

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 16

Київ – КНУБА – 2025

Збірник наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». Випуск 16.
Головний редактор О.Д.Журавський. К.:КНУБА, 2025. 222 с. DOI:10.32347/2522-4182.16.2025

На підставі Наказу Міністерства освіти і науки України №1188 від 24.09.2020, включено до категорії «Б» Переліку наукових фахових видань України у галузі технічних наук зі спеціальностей 192, 194.

Проіндексовано у базі даних Index Copernicus, Google Scholar, CrossRef.

UKR / Наведені результати наукових досліджень будівельних конструкцій, методи розрахунку будівельних конструкцій, використання нових прогресивних матеріалів в будівельних конструкціях, методи підсилення будівельних конструкцій, будівель та споруд.

Призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних організацій та виробничих підприємств будівельної галузі, докторантів, аспірантів та студентів навчальних закладів будівельного напрямку. Видання здійснює публікації за спеціальностями :

192 Будівництво та цивільна інженерія, 132 Матеріалознавство
194 Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології

Scientific articles journal «Building Constructions. Theory and practice». Issue 16.
Chief editor O. Zhuravskiy. K. : KNUCA, 2025. 222 p. DOI:10.32347/2522-4182.16.2025

Based on the Order of Ministry of Education and Science of Ukraine № 1188 from 24.09.2020 the journal was included in the category "B" of the List of scientific professional publications of Ukraine in the field of technical sciences in specialties 192, 194.

Indexed in the database Index Copernicus, Google Scholar, CrossRef

ENG / This compilation «Building Constructions. Theory and practice» includes results of scientific researches of building constructions, methods of calculation of building constructions, usage of new advanced materials in building constructions, methods of building constructions of buildings.

Collection is intend for reseachers, specialists of design organizations and production enterprises of construction industry, high school teachers, post - graduate students etc.

Редакційна колегія

Журавський О.Д., д.т.н., професор – *головний редактор* (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Іванченко Г.М.**, д.т.н., професор – *заступник головного редактора* (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Колякова В.М.**, к.т.н., доцент – *відповідальний секретар* (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Азізов Т.Н.**, д.т.н., професор (Уманський державний педагогічний університет ім.П.Тичини); **Бамбура А.М.**, д.т.н., професор (Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій); **Барабаш М.С.**, д.т.н., доцент (Національний авіаційний університет); **Білик С.І.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Gromysz Krzysztof.**, DSc PhD Eng Prof. (Silesian University of Technology, Poland); **Demchyna Bohdan.**, prof. Dr.hab. (Panstwowej Wyzszej Szkole Techniczno-Ekonomicznej im.ks. Bronislawa Markiewicza w Jaroslawiu); **Kinasz R.** - professor (Full), PhD. D.Sc. Eng. (AGH University of Science and Technology, Faculty of Civil Engineering and Resource Management, Krakow, Poland); **Клименко Є.В.**, д.т.н., професор (Одеська державна академія будівництва та архітектури); **Клімов Ю.А.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Ковальчук О.Ю.** - к.т.н., старший науковий співробітник, проректор з наукової роботи та інноваційного розвитку КНУБА; **Kovler K.** - PhD, Asos. prof. Faculty of Civil and Environmental Engineering, Technion, Haifa, Israel; **Кріпак В.Д.**, к.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Нікіфорова Т. Д.**, д.т.н., професор, (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури); **Павлюков А.М.**, д.т.н., професор (Полтавський національний технічний університет ім. Ю.Кондратюка); **Савицький М.В.**, д.т.н., професор (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури); **Stemberk Peter** - Ph.D., D.Eng. (Чеський технічний університет); **Serdjuks Dmitrijs.**, Dr.sc.eng., professor (Institute of Construction Sciences of Riga Technical University, Latvia)

Рекомендовано до видання вченою
радою Київського національного
університету будівництва і архітектури,
протокол № 34 від 27.06.2025 року.

Recommended for publication
by the Academic Council of Kyiv National
University of Construction and Architecture,
Protokol No. 34 of 27.06. 2025

Адреса редакції: к. 104, 114, КНУБА, проспект Повітряних Сил, 31, м. Київ, , 03037,
телефон редакції: (044) 241-55-04, (044)245-48-42
Editorial Office address: off 104, 114, KNUCA, Povitrianykh Syl ave., 31, Kyiv, Ukraine, 03037,
editorial phone: (044) 241-55-04, (044)245-48-42

3MICT

<p>Karol SKIBA, Michał ROGUZ, Roman KINASZ</p> <p>Assessment of cost and schedule performance in construction of key nuclear reactors</p>	5
<p>Yulii KLYMOV, Dmytro SMORKALOV</p> <p>Experimental and theoretical research of strength of compressed reinforced concrete elements with transverse reinforcement of welded meshes</p>	22
<p>Maria BARABASH, Ivan TRUSOV, Liubov PERVUSHOVA</p> <p>Buildings and structures of critical infrastructure facilities: numerical modelling and analysis of floor response spectra</p>	33
<p>Bohdan KARAVAN, Viktor KARAVAN, Serhii FILIPCHUK</p> <p>Numerical studies of the performance of Reinforcedconcrete arches under the action of static short-term loads</p>	45
<p>Yevhen TSIUPYN</p> <p>Numerical investing of truss flange joints with trimmed flanges</p>	56
<p>Olena BUTSKA, Mykola MAKHINKO, Kostiantyn SHLIAKHOV,</p> <p>Impact of geometric slab parameters on the technical and economic efficiency of bubbledeck-type lightweight slabs</p>	66
<p>Olha LUKIANCHENKO, Andriy KOZAK, Denys KOSTIN</p> <p>Investigation of the influence of ground accelerations in different directions on a building In the railway traffic zone</p>	77
<p>Nazarii MYKHALEVSKYI, Pavlo VEGERA,Zinovii BLIKHARSKYI</p> <p>Changing in the stress-strain state with non-uniform damaged reinforced concrete</p>	87
<p>Dmytro BITIUKOV</p> <p>Comparison of theoretical calculated deflections according to the euler-bernoulli and tymoshenko beam models with experimentally obtained</p>	100

Denys MYKHAILOVSKYI, Igor SKLIAROV, Oleg KOMAR Comparison of methods for calculating the parameters of an explosion shock wave for the design of protective engineering structures	110
Volodymyr KRIPAK, Vira KOLIAKOVA, Daniil KUZMENKO Efficiency of the combined pile-raft foundation	123
Vladyslav SHEKHOVTSOV, Oleg FESENKO, Viktor MALAKHOV, Yevhen DMYTRENKO⁴ Assessment and repairment of the reinforced concrete structures damaged due to russian missile attack	135
Leonid SKORUK The necessity of accounting for secondary effects in fire resistance calculations of buildings and structures	145
Liubomyr DZHANOV Rational topology of cantilever steel beams with variable flange width and web height under deflection and strength constraints	158
Геннадій ГЛАДИШЕВ, Дмитро ГЛАДИШЕВ Підходи до оцінки деформацій існуючих будівель ущільненої забудови за результатами обстежень їх фасадів	171
Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ Еволюція фортифікаційних і захисних споруд	183
Марія БАРАБАШ, Валерій МАКСИМЕНКО, Наталія КОСТИРА, Ілля БАРМІН⁴ Оцінка стійкості захисної конструкції ангара при вибухових впливах	212

ASSESSMENT OF COST AND SCHEDULE PERFORMANCE IN CONSTRUCTION OF KEY NUCLEAR REACTORS

Karol SKIBA¹, Michał ROGUZ², Roman KINASZ³,

^{1,2} AGH University of Krakow

30, al. Mickiewicza, Krakow, Poland, 30-059

³ AGH University of Krakow

Faculty of Civil Engineering and Resource Management

30, al. Mickiewicza, Krakow, Poland, 30-059

¹ kskiba@agh.edu.pl, <http://orcid.org/0009-0001-6303-3825>

² m.roguz99@gmail.com, <http://orcid.org/0009-0000-7773-7420>

³ rkinash@agh.edu.pl, <http://orcid.org/0000-0001-6715-9583>

Abstract: The nuclear industry is a unique sector that is especially vulnerable to delays. A multitude of impactful factors such as the complexity of design, tight on-site schedules, and a logistically sophisticated end-to-end supply chain, to name just a few, make the entire project highly prone to complications. In 2017, it was estimated that nearly two-thirds of the 55 nuclear plants under construction at that time were behind schedule.

