured from the point cloud and rounded up to the nearest 500mm to be 2500mm and the height 2000mm. These dimensions were used for the modelling and refined later. Using the geometric relationship, the centre point of the arch radius can be found by intersecting the baseline with a line that intersects the arch chord perpendicularly along half its length as shown in Figure 3 below. This allows the radius of the arch sides to be determined. Using this geometric relationship provides a basic means of setting out arches which would have been available historically using simple surveying/setting out tools.

While the graphical solution works very simply, graphical solutions cannot be directly parameterised in BIM software and the underlying arithmetic relationships must be found and input as dimensional parameters into Revit. Accordingly, it is necessary to define these trigonometric identities as formula as shown in Equation 1 - 5 and Figure 3.

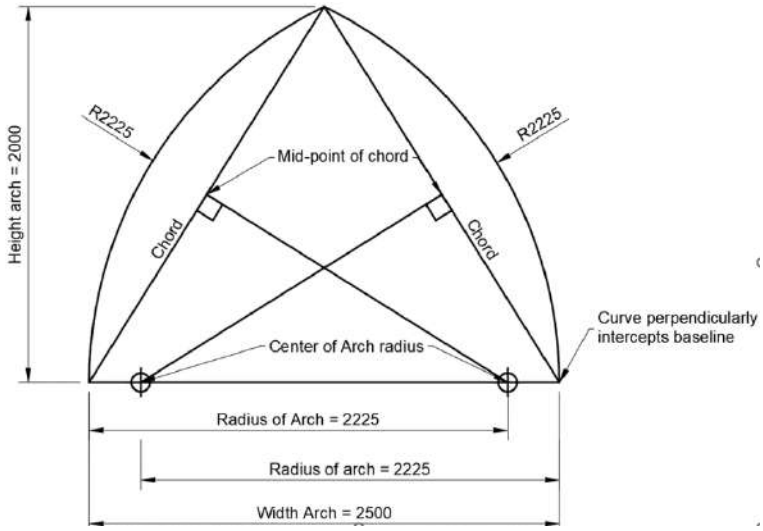


Figure 3 Gothic Arch Shape Parameters

Standard trigonometric modelling of these parameters then took place using the Trigonometric Identity Solutions indicated in Equation 1 to 5 below.

(1) $$0.5\ x\ Chord\ length = 0.5 * \sqrt{\left(\frac{Width}{2}\right)^2 + Height^2}$$ - Equation 1

(2) $$R_1 = \sqrt{(0.5\ x\ Chord\ Length)^2 - \left(\frac{Height}{2}\right)^2}$$ - Equation 2

(3) $$\boldsymbol{\theta_1} = \sin^{-1}\frac{R_1}{0.5\ x\ Chord\ Length}\ \textbf{and}\ \boldsymbol{\theta_2} = 90° - \boldsymbol{\theta_1}$$ - Equation 3

(4) $$R_2 = \frac{Height}{2}\ x \tan \boldsymbol{\theta_2}$$ - Equation 4

(5) $$Radius\ of\ Arch = R_1 + R_2\ QED$$ - Equation 5

Equation 1-5: Trigonometric identity solution for radius of Gothic Arch curve

The trigonometric solutions in Equation 1 to 5 are valid due to the right angled triangle formed between the half-chord and base of the arch, setting the arches height, width and radius.

3.2 Gothic Arch Modelling in AutoDesk Revit.

In order to semi-automate the process these arithmetic relationships can then be input as parameters into a Revit family as shown in Figure 4**.** Once entered into Revit, these parameters can then be used to define any arch reference plane and adjust the parametric dimensions of the arched window to match the dimensions taken from the point cloud. This allows flexibility to model each Gothic arch needed within the structure.