Furthermore, since 2010, delays of this nature have been believed to have contributed to an almost 20% increase in the final costs of the projects. This work analyzed recent construction performance of Generation III/III+ nuclear reactor projects, specifically examining AP1000, EPR, and APR1400 technologies. Key performance indicators evaluated included planned versus actual construction times, costs, and capacity construction rates, revealing significant deviations across the analyzed projects. Each nuclear project's performance was quantitatively assessed using the schedule performance ratio, cost performance ratio, and an integrated performance coefficient to comprehensively compare efficiencies across different reactor technologies. Analysis further identified key reasons behind these deviations, such as evolving regulatory environments, safety requirements, project management inefficiencies, supply chain immaturity, and limited skilled workforce availability, which contributed to persistent first of a kind (FOAK) challenges and obscured the anticipated nth of a kind (NOAK) improvements. Based on these findings, recommendations are provided for future research,



Karol SKIBA

PhD Student, AGH Doctoral School



Michał ROGUZ

Postgraduate Student, Department of Fuel and Energy



Roman KINASZ

professor of the Department Geomechanics, Civil Engineering and Geotechnics
Prof. (Full) PhD., D. Sc., Eng.

emphasizing the necessity to apply insights gained from large reactor deployment challenges to the emerging Small Modular Reactor (SMR) technologies.

Keywords: NOAK; FOAK; learning curve; nuclear power plant cost; nuclear power plant construction schedule.

INTRODUCTION

The persistent occurrence of delays and cost overruns in nuclear power plant projects re

mains a significant challenge within the nuclear energy sector. Identifying the primary factors contributing to these issues, as well as determining whether they can be effectively mitigated or entirely prevented, is critical to the successful deployment of current and future nuclear reactors [1,2]. Despite extensive research, these questions continue to be inadequately addressed, underscoring their relevance and urgency. This article addresses these concerns through detailed case studies of recent reactor projects, specifically the European Pressurized Reactor (EPR), the AP1000, and the Advanced Power Reactor 1400 (APR1400). The analysis presented herein compares time-to-market outcomes, examining notable distinctions between first of a kind (FOAK) and n^{th} of a time (NOAK) reactor deployments with respect to scheduling, budget adherence, and overall project efficiency. Furthermore, the paper explores innovative construction methodologies and project management strategies aimed at optimizing schedules, controlling costs, and effectively managing risks in future nuclear power plant initiatives.

It is widely acknowledged that FOAK nuclear projects inherently require increased attention and intensified effort throughout their duration, rendering them particularly susceptible to numerous risks compared to NOAK deployments. The initial construction phase of FOAK projects represents an essential opportunity to acquire practical insights and experiential knowledge [3]. Deconstructing each project process into more manageable segments allows for critical analyses and informed conclusions, thus facilitating more effective management strategies for future implementations.

Empirical evidence consistently underscores the significance of delivery stream-related factors in determining overall project success. Specifically, supply chains must exhibit adaptability to the dynamic operational environment and unique challenges characteristic of FOAK initiatives. Notably, the frequent necessity for design modifications at this preliminary stage often jeopardizes timely and budget-compliant project completion.

Additionally, the accurate selection of certified component suppliers emerges as a critical hurdle, compounded by the intricacies of specialized logistics and site transportation, which frequently involve complex coordination of heavy equipment and the careful navigation of routes adhering to stringent safety and environmental standards [4].

NOAK projects are typically characterized by enhanced viability, manifesting through shortened timelines, reduced costs, and lower risk levels. Subsequent implementations rely on fully validated and standardized designs, supported by refined and streamlined construction methodologies and managerial frameworks. Two pivotal concepts, namely the learning curve and economies-of-scale effects associated with serial production, significantly influence NOAK deployments. The learning curve predominantly benefits on-site operational efficiency, while economies of scale bolster essential aspects of the supply chain. Collectively, these concepts encapsulate the cumulative advantages derived from iterative experience, translating into improved overall project performance. The resulting improvements encompass smoother scheduling, enhanced predictability in workflow execution, and heightened anticipation of potential project disruptions, thereby empowering stakeholders to effectively mitigate risks and to establish a synergistic, optimized strategy for construction and logistics, substantially reducing susceptibility to unforeseen disturbances.

The learning curve describes the relationship between accumulated experience and increased competence, illustrating how the effort required to achieve specific outcomes diminishes as experience accumulates, shown in Fig.1. Enhanced workforce proficiency, streamlined operational procedures, and reduced error rates significantly contribute to lowering construction costs and durations in subsequent project implementations.

Nevertheless, once the learning curve approaches its limit, sustaining efficiency improvements necessitates innovative methods.

During the initial phases of nuclear power plant construction, costs escalate rapidly due to

continual design revisions, prolonged licensing procedures, and the complexities of synchronizing workflows. These phases require meticulous adjustments within the delivery stream and careful yet time-intensive coordination among project activities. Upon concluding this developmental stage, project expenditures and time investments per unit typically reach their highest level, marking the completion of the FOAK milestone a crucial benchmark within the project's lifecycle.

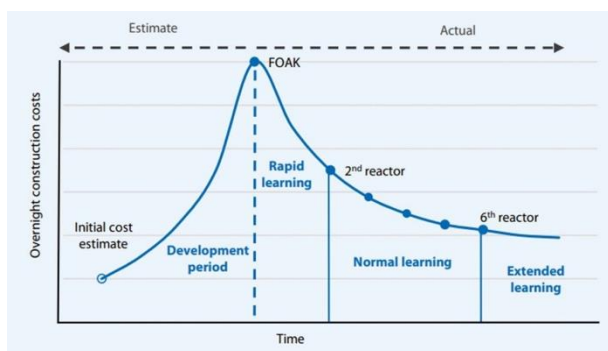


Fig. 1. Typical Learning Curve for Nuclear Reactors [5]

Рис.1. Типова крива навчання для ядерних реакторів [5]

The expertise gained during the initial unit's implementation yields rapid benefits, significantly facilitating subsequent unit commissioning. Critical issues encountered in early stages are addressed, and essential processes undergo substantial improvements. According to existing research, potential time and cost reductions between FOAK and NOAK reactor deployments may reach up to 30%, highlighting a substantial efficiency gain. However, as skills continue to develop, the pace of improvement progressively decelerates, aligning with the diminishing returns characteristic of the learning curve. Over time, the rate of enhancement stabilizes due to limited incremental gains from additional experience. At this juncture, processes become fully optimized, workflows are highly structured, and operational efficiencies are maximized. Beyond this point, significant further reductions in cost and construction duration become minimal, indicating that the learning curve has plateaued.

Economies of scale have recently attracted significant attention, particularly concerning the deployment of Small Modular Reactors (SMRs); however, the concept applies equally to larger reactor units. It refers to the reduction in unit costs as production scales increase. Consequently, beyond a specific threshold, constructing multiple smaller reactors could potentially become more economically feasible than establishing a fleet of large-scale reactors (LSRs) achieving the same total capacity. Conversely, economies of multiples emphasize cost and schedule efficiencies achieved through cumulative learning from constructing and operating successive reactor units, presents in equation (1). Unlike economies of scale, which depend primarily on production scale, economies of multiples rely heavily on accumulated expertise gained from previous deployments [6].

$$C_{NOAK} = C_{FOAK} \cdot (1 - LR)^{\log_2 N}. \quad (1)$$

Where C_{NOAK} and C_{FOAK} represent the cost of NOAK and FOAK, respectively; LR is the learning rate, showing cost reduction per deployment; and N is the number of units.

A crucial consideration is understanding how these two concepts interact and identifying the crossover point at which one becomes more advantageous than the other. Typically, the learning curve, beginning with a FOAK reactor deployment, follows a logarithmic progression. To illustrate this interplay more clearly, a simplified analytical scenario is presented based on equation (1).

The typical learning rate for large-scale reactors varies between 5 and 10%, compared to a value for SMRs ranging from 10 to 20% [7]. For this example, let the learning rates be 8% for a LSR capacity of 1200 MW_e and 10% for a SMR capacity of 400 MW_e , respectively. Assuming that initial cost for 1200 MW_e plant for SMR FOAK project is 25% higher than an identical LSR FOAK project, the projection of the levelized cost is presented in Fig.2. It can be determined that economies-of-multiple offer a cost advantage over economies-of scale for the cases considered, up to the crossover point of approx. 7 GW_e power plant capacity.

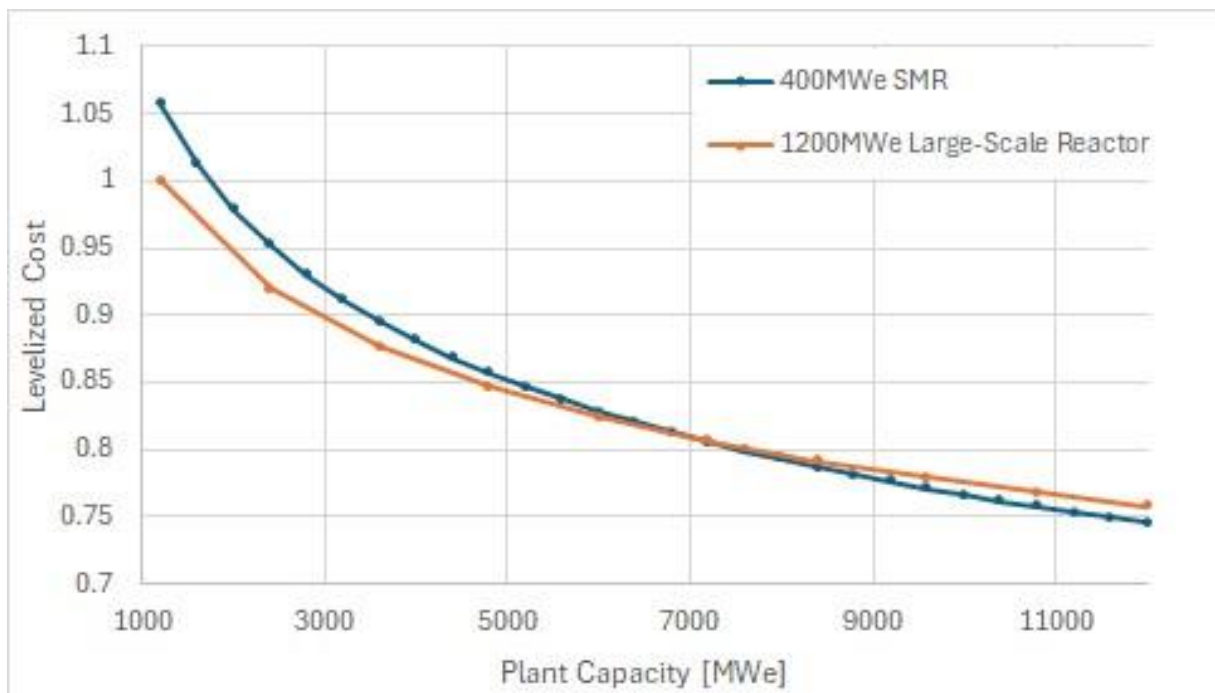


Fig.2. Levelized costs for 400 MW_e SMR and 1200 MW_e LSR by plant capacity

Рис.2. Приведена собівартість електроенергії для SMR (400 МВт(е)) та MW_e LSR (1200 МВт(е)) реакторів у залежності від потужності енергоблоку

KEY NUCLEAR REACTORS

The AP1000 is a pressurized water reactor that has been built in China and the United States. It yields a maximum thermal power output of 3,415 MW_{th} and a net electrical output of 1,115 MW_e , presented in Fig. 3.

Westinghouse designed the reactor with the primary goal of reducing costs and improving safety by minimizing the use of expensive components, extensive piping, and complex cabling. Westinghouse achieves these by implementing passive safety systems, which eliminate the need for active cooling pumps in safety functions. In comparison to previous designs, the AP1000 offers 50% fewer safety-related valves, 35% fewer pumps, 80% less safety-related piping, 85% less control cabling, and 45% less seismic building volume [8]. These advancements contribute to both increased safety and improved economic performance. The construction of plant additionally utilizes a modular approach, with

large components prefabricated at centralized facilities and transported to the site for assembly, significantly speeding up the construction process. The AP1000 design incorporates two steam generators and canned rotor main coolant pumps, thereby preventing seal leakage issues. In the event of a coolant loss, the containment structure is passively cooled. Emergency core cooling water is stored at a high elevation within the containment, allowing gravity to flow into both the reactor vessel and the surrounding cavity. The plant includes two separate safety systems: one for core cooling in the event of a major pipe break, and another for containment cooling. The in-containment refueling water storage tank (IRWST) is a vital part of this passive mechanism, since it discharges water into the core by gravity after potential reactor depressurization. The tank contains enough water to fully cover the reactor fuel and fill the cavity above the fuel assemblies [9]. Technical parameters are presented in Table 1.

Table 1. Parameters of the AP1000 Reactor [10, 11]
Табл. 1. Параметри реактора AP1000 [10, 11].

Parameter	Value
1	2
Reactor Thermal Power	3,415 MWth
Reactor Electrical Power	1,115 MWe
Containment	Single
Core Inlet/Outlet Temperature	280.7°C / 321.1°C
Number of Fuel Assemblies	157
Fuel Assembly Length	14 ft.
Core Damage Frequency	2.4×10^{-7}
Emergency Safeguards	Passive In-Vessel Retention System
Number of Steam Generators	2
Main Coolant Pumps	4 Canned Rotor
Refueling Interval	18 Months
Construction Period	3 Years
Concrete	<100000 m ³
Steel Used	<12000 MT

Several full-scale AP1000 reactor projects have been completed, demonstrating the design's viability in commercial applications. In China, four AP1000 units are operational two at the Sanmen Nuclear Power Plant in Zhejiang Province and two at the Haiyang Nuclear Power Plant in Shandong Province marking the design's first commercial use. In the United

States, two AP1000 units have been built at the Vogtle Electric Generating Plant in Georgia and two another units in VC Summer has been cancelled during a construction phase. While the Chinese units were completed and brought online in the late 2010s, the US projects were delayed and over budget, with Vogtle Unit 3 going commercial in 2023 and Unit 4 in 2024.

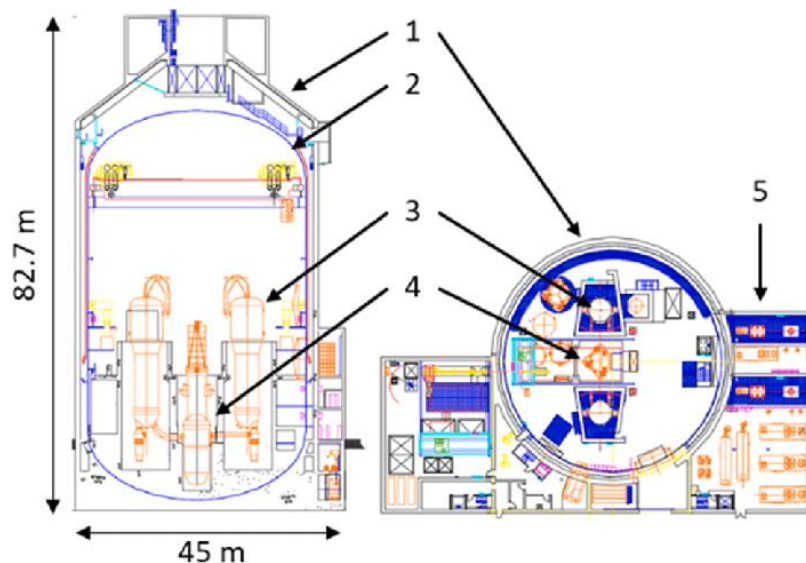


Fig.3. The reactor and auxiliary buildings for the Westinghouse AP1000:

1. shield building, 2. containment building, 3. steam generator, 4. reactor pressure vessel, 5. auxiliary building [12]

Рис. 3. Реактор та допоміжні споруди Westinghouse AP1000:

1. захисна оболонка (shield building), 2. герметична оболонка (containment building), 3. парогенератор (steam generator), 4. корпус реактора (reactor pressure vessel), 5. допоміжний корпус (auxiliary building) [12].