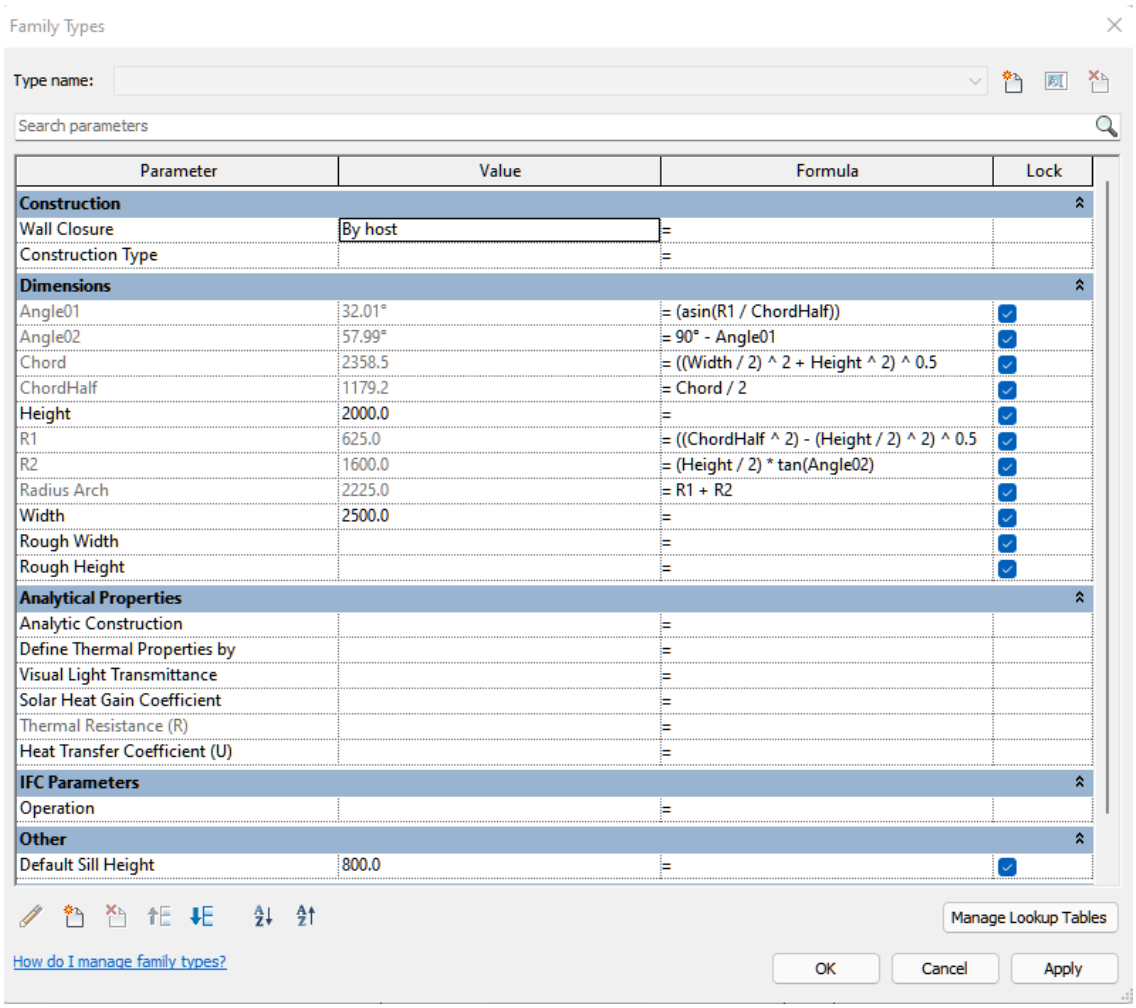


Figure 4 Autodesk Revit insertion of Formula for Arch Family

3.3 Testing the Family in Revit

The initial shape parameters of the Gothic arch as shown in Figure 3 are now in place within the BIM object, although, these control only the parameters for the structural opening. The Level of Detail (LOD) needs to be improved by adding framing and glazing elements to the family. The framing elements are added using sweeps and the profiles used were obtained by interrogating the point cloud.