The EPR is a pressurized water reactor with a thermal output of 4,500 MW_{th}, yielding 1,660 MWe, shown in Fig. 4. Four EPRs have already been constructed worldwide: one in Finland (Olkiluoto), one in France (Flamanville), and two in China (Taishan Units 1 and 2). The EPR was developed through a collaboration between Areva, EDF and Siemens to enhance safety using a more traditional, yet robust reactor design. Compared to previous French and German designs, the plant's size was increased to benefit from economies of scale and improve overall competitiveness. Technical parameters are presented in Table 2.

Table 2. Parameters of the EPR Reactor [10]
Табл.2. Параметри реактора EPR [10]

Parameter	Specification
Reactor Thermal Power	4,500 MW _{th}
Reactor Electrical Power	1,660 MWe
System Pressure	2,250 PSIA
Core Inlet/Outlet Temperature	295.6°C / 329.8°C
Number of Fuel Assemblies	241
Fuel Assembly Length	480 cm
Core Damage Frequency	5×10^{-7}
Emergency Safeguards	Active (4 Independent Trains)
Steam Generators	4
Main Coolant Pumps	4
Containment	Double
Refueling Interval	18 Months
Construction Period	5 Years
Concrete	204498 m ³
Steel Used	70903 MT

The design incorporates multiple independent and redundant safety systems, along with a core catcher to manage potential fuel melt accidents in the event of system failure. However, these added features increased both the complexity and cost of construction. The Olkiluoto and Flamanville projects, in particular, experienced major delays and cost overruns due to challenges associated with FOAK construction [13].

The APR1400 (Advanced Power Reactor 1400) is a Generation III pressurized water reactor designed by Korea Electric Power Corporation (KEPCO) and Korea Hydro & Nuclear Power (KHNP), shown in Fig. 5. It is an evolutionary design that builds on the proven OPR1000, with significant improvements in safety, performance, and operational efficiency.

The first EPR to begin construction was at Olkiluoto in Finland. Although initially scheduled for completion in 2009, the project last more than a decade late and significantly over budget in 2022. Taishan Units 1 and 2, completed in 2018 and 2019 respectively, were the first EPRs to begin commercial operations, owing to efficient project execution and regulatory processes. Flamanville 3, which construction was launched in 2007 faced similar setbacks and rising costs, and as a result, was completed only in 2024.

The APR1400 provides a thermal power output of 4,000 MW_{th} and a net electrical output of around 1,400 MWe. Technical parameters are presented in Table 3.

The design places a strong emphasis on enhanced safety systems, digital instrumentation and control, and standardization to reduce construction and operational costs. Unlike passive designs like the AP1000, the APR1400 utilizes active safety systems with strong redundancy, such as four safety injection pumps, two independent trains of emergency core cooling systems (ECCS), and a safety depressurization system [15].

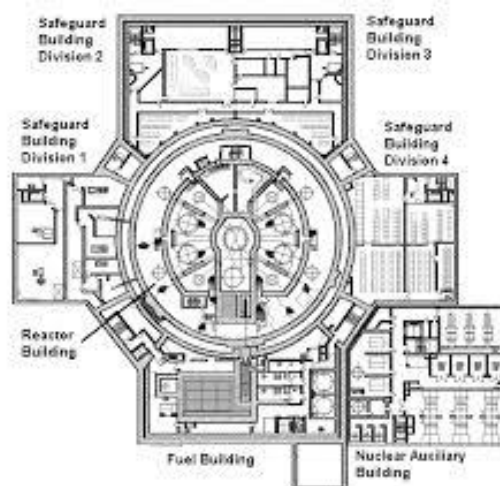
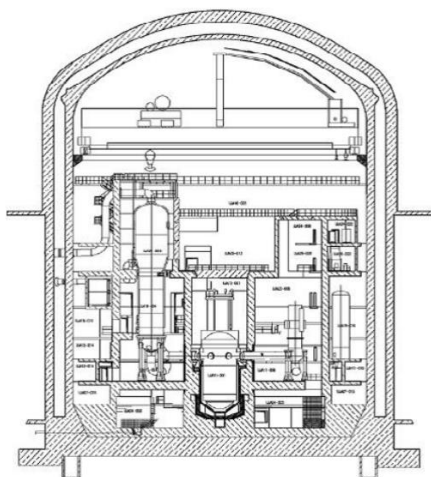


Fig.4. The EPR Reactor Section and Plan [14]
Рис.4. Переріз та план реактора EPR [14]

These systems are intended to address both large-break and small-break loss of coolant incidents. The containment structure is double-walled and is capable of withstanding both external events and internal pressure surges.

The reactor core consists of 241 fuel assemblies, and the plant is designed for refueling every 18 to 24 months [16].

Table 3. Parameters of APR1400 Reactor [10]
Табл. 3. Параметри реактора APR1400 [10]

Parameter	Specification
Reactor Thermal Power	4,000 MWth
Reactor Electrical Power	1,400 MWe
System Pressure	2,250 PSIA
Core Inlet/Outlet Temperature	290°C / 323°C
Number of Fuel Assemblies	241
Fuel Assembly Length	365.8 cm
Core Damage Frequency	$\sim 1 \times 10^{-5}$ / reactor-year
Emergency Safeguards	Active (2 × 100% Redundant Trains)
Steam Generators	2 (U-tube type)
Main Coolant Pumps	4
Containment	Single
Refueling Interval	18–24 Months
Construction Period	~5 Years
Concrete	unknown
Steel Used	unknown

The APR1400 reactor design has been successfully deployed in several projects, both domestically in South Korea and internationally. In South Korea, Shin-Kori Units 3 and 4 have been commissioned and are operational since 2016 and 2019, respectively. On the international front, the Barakah Nuclear Power Plant in the United Arab Emirates hosts four APR1400 reactors. Unit 1 became

operational in 2021, followed by Unit 2 in 2022, Unit 3 in 2023, and Unit 4 in 2024. South Korea is also expanding its nuclear energy capacity with the construction of Shin-Hanul Units 1 and 2, scheduled for initial completion by 2026, as well as two more reactors at the Shin-Kori site, which are in the advanced stages of construction.

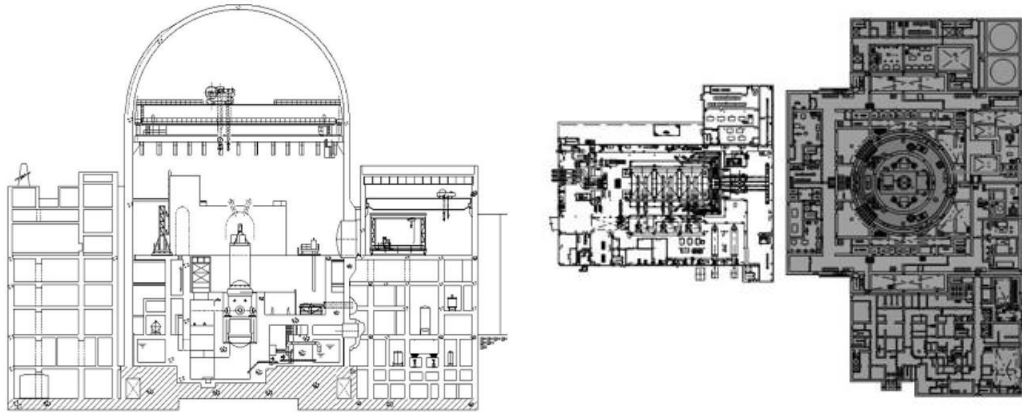


Fig.5. Cross-section and plan of the APR1400 reactor [17]

Рис.5. Поперечний переріз та план реактора APR1400 [17]

PURPOSE AND METHODS

The primary objective of assessing nuclear power plant projects in terms of time and cost performance is to quantify and analyze the distinct impacts associated with FOAK and NOAK deployments. Understanding these effects is crucial for improving project management strategies, forecasting future outcomes, and enhancing overall efficiency in nuclear power plant construction. While Earned Value Management (EVM) [18] is a comprehensive method traditionally employed during project execution for continuous monitoring [19], controlling costs, and providing accurate forecasts [20], the present analysis applies a simplified approach tailored specifically for post-project evaluations [21].