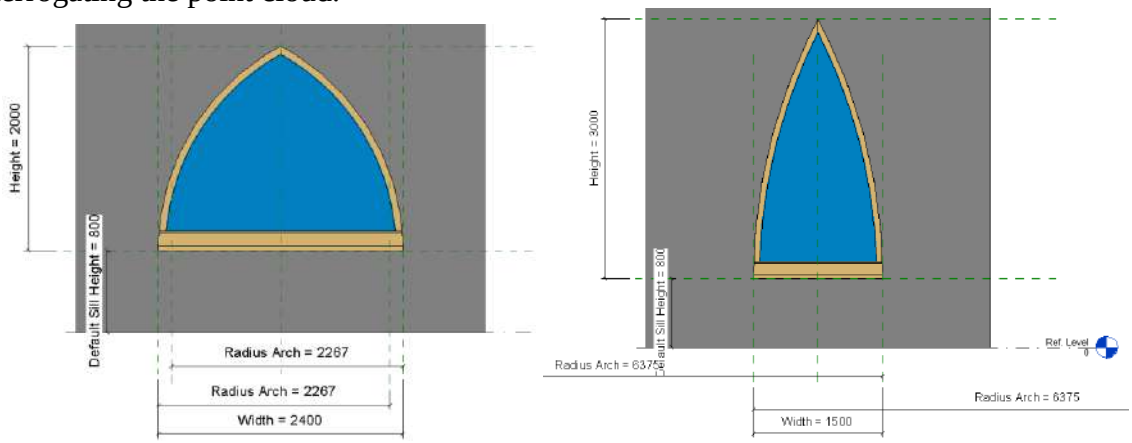


Figure 5 Revit Gothic arch window family with framing and glazing elements

Figure 5 indicates the testing of the window in the window family. With the glazing and framing elements in place, testing of the window family needs to show that the defined parameter variables must be capable of being altered while still observing their parametrically defined geometric rules. Figure 5 shows this to be the case. Testing of the gothic arch by changing to a 3.0 m height and 1.5m width was successful. Also tested were 2.4m height and 2m width and 1.5m height by 3m width. This last one performed correctly in producing a semi-circular result similar to the side windows at St. Columb's Cathedral.

With the Gothic arch Revit window family passing testing it is then possible to place the window into the model by fitting it against the point cloud by visual interrogation of the point cloud as shown in Figure 6. The dimension parameters are iteratively amended until an acceptable fit to the point cloud is made. Final dimensions measured from the point cloud are width 2475mm and height 2150mm.



Figure 5 Gothic arch window family placed into model by manual fitting over point cloud

The top window element of the door is now complete and the next stage is to model the doors using the standard native Revit external double door element within Autodesk Revit. Dimensions can be determined by interrogating the point cloud. Figure 7 (left) shows this and the completed door assembly is indicated in Figure 7 (right).



Figure 6 Double door Revit family placed in model by manual fitting to point cloud.

3.4 Testing the method above against the use of Leica CloudWorx for Revit and Faro As-Built for Revit.

Two proprietary Plugins which are specifically for modelling as-built structures were used to test to see if they could automatically insert the arched window. It can be seen that while both were able to model the standard door, that they could not automatically produce the arch without the previous manual construction of the Arch family. Once the previous method of manually constructing the Arch family shown in Section 3.1 to 3.3 was in place both plugins were able to identify and insert the window correctly. Figure 8 shows the initial modelling in Leica CloudWorx for Revit trying to produce a rectangular window initially (left) and then allowing correct insertion after having adopted the Arch Family using the method in Section 3.1 to 3.3.

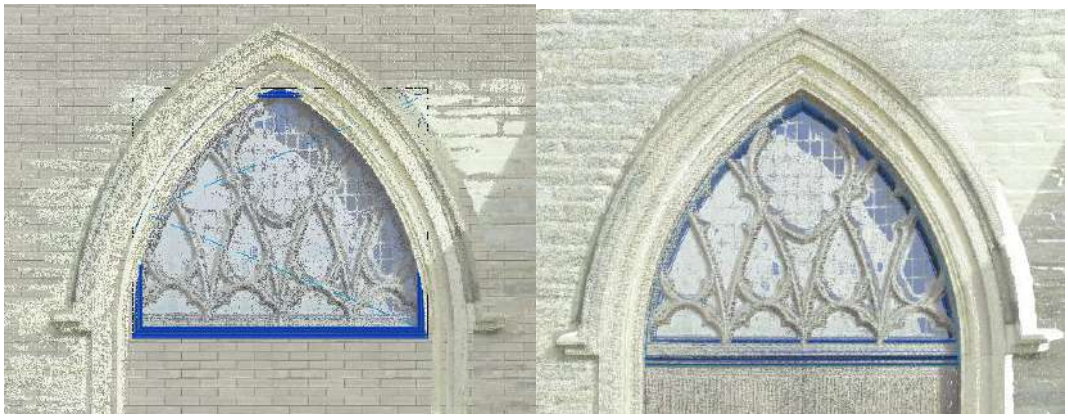


Figure 7 Leica CloudWorx for Revit result

Figure 9 indicates a similar result was achieved for Faro As-Built for Revit.