This simplified evaluation methodology centers around four critical post-completion metrics:

Planned Time of Construction (T_p), Final Time of Construction (T_f), Planned Costs of Construction (C_p), and Final Costs of Construction (C_f). Utilizing these metrics, two key performance indicators are defined: the Schedule Performance ratio (SP) and the Cost Performance ratio (CP), computed as equation (2) and (3):

$$SP = T_p/T_f, \quad (2)$$

$$CP = C_p/C_f. \quad (3)$$

These ratios provide intuitive and straightforward insights into project schedule adherence and budget management.

To derive a comprehensive performance indicator that simultaneously captures both time and cost dimensions, the aggregated Performance Coefficient (PC) is introduced, defined as equation (4):

$$PC = SP \cdot CP = \frac{T_p}{T_f} \cdot \frac{C_p}{C_f}. \quad (4)$$

This consolidated coefficient serves as an effective tool for objectively evaluating overall project efficiency [22]. All projects included in the study are assessed using this unified metric, allowing for clear, comparative analysis across multiple nuclear plant projects. Finally, the resulting data are visualized using graphical techniques to facilitate a clear understanding of performance trends, enabling the identification of best practices, common pitfalls, and practical insights that contribute to more effective planning and execution strategies in future nuclear reactor projects.

RESULTS AND EXPLANATIONS

The main conclusion drawn from the table 4 is that all analyzed nuclear reactor projects experienced significant delays and considerable cost overruns compared to their initial plans. Specifically, reactors deploying AP1000 and EPR technologies demonstrated substantial deviations in both construction time and final budget, exemplified by the Vogtle and

Olkiluoto projects, respectively. The Vogtle 3 AP1000 unit took 125 months to complete compared to a planned duration of 40 months, with costs increasing from an estimated 14.3 billion USD to a final 36.8 billion USD. Similarly, the EPR reactors, such as Olkiluoto 3 and Flamanville 3, showed extreme extensions of timelines, from planned construction periods around 4-5 years to actual completion taking over 17 years, coupled with budget escalations by a factor of approximately three to four. Projects involving APR1400 technology, such as ShinKori and Barakah, also experienced delays and budget increases, albeit relatively smaller. The main outcome from

Table 5 is that nuclear reactor construction projects experienced significant reductions in capacity construction rates (*MW/month*) and considerable increases in unit costs per *MW* (*kUSD/MW*) compared to their planned estimates.

Table 6 presents the Performance Coefficient (PC), which integrates both schedule (SP) and cost (CP) performance ratios, clearly indicates significant challenges across

all nuclear technologies and projects. Projects closer to a PC value of 1 represent better performance, yet none of the examined projects achieved this ideal. APR1400 projects generally performed better than AP1000 and EPR projects, with ShinKori 5 and 6 attaining the highest PC of 0.66 due to relatively better control of time (SP = 0.76) and cost (CP = 0.86). In contrast, the EPR reactors had notably low PC values, particularly Olkiluoto 3 (PC = 0.07) and Flamanville 3 (PC = 0.09), driven by severe deviations in both schedule and cost management. AP1000 projects also struggled significantly, especially Vogtle units (PC = 0.13), underscoring substantial inefficiencies.

Overall, the results demonstrate systemic weaknesses in the planning and execution of nuclear construction projects, with clear room for improvement, especially in managing schedules and controlling costs effectively.

The fig.6 illustrate comparative analyses of construction time and cost performance, capacity rates, and specific capital costs for nuclear reactors based on AP1000, EPR, and APR1400 technologies.

Table 4. The results of comparison planned and final construction time and cost for nuclear reactors [23]

Табл.4. Порівняльний аналіз планових і фактичних показників тривалості будівництва та вартості ядерних реакторів [23]

Technology	Unit	Net capacity [MW]	Planned Construction Time [Months]	Final Construction Time [Months]	Planned Cost [bln USD]	Final Cost [bln USD]
1	2	3	4	5	6	7
AP1000	Vogtle 3	1117	40	125	14,30	36,80
AP1000	Vogtle 4	1117	44	125		
AP1000	Sanmen 1	1157	52	107	5,84	7,30
AP1000	Sanmen 2	1157	56	103		
AP1000	Haiyang 1	1170	55	113	6,00	≈ 9,00
AP1000	Haiyang 2	1170	57	109		
EPR	Olkiluoto 3	1600	47	212	3,55	12
EPR	Flamanville 3	1600	67	205	3,6	13,6
EPR	Taishan 1	1660	44	109	7,5	14,3
EPR	Taishan 2	1660	63	113		

Table 4 (continuation)
Продовження Табл.4

1	2	3	4	5	6	7
APR1400	ShinKori3	1416	60	97	4,89	6,46
APR1400	ShinKori4	1418	60	121		
APR1400	ShinKori5	1340	71	95	7,58	8,80
APR1400	ShinKori6	1340	69	89		
APR1400	ShinHanul1	1340	57	125	6,26	7,60
APR1400	ShinHanul2	1340	56	130		
APR1400	Barakah1	1345	72	105	24,40	32,00
APR1400	Barakah2	1345	75	100		
APR1400	Barakah3	1345	58	93		
APR1400	Barakah4	1345	59	102		

Table 5. The results of determining planned and final capacity construction costs and rates for nuclear reactors
Табл.5. Результати визначення запланованих та фактичних витрат на будівництво та темпи будівництва ядерних реакторів

Technology	Unit	Net capacity [MW]	Planned Capacity Construction Rate [MW/month]	Final Capacity Construction Rate [MW/month]	Planned Cost per MW [kUSD/MW]	Final Cost per MW [kUSD/MW]
AP1000	Vogtle 3	1117	27,93	8,94	6401,07	16472,69
AP1000	Vogtle 4	1117	25,39	8,94		
AP1000	Sanmen 1	1157	22,25	10,81	2523,77	3154,71
AP1000	Sanmen 2	1157	20,66	11,23		
AP1000	Haiyang 1	1170	21,27	10,35	2564,10	3846,15
AP1000	Haiyang 2	1170	20,53	10,73		
EPR	Olkiluoto 3	1600	34,04	7,55	2218,75	7500,00
EPR	Flamanville 3	1600	23,88	7,80	2250,00	8500,00
EPR	Taishan 1	1660	37,73	15,23	2259,04	4307,23
EPR	Taishan 2	1660	26,35	14,69		
APR1400	ShinKori3	1416	23,60	14,60	1725,48	2279,46
APR1400	ShinKori4	1418	23,63	11,72		
APR1400	ShinKori5	1340	18,87	14,11	2828,36	3283,58
APR1400	ShinKori6	1340	19,42	15,06		
APR1400	ShinHanul1	1340	23,51	10,72	2335,82	2835,82
APR1400	ShinHanul2	1340	23,93	10,31		
APR1400	Barakah1	1345	18,68	12,81	4535,32	5947,96
APR1400	Barakah2	1345	17,93	13,45		
APR1400	Barakah3	1345	23,19	14,46		
APR1400	Barakah4	1345	22,80	13,19		

Table 6. The results of determining the final rates of nuclear projects performance
Табл.6. Результати визначення фінальних показників ефективності ядерних проєктів