Figure 8 Faro As-Built for Revit result

This indicates that while the plugins can produce automated results the Arch Family needs to be created first. This means that although both plugins could produce and fit the standard door automatically, they had difficulty with the arch shape which confirms previous literature. Table 1 provides a summary.

Table 1 Comparison of Results

	Manual modelling in Revit	Leica CloudWorx for Revit	Faro As-Built for Revit plugin
Gothic Arch window over entrance door	Fully parametric family created from first principles, fitted to the point cloud using visual interrogation	Could not generate arch window from point cloud but was able to insert Manually created arch window	Could not generate arch window from point cloud but was able to insert Manually created arch window
Entrance door	Native Revit door family, fitted to the point cloud using visual interrogation	Native Revit door family, fitted to the point cloud automatically.	Native Revit door family, fitted to the point cloud automatically.

4. Conclusions

This paper presents a mathematical way to semi-automate the formation of AutoDesk Revit families for Arches from point cloud data for historical BIM projects. It indicates the shortcomings of proprietary plugins. It proves that it is possible to manually create parametric BIM objects of complex building elements typical to ecclesiastical conservation buildings, such as gothic arches. To function, the manual modelling of BIM objects from point cloud data does require a large degree of operator ability. Automatic modeling of parametric Gothic Arches is less successful than manual methods. Third party plugins ability to identify window and door geometry from point clouds are limited to rectangular window and door openings. However, once a manual family has been created, they can automatically position this. Further work needs to be carried out on modelling of non-standard elements.

REFERENCES

[1] BIM Industry working Group, A report for the Government Construction Client Group Building Information Modelling (BIM) Working Party Strategy Paper, available on-line at https://www.cdbb.cam.ac.uk/news/2011BIMStrategyPaper (accessed August 2019)

[2] Eadie, R., Browne, M., Odeyinka, H., McKeown, C., and McNiff, S. (2013), BIM implementation throughout the UK construction project lifecycle: An analysis, Automation in Construction, Volume 36, pp 145-151

[3] Andriasyan, M., Moyano, J., Nieto-Julián, J.E. and Antón, D., (2020). From point cloud data to building information modelling: An automatic parametric workflow for heritage. *Remote Sensing*, Vol. 12, Issue 7, pp.1094.

[4] Antonopoulou, S. and Bryan, P., (2017). BIM for heritage: developing a historic building information model. Historic England, Swindon, United Kingdom.

[5] Macher, H., Landes, T. and Grussenmeyer, P., (2017). From point clouds to building information models: 3D semi-automatic reconstruction of indoors of existing buildings. *Applied Sciences*, Vol. 7 Issue 10, pp.1030.

[6] Barazzetti L., Banfi F. Brumana R. and Previtali M. (2015) Creation of Parametric BIM Objects from Point Clouds using NURBS, *The Photogrammetric Record,* Vol. 30 Issue 152, pp. 339–362 (December 2015).

[7] Ochmann, S., Vock, R., and Klein, R. (2019) Automatic Reconstruction of fully volumetric 3D building models from orientated point clouds. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, Vol.151, pp.251-262.

[8] Tran, H., Khoshelham, K., Kealy, A. and Díaz-Vilariño, L., (2018). Shape grammar approach to 3D modeling of indoor environments using point clouds. *Journal of Computing in Civil Engineering*, Vol. 33, No. 1, pp.04018055-1-04018055-14.

[9] Brilakis, I., Lourakis, M., Sacks, R., Savarese, S., Christodoulou, S., Teizer, J. and Makhmalbaf, A. (2010) Toward automated generation of parametric BIMs based on hybrid video and laser scanning data. *Advanced Engineering Informatics* Vol.24 Issue 4, pp. 456–465

[10] Volk, R., Stengel, J., Schultmann, F. (2014) Building Information Modeling (BIM) for existing buildings-Literature review and future needs." *Automation in construction*, Vol.38, No. 619 pp. 109-127.