Technology	Unit	Average Planned Construction Time per Unit [Months]	Average Planned Cost per Unit [bln USD]	Average Final Construction Time per Unit [Months]	Average Final Cost per Unit [bln USD]	SP	CP	PC
AP1000	Vogtle (3,4)	42	7,15	125	18,4	0,34	0,39	0,13
AP1000	Sanmen (1,2)	54	2,92	105	3,65	0,51	0,80	0,28
AP1000	Haiyang (1,2)	56	3	111	4,5	0,50	0,67	0,34
EPR	Olkiluoto 3	47	3,55	212	12	0,22	0,30	0,07
EPR	Flamanville 3	67	3,6	205	13,6	0,33	0,26	0,09
EPR	Taishan (1,2)	53,5	3,75	111	7,15	0,48	0,52	0,25
APR1400	ShinKori 3,4	60	2,445	109	3,23	0,55	0,76	0,42
APR1400	ShinKori 5,6	70	3,79	92	4,4	0,76	0,86	0,66
APR1400	ShinHanul 1,2	56,5	3,13	127,5	3,8	0,44	0,82	0,37
APR1400	Barakah (1,2,3,4)	66	6,1	100	8	0,66	0,76	0,50

Figure 6(a) compares planned and final construction durations, highlighting significant schedule overruns. The EPR (Olkiluoto, Flamanville) projects exhibit the largest discrepancies between planned and final times. Figure 6(b) contrasts planned and final construction costs. The AP1000 (Vogtle) and EPR reactors (Olkiluoto and Flamanville) show severe cost escalations. Figure 6(c) presents capacity construction rate (MW/month), revealing that the APR1400 units generally maintained closer consistency between planned and achieved construction rates compared to AP1000 and EPR reactors, with AP1000 and EPR experiencing significant reductions in efficiency. Figure 6(d) illustrates the specific capital cost per MW, showing substantial deviations between planned and final costs, particularly for AP1000 (Vogtle) and EPR (Olkiluoto, Flamanville) reactors, indicating severe underestimation of initial budgets. APR1400 reactors experienced less drastic increases.

Figure 7 provides a direct comparison between planned and final construction times and costs for nuclear reactor projects based on AP1000, EPR, and APR1400 technologies. Each arrow in the chart connects the planned (starting point) and final (ending point) scenarios, clearly visualizing the extent of deviations. AP1000 reactors (Vogtle) exhibit extremely large increases both in construction time and cost, with final values significantly higher than planned, emphasizing severe underestimation and project management challenges. But (Sanmen and Haiyang) projects present better performance results comparable to APR1400. EPR reactors (Olkiluoto 3, Flamanville 3) also demonstrate substantial deviations, comparable to AP1000, but slightly lower, illustrating extensive schedule delays and cost overruns. APR1400 reactors (ShinKori, ShinHanul, and Barakah units) show notably smaller discrepancies between planned and actual outcomes, indicating more realistic forecasting, better project control, and

improved management practices. Figure 8 illustrates a clear performance evaluation of nuclear reactor projects, comparing the Schedule Performance Ratio (SP) against the Cost Performance Ratio (CP), combined into a Performance Coefficient (PC), visualized by circle sizes. The best-performing project is the APR1400 (ShinKori 5,6), indicated by the largest circle and its position closest to the ideal (top-right corner), highlighting balanced efficiency in both cost and schedule control. In contrast, the EPR (Olkiluoto) project exhibits

the poorest performance, positioned at the bottom-left corner with the smallest circle, underscoring significant issues with cost overruns and extensive delays. Overall, APR1400 projects consistently outperform AP1000 and EPR reactors in managing construction schedules and costs effectively. The figure 9 does not show a clear learning trend or progressive improvement across subsequent projects. Instead, fluctuations in both construction time and cost are observed for all technologies, with notable inconsistencies.

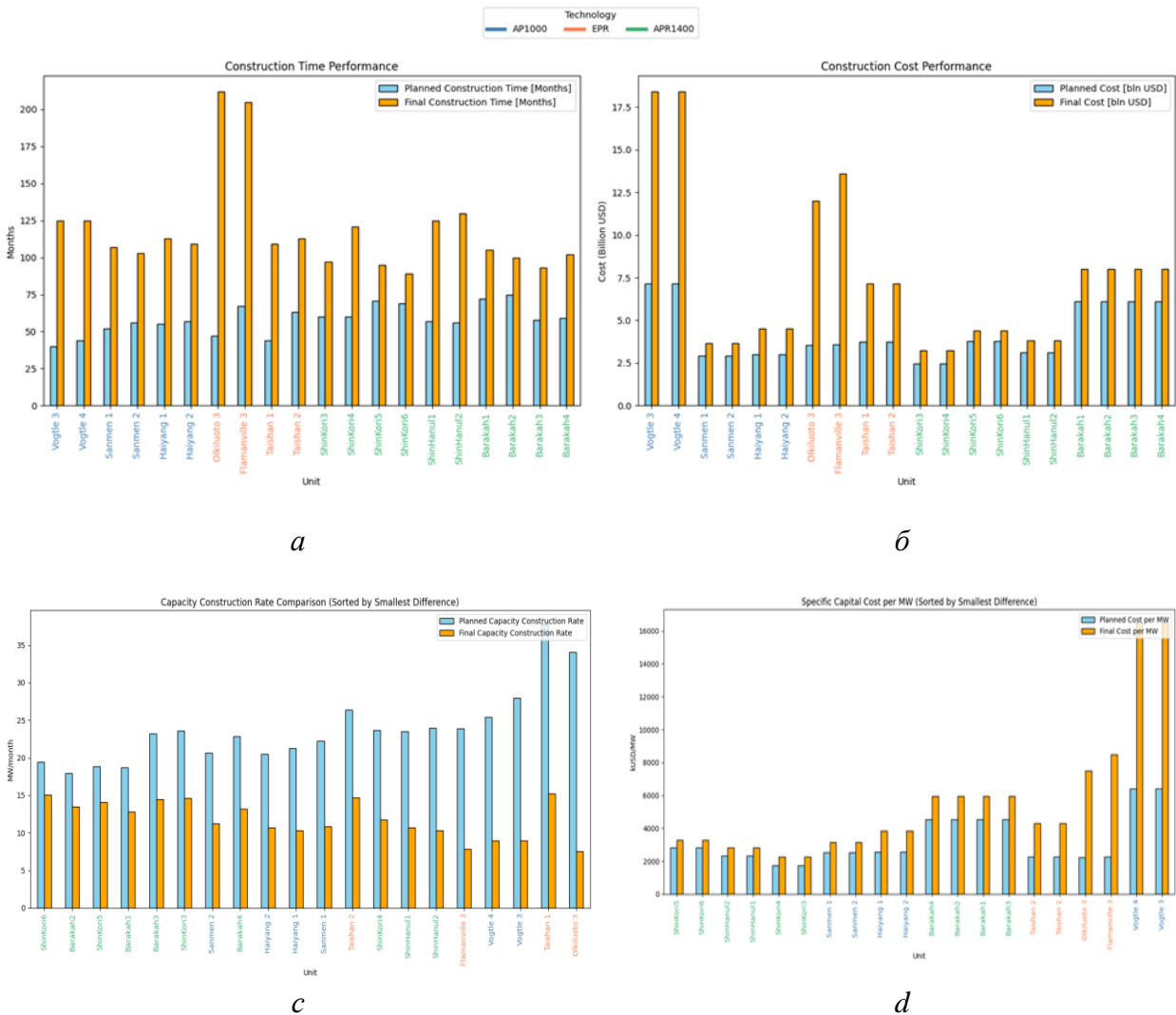


Fig.6. (a) Construction Time Performance, (b) Construction Cost Performance, (c) Capacity Rate Comparison, (d) Specific Capital Cost per MW

Рис.6 (а) Виконання термінів будівництва, (б) Виконання кошторису будівництва, (в) Порівняння показників потужності, (г) Питомі капітальні витрати на 1 МВт