[11] Discover Northern Ireland (2022), St. Columbs Cathedral, Available online at https://discovernorthernireland.com/things-to-do/st-columbs-cathedral-p675591

[12] Travelor (2022), St. Columbs Cathedral, Available online at https://www.travalour.com/attraction/19558-st-columb-s-cathedral

МЕТОДИ, ПРИЛАГАНИ ПРИ САМОСТОЯТЕЛНО ИЗУЧАВАНЕ НА СОФТУЕРНИ ПРОДУКТИ

Ваньо Георгиев[1]

Висше строително училище „Любен Каравелов“ - София

METHODS APPLIED IN SELF STUDYING OF SOFTWARE PRODUCTS

Vanyo Georgiev[1]

University of Structural Engineering and Architecture "Lyuben Karavelov" – Sofia, Bulgaria

***Abstract**: The report describes some of the methods applied in self-study of new or new versions of software products. Attention is paid to the role of user motivation and goals in method selection. Ambiguity of purpose when using application software and its relation to degree of familiarity are commented on. Questions for future research are suggested.*

***Key words**: Self-study, Software, Methods of learning software.*

1. Въведение

Поради бързото развитие на софтуерните технологии се увеличава броят на ежедневно появяващите се нови софтуерни продукти. Също така и съществуващите продукти търпят развитие - създават се нови версии, обогатяват се с нови идеи и функции. Усвояването на начина на работа с нови (или нови версии) софтуерни продукти става все по-неразделна част от работното ежедневие, а колкото по-бързо служителите се справят с използването на новите възможности на софтуера, толкова по-ефективно си вършат ежедневната работа.

Съществува нужда от нов вид знание и умение, знание за това как да се изучават бързо и ефективно нови софтуерни продукти и версии, и умение за усвояване на софтуер. Тази нужда има много практичен характер, засяга почти всеки, защото софтуер се използва на все повече работни места и би било актуално нейното изследване с научни методи. Въпросът има интердисциплинарен характер: психологически, икономически, статистически, педагогически. С настоящия доклад правим опит за отразяване на един негов аспект: методите, които всеки сам, спонтанно или не, открива и използва при усвояване на работата със софтуерни продукти.

[1] Ваньо Георгиев, доц. д-р, катедра „Информатика, визуални изкуства и комуникации“, Архитектурен факултет, ул. Суходолска 175, vanyog@vsu.bg

Разглеждаме самостоятелното изучаване на софтуер, което се инициира от самия потребител, без участие в някаква организирана форма на обучение, защото този начин на изучаване на софтуерни продукти изглежда преобладава. Всеки потребител започва сам да изучава даден софтуер веднага щом се срещне с него и ако обстоятелствата не го изискат може никога да не участва в организирано обучение за този софтуер.

2. Роля на мотивацията

Нека да посочим първо това, че е от голямо значение **мотивацията** и целта, с които се пристъпва към изучаване на даден софтуер. Един е подходът за учене ако мотивацията е нуждата от използване на конкретен софтуер при поставена конкретна задача и срок, а съвсем друг - ако същият софтуер се изучава сам за себе си като такъв и потребителят се интересува от въпроси като: какви възможности предлага софтуера, може ли да се използва за решаване на един или друг проблем, какви са предимствата му пред други продукти и т.н.

Като **първи тип мотивация**, да определим мотивацията, продиктувана от необходимостта да се върши определена работа с помощта на съответния софтуер. Този тип мотивация е значително по-често срещан. При него задоволяващите потребителите знанията за софтуера се свеждат до знания за това в различни ситуации кои функции на софтуера да се използват за да се получи желан резултат и не изискват задължително по-дълбоко разбиране на същността на извършената от софтуера информационна обработка. Намирането на информация как да се изпълни определено действие е сравнително лесно. Достатъчно е да се налучкат подходящи думи, отнасящи се до това действие и да се направи търсене по тези думи в Интернет. Почти сигурно е, че ще се попадне на страница в Интернет, видео филм, презентация или друг материал, описващ нужната "рецепта". Натрупаните по този начин знания се измерват с броя на научените рецепти и в много случаи не включват знания за голяма част от функциите на софтуера, които не се е налагало да бъдат използвани и за които не е търсена информация. Сред имащите този тип мотивация съществува мнение, че да не се знае за съществуването на някои възможности на големи и сложни софтуерни продукти е нещо нормално и допустимо. Счита се, че едни функции се отнасят за една група специалисти, други функции - за други специалисти и всеки е достатъчно да знае и използва тези функции, които се отнасят до неговата специалност.