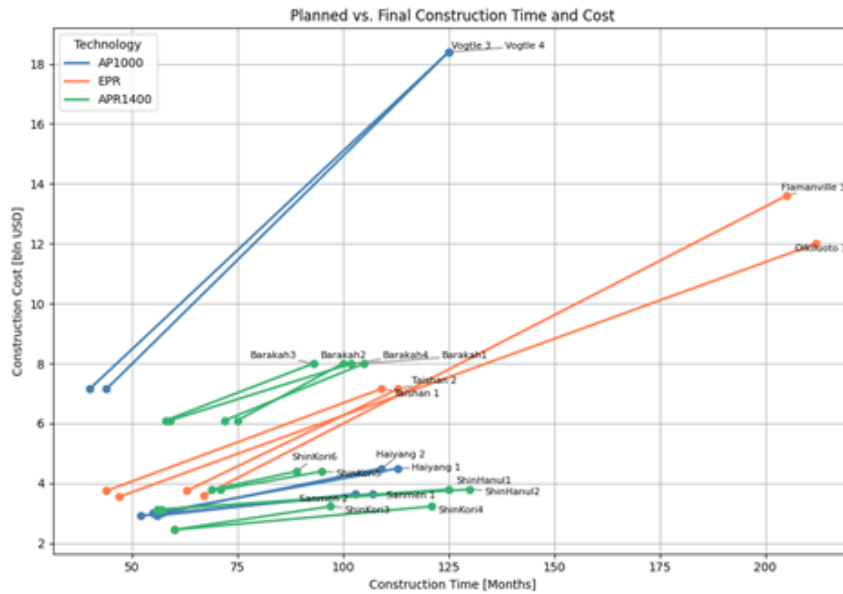


Fig.7. Comparison of planned and final construction time and cost
Рис.7. Порівняння запланованих та фактичних показників термінів будівництва та вартості

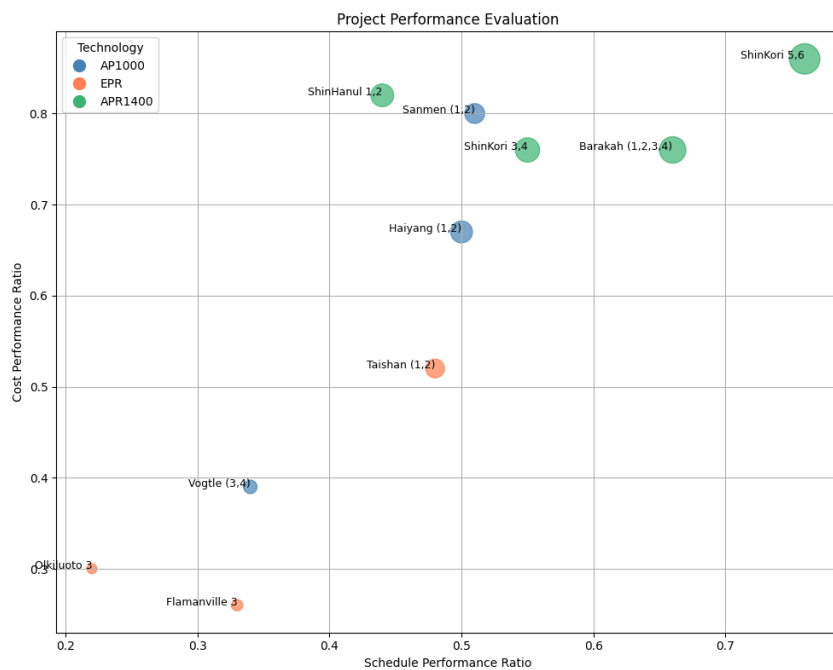


Fig.8. Project Performance Evaluation
Рис. 8. Оцінка ефективності проекту

The APR1400 curves demonstrate variability with initially high values decreasing in some projects but not consistently downward. The EPR exhibit minimal evidence of a learning or improvement trend. The AP1000 curves displays significant increases, especially in cost for the Vogtle units, reflecting deteriorating rather than improving performance.

CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

Analysis of recent Generation III/III+ nuclear reactor projects reveals substantial delays and significant cost overruns, indicating persistent FOAK challenges and limited visibility of the anticipated NOAK effect, which usually provides improved efficiency in subsequent builds.

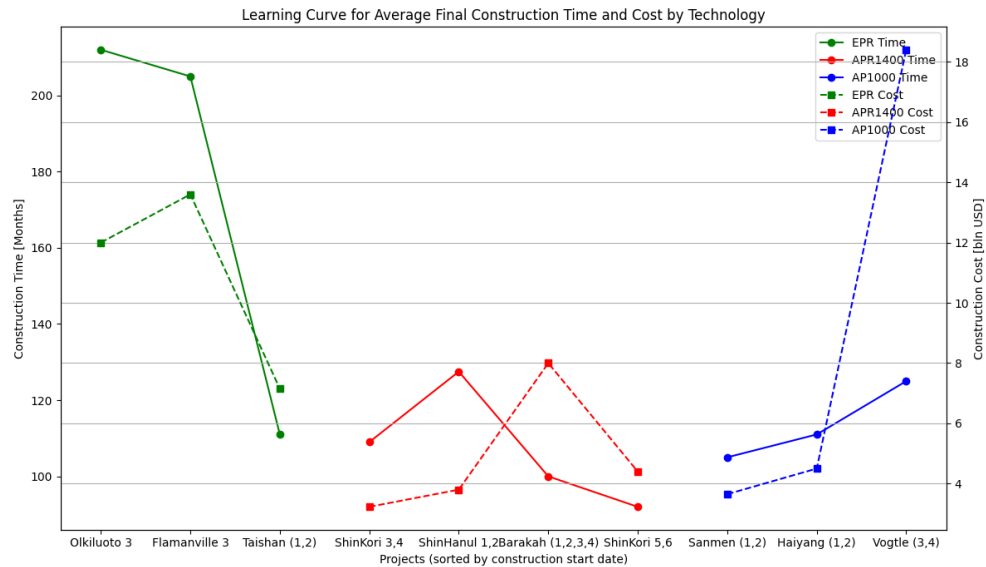


Fig. 9. Learning curve for average projects time and cost by technology

Рис. 9. Дослідна крива для середніх показників часу та вартості проєктів за технологіями

Factors contributing to these delays and cost escalations include evolving regulatory frameworks, particularly heightened safety requirements following events such as the inadequate project management, design modifications occurring mid-construction, supply chain immaturity, and insufficient skilled workforce. Projects frequently began construction prior to finalizing design details, leading to significant rework and productivity losses. Moreover, issues such as quality control scandals and a high workforce turnover rate further inhibited the transfer and retention of experience.

Collectively, these challenges diminished potential efficiencies typically gained in repeated construction, demonstrating that each project essentially encountered renewed complexities characteristic of FOAK implementations. Currently, there are 65 nuclear reactors under construction globally, with an additional 90 reactors planned [24], underscoring continuing investment in nuclear energy. Simultaneously, there is significant and growing interest in developing Small Modular Reactor (SMR) technologies [25], intended for diverse applications including remote regions, industrial processes, and flexible grid integration. Given the challenges highlighted by recent reactor construction projects, future research is recommended to specifically focus on analyzing FOAK and NOAK effects

associated with large scale reactors and try to rescale it to SMRs to better understand and mitigate potential cost overruns and schedule delays inherent in deploying this emerging technology.