Успешен подход, водещ до бързо напредване, удовлетворяващо учещите при този тип мотивация е "**учене чрез правене**" - поставяне и изпълняване на поредица практически конкретни задачи, чрез следване на указания от типа "стъпка по стъпка".

Съвсем друг, да го наречем **втори тип мотивация** имаме, когато фокусът на вниманието не е върху задачите, които могат да се изпълняват с даден софтуер, а върху самият софтуер като такъв. Тогава стремежът е да се обхване целият набор от функции, на дадения софтуерен продукт. Важна задача при ученето в този случай е усвояването на специфични понятия и идеи, използвани при реализирането на продукта, разбирането на следваната логика и взаимовръзки между неговите функции. Ученето не се състои в повтаряне, запаметяване и автоматизиране на изпълнението на описана поредица от действия, а изисква възприемане на абстракции и речник от термини, мислене, експериментиране. Ученето в този случай прилича на изследване, състоящо се в откриване както на възможностите на софтуера така и на ограниченията му и перспективите за бъдещо негово развитие.

Далеч сме от идеята да оценяваме тези два типа мотиви и да изтъкваме единия пред другия. Вероятно първият тип мотиви имат всички професионалисти в конкретни области, когато са в ролята на потребители на софтуер, а вторият тип мотиви имат, например, преподаватели по компютърни технологии, софтуерни специалисти,

разпространители на софтуерни продукти, които не толкова ползват, колкото представят даден софтуер. И едните и другите имат нужда от бързо и ефективно добиване на знания за нови продукти, които знания да съответстват на професионалните им цели.

3. Ефективност при ползването на софтуер

Всеки софтуер извършва обработване на информация, има вход, заложени в софтуера алгоритми за обработка и изход. Успешното използване на софтуер се състои в избиране от потребителя и прилагане в необходим ред на заложени в софтуера алгоритми, с цел получаване на изхода му на желан резултат. Когато потребителят избира, софтуерът да изпълни определен алгоритъм, казваме, че потребителят подава команда на софтуера. Ефективността на потребителя се състои в избирането на последователност от команди, подредени в такъв ред, че времето от получаването на информацията на входа и извеждането ѝ на изхода на софтуера да бъде най-кратко. Дали потребителят задава на софтуера предварително заучена последователност от команди или в момента съобразява и решава коя да бъде следващата команда няма отношение към ефективността, но има отношение към степента на познаване на софтуера.

Тази силно опростена картина се усложнява от обстоятелство, което ще наречем **неоднозначност на целта**. Полученият чрез използването на даден софтуер резултат, да го наречем А, може да бъде неразличим от друг резултат Б от гледна точка на "клиента", за който е предназначен този резултат. Например: При използване на текстов редактор, за изготвяне на документ, който ще се използва напечатан на хартия, няма никакво значение дали големината на буквите в заглавието му е зададена, чрез избиране на стил или чрез директно задаване на големината на шрифта, но това кой от начините е използван говори за това кои възможности на софтуера познава оператора, съставил документа. В този пример целта да се състави, подходящ за използване на хартия документ е постигната, но по различни пътища с прилагане на различни понятия от областта на електронната обработка на документи. За да се направи разлика между резултат А и резултат Б не е достатъчна гледната точка на крайния получател на тези резултати, налага се навлизане в специфична система от понятия и по-задълбочен анализ.

4. Методи за самостоятелно изучаване на софтуер

Разпространен метод за самостоятелно изучаване на нов софтуер е **метод "проба-грешка"**. Пробва се команда, вижда се резултата, ако той е видимо добър се запаметява коя команда е използвана. Ако резултатът не е желания, се прави нов опит с друга команда. След многократни неуспехи се стига или до отказване от постигане на искания резултат или до търсене на помощ.

Методът "проба-грешка" е увлекателен. При работа с програми, които не се отнасят до много сложни понятия, може да е и успешен. Изпробването на "грешни" команди, дава някаква представа и за тяхното действие и предназначение, и в крайна сметка методът води до натрупване на емпирично знание, за това как би могъл да се използва софтуера в една или друга ситуация за постигане на желан резултат. Знанието се натрупва в резултат на действията на потребителя, това му дава самочувствие, че постига целта си сам и за съжаление, създава грешното убеждение, че този метод върши работа във всички случаи, при всеки софтуерен продукт.

Интересен момент при използване на метод "проба-грешка" са ситуациите, в които не се получава желания резултат. Наблюдават се следните крайни случаи. Някои потребители много бързо решават да пробват интуитивно избрана друга команда, без

да обръщат много внимание на случилото се, а други потребители разглеждат случилото се, опитват се да си го обяснят, да открият по някакъв логичен път правилната команда. Въпрос за изследване е разпространението на тези крайни случаи и евентуални междинни такива. Резултатите от подобно изследване биха били полезни за методиката на обучение по използване на софтуерни продукти.

Обстоятелствата, водещи до успеха на метода "проба-грешка" се коренят в някои, оценявани като положителни качества функционалности на софтуерните продукти: интуитивният интерфейс; ясните, описателни надписи; подсказващите надписи; контекстното подаване на помощна информация и др. Обръщането на внимание на тези функционалности на софтуера, води до по-успешно и бързо напредване по метода "проба-грешка". Възможен проблем е неразбирането или грешното тълкуване на визуализираната от софтуера информация, което без използване на други източници на информация, може да доведе до усвояване на грешно "знание".

Едно подобрение на метода "проба-грешка" е метод, който ще наречем **метод "ситуация-справка"**. При достигане на дадена ситуация, вместо да се налучкват команди, се прави справка относно начина за достигане на следващата цел и се изпробват, описаните в намерената информация команди. Справка може да се направи: в системата за помощ на софтуера, ако тази система има функционалност за търсене по думи; в Интернет; в книги относно използвания софтуер; чрез запитване на колега; запитване в Интернет форум и др. Въпрос за изследване е какви начини за правене на справки се познават от потребителите и какво е разпространението на тяхното практикуване. Резултатите от подобно изследване биха били полезни на създателите на софтуерни продукти, за да поднасят информацията за своите продукти по най-интуитивните за потребителите начини.

Ако времето, за което се прави и използва резултатът от справката е по-кратко от времето за изпробване на непознати команди методът "ситуация-справка" би бил по-ефективен от метода "проба-грешка".

Друг метод за изучаване на софтуер е **"четене и упражняване по учебници"**. Учебници ще наричаме книги или електронни издания, включително в текстов, графичен и видео формат, които се обявяват като източници за знания по използване на различни софтуерни продукти. Наученото от учебници, придружено от практическо упражняване на описаните в тях действия е ефективно. В учебниците не само се описват готови рецепти, а се обясняват понятия, алгоритми, анализират се ситуации, обяснява се предимството на една или друга команда в дадена ситуация и т.н. Учебниците, когато са написани от водещи специалисти, съдържат споделен ценен опит, усвояването на който издига читателя на нивото на този опит. Въпроси за изследване са: Каква е разпространеността на различните формати за учебници, посветени на софтуерни продукти: хартиени, онлайн, видео? Променя ли се с времето и с каква тенденция? Какви са предпочитанията на потребителите към различните формати и дали се променят тези предпочитания, в каква посока? Данните от подобни проучвания биха били полезни за авторите, издателите и разпространителите на учебници.

Използването на учебници изисква отделяне на време за четене и упражняване, а знанията, които се получават не винаги могат да се приложат веднага в ситуациите, срещани в работното ежедневие. Методът е подходящ за постигане на дългосрочни цели, като например: общо повишаване на квалификацията, подготовка за полагане на изпити, с цел повишаване на образованието, полагане на тестове за придобиване на сертификати и др. За допълване на знанията, необходимостта от които възниква текущо за справяне с практически задачи, ученето по учебници може да се допълва по метода

"ситуация-справка" или "проба-грешка", но в никакъв случай не е препоръчително да бъде изоставен и заменен с тях.

Методът, който ще наречем **метод "изследване"** е метод, при който се съчетават, всички описани методи, плюс провеждане на експерименти със самия софтуер. При този метод се поставят цели, кои функционалности на софтуера да бъдат проучени и се събира информация за тези функционалности от различни източници. На първо място за източник на информация се използва системата за помощ на самия софтуер и неговата документация, а след това информацията предоставяна от създателите на софтуера, от техните представители и разпространители, от книги, учебници, Интернет, форуми и т.н. Всяка информация се проверява, чрез използване на софтуера, оценява се нейната достоверност и пълнота. Събираната информация се документира с водене на записки, обобщава, систематизира и отразява в практически ръководства за изпълняване на конкретни задачи.

Заключение

Описаните методи за изучаване на софтуер ("проба-грешка", "ситуация-справка", "изследване") се откриват и прилагат от потребителите спонтанно. Дори и при организирани форми на обучение, поради това, че през голяма част от времето обучаваните работят самостоятелно, тези методи се използват от тях.

Оказва се трудно откриването научни изследвания по методика на обучение за работа с приложен софтуер. В публикациите по методика на обучението по информатика и информационни технологии не откриваме темата за усвояване на приложен софтуер. Такъв очевидно се използва, но усвояването му е оставено да се случва спонтанно, съпътстващо други обучителни цели и задачи.

Към обучението по конкретни софтуерни приложения има комерсиален интерес - от фирми с бизнес в сферата на обучението и от дистрибутори на софтуер. Разработените и предлагани платени курсове за обучение върху конкретни софтуерни продукти са оптимизирани само за тези продукти и не дават общи знания, приложими при други продукти, защото другите продукти се явяват конкурентни и няма интерес да се разглеждат.

Надяваме се, че поставените въпроси са интересни, заслужават внимание и могат да бъдат предмет на научни проекти, поставящи си като цел изследване на процеса на изучаване на софтуерни продукти от потребителите и подобряване на методиката на обучение.

СБОРНИК ДОКЛАДИ
XXII МЕЖДУНАРОДНА НАУЧНА КОНФЕРЕНЦИЯ ВСУ'2022
Том II

Редактор
Илиана Стойнова, доц. д-р инж.

CONFERNCE PROCEEDINGS
XXII INTERNATIONAL SCIENTIFIC CONFERENCE VSU'2022
Volume II

Editor
Iliana Stoynova, Assoc. Prof. PhD Eng.

ISSN: 1314-071X

ZWCAD™

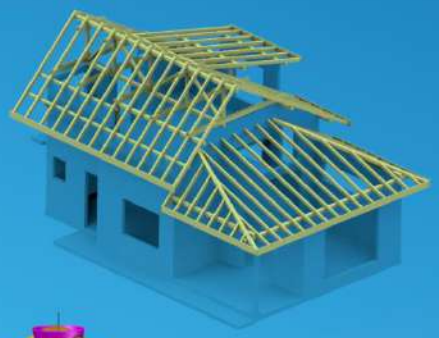
ПРОЕКТСОФТ
www.proektsoft.bg

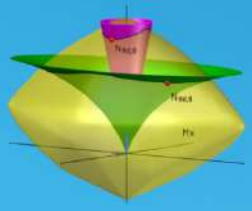
Бърза, ефективна и надеждна CAD система, съвместима с AutoCAD

Design Expert

Проектиране на строителни конструкции по Еврокод

- ✓ Оразмеряване стоманобетон
- ✓ Оразмеряване стомана
- ✓ Единични фундаменти
- ✓ Колони с произволно сечение
- ✓ Двоен нецентричен натиск
- ✓ Стоманобетонни шайби
- ✓ Непрекъснати греди
- ✓ Стоманобетонни стълби
- ✓ Безгредови плочи
- ✓ Автоматизирано конструиране
- ✓ Изчертаване и надписване
- ✓ Количества и спецификации





PSCAD

Пространствено моделиране и анализ по МКЕ

Calcpad

Безплатен софтуер за инженерни и математически изчисления