REFERENCES

1. Construction of most nuclear-power reactors is behind schedule <https://www.economist.com/graphic-detail/2017/01/30/construction-of-most-nuclear-power-reactors-is-behind-schedule> (accessed: 07.05.2025).
2. Construction delays make new nuclear power plants costlier than ever | *Imperial News* | *Imperial College London* URL: <https://www.imperial.ac.uk/news/186487/construction-delays-make-nuclear-power-plants/> (accessed: 07.05.2025).
3. **Stewart W.R., Shirvan K.** Capital cost estimation for advanced nuclear power plants // *Renewable and Sustainable Energy Reviews*. Pergamon, 2022. Vol. 155. P. 111880. <https://doi.org/10.1016/J.RSER.2021.111880>.
4. **Portugal-Pereira J. et al.** Better late than never, but never late is better: Risk assessment of nuclear power construction projects // *Energy Policy*. Elsevier, 2018. Vol. 120. P. 158–166. <https://doi.org/10.1016/J.ENPOL.2018.05.041>.
5. Nuclear Energy Agency, Unlocking Reductions in the Construction Costs of Nuclear: *A Practical Guide for Stakeholders*. 2020.
6. **Hanna B.N. et al.** Navigating Economies of Scale and Multiples for Nuclear-Powered Data

- Centers and Other Applications with High Service Availability Needs // *Energies* 2024, Vol. 17, Page 5073. *Multidisciplinary Digital Publishing Institute*, 2024. Vol. 17, № 20. P. 5073.
<https://doi.org/10.3390/EN17205073>.
7. The Future of Nuclear Energy in a Carbon-Constrained World. *Massachusetts Institute of Technology*, 2018.
 8. **Paulson C.K.** Westinghouse AP1000 Advanced Plant Simplification Results, Measures, and Benefits // *International Conference on Nuclear Engineering, Proceedings, ICONE. American Society of Mechanical Engineers Digital Collection*, 2009. Vol. 2. P. 1065–1068.
<https://doi.org/10.1115/ICONE10-22784>.
 9. Westinghouse AP1000 Design Control Document Rev. 19 - Tier 2 Chapter 3 Design of Structures, Components, Equipment and Systems.
 10. **Kadak A.C.** A Comparison of advanced nuclear technologies. *Columbia SIA Center of Global Energy Policy*, 2017.
 11. **Gaio P.** AP1000: The PWR Revisited // *Proceedings of an International Conference on Opportunities and Challenges for Water Cooled Reactors in the 21. Century. Vienna: IAEA*, 2011.
 12. **Schulz T.L.** Westinghouse AP1000 advanced passive plant // *Nuclear Engineering and Design. North-Holland*, 2006. Vol. 236, № 14–16. P. 1547–1557.
<https://doi.org/10.1016/J.NUCENGDES.2006.03.049>.
 13. Office for Nuclear Regulation. ONR-GDA-AR-11-024 *Generic Design Assessment-New Civil Reactor Build Step 4 Reactor Chemistry Assessment of the EDF and AREVA UK EPRTM Reactor*. 2011.
 14. **Peterson P.F., Zhao H., Petroski R.** Metal And Concrete Inputs For Several Nuclear Power Plants. 2005.
 15. **Chung H.-Y., Kim D.-W.** Design of Advanced Power Reactor (APR1400) I&C System // *IFAC Proceedings Volumes. Elsevier*, 2003. Vol. 36, № 20. P. 729–734
[https://doi.org/10.1016/S1474-6670\(17\)34557-3](https://doi.org/10.1016/S1474-6670(17)34557-3).
 16. APR1400 Design Control Document And Environmental Report. 2018.
 17. **Ahn K. II, Lee K. hyoung, Hwang S.W.** The APR1400 SOARCA study: Insights into the evolution of severe accidents and fission product source term analysis results // *Progress in Nuclear Energy. Pergamon*, 2023. Vol. 158. P. 104628.
<https://doi.org/10.1016/J.PNUCENE.2023.104628>.
 18. **Fleming Q.W., Koppelman J.M.** Earned Value Project Management. 4th ed. *Project Management Institute*, 2016.
 19. **Liu G., Jiang H.** Performance Monitoring of Project Earned Value considering Scope and Quality // *KSCE Journal of Civil Engineering. Elsevier*, 2020. Vol. 24, № 1. P. 10–18.
<https://doi.org/10.1007/S12205-020-1054-6>.
 20. **Anbari F.T.** Earned Value Project Management Method and Extensions // *Project Management Journal. SAGE Publications* Sage CA: Los Angeles, CA, 2003. Vol. 34, № 4. P. 12–23.
<https://doi.org/10.1177/875697280303400403>.
 21. **Mislick G.K., Nussbaum D.A.** Cost estimation: Methods and tools. 2015.
 22. **Ottaviani F.M. et al.** Improving Project Estimates at Completion through Progress-Based Performance Factors // *Buildings* 2024, Vol. 14, Page 643. *Multidisciplinary Digital Publishing Institute*, 2024. Vol. 14, 3. P. 643.
<https://doi.org/10.3390/BUILDINGS14030643>.
 23. **Oettingen M.** Costs and timeframes of construction of nuclear power plants carried out by potential nuclear technology suppliers for Poland // *Pulaski Policy Papers*. 2021.
 24. Plans For New Reactors Worldwide - World Nuclear Association URL: <https://world-nuclear.org/information-library/current-and-future-generation/plans-for-new-reactors-worldwide#notes-amp-references> (accessed: 29.04.2025).
 25. **Pioro I.L. et al.** Current status of SMRs and S&MRs development in the world // *Handbook of Generation IV Nuclear Reactors: A Guidebook. Woodhead Publishing*, 2023. P. 713–757. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-820588-4.00027-X>

ЛІТЕРАТУРА

1. Construction of most nuclear-power reactors is behind schedule <https://www.economist.com/graphic-detail/2017/01/30/construction-of-most-nuclear-power-reactors-is-behind-schedule> (accessed: 07.05.2025).
2. Construction delays make new nuclear power plants costlier than ever | *Imperial News | Imperial College London* URL: <https://www.imperial.ac.uk/news/186487/construction-delays-make-nuclear-power-plants/> (accessed: 07.05.2025).

3. **Stewart W.R., Shirvan K.** Capital cost estimation for advanced nuclear power plants // *Renewable and Sustainable Energy Reviews*. Pergamon, 2022. Vol. 155. P. 111880. <https://doi.org/10.1016/J.RSER.2021.111880>.
4. **Portugal-Pereira J. et al.** Better late than never, but never late is better: Risk assessment of nuclear power construction projects // *Energy Policy*. Elsevier, 2018. Vol. 120. P. 158–166. <https://doi.org/10.1016/J.ENPOL.2018.05.041>.
5. Nuclear Energy Agency, Unlocking Reductions in the Construction Costs of Nuclear: A Practical Guide for Stakeholders. 2020.
6. **Hanna B.N. et al.** Navigating Economies of Scale and Multiples for Nuclear-Powered Data Centers and Other Applications with High Service Availability Needs // *Energies* 2024, Vol. 17, Page 5073. *Multidisciplinary Digital Publishing Institute*, 2024. Vol. 17, № 20. P. 5073. <https://doi.org/10.3390/EN17205073>.
7. The Future of Nuclear Energy in a Carbon-Constrained World. *Massachusetts Institute of Technology*, 2018.
8. **Paulson C.K.** Westinghouse AP1000 Advanced Plant Simplification Results, Measures, and Benefits // *International Conference on Nuclear Engineering, Proceedings, ICONE*. American Society of Mechanical Engineers Digital Collection, 2009. Vol. 2. P. 1065–1068. <https://doi.org/10.1115/ICONE10-22784>.
9. Westinghouse AP1000 Design Control Document Rev. 19 - Tier 2 Chapter 3 Design of Structures, Components, Equipment and Systems.
10. **Kadak A.C.** A Comparison of advanced nuclear technologies. *Columbia SIA Center of Global Energy Policy*, 2017.
11. **Gaio P.** AP1000: The PWR Revisited // *Proceedings of an International Conference on Opportunities and Challenges for Water Cooled Reactors in the 21. Century*. Vienna: IAEA, 2011.
12. **Schulz T.L.** Westinghouse AP1000 advanced passive plant // *Nuclear Engineering and Design*. North-Holland, 2006. Vol. 236, № 14–16. P. 1547–1557. <https://doi.org/10.1016/J.NUCENGDES.2006.03.049>.
13. Office for Nuclear Regulation. ONR-GDA-AR-11-024 *Generic Design Assessment-New Civil Reactor Build Step 4 Reactor Chemistry Assessment of the EDF and AREVA UK EPRM Reactor*. 2011.
14. **Peterson P.F., Zhao H., Petroski R.** Metal And Concrete Inputs For Several Nuclear Power Plants. 2005.
15. **Chung H.-Y., Kim D.-W.** Design of Advanced Power Reactor (APR1400) I&C System // *IFAC Proceedings Volumes*. Elsevier, 2003. Vol. 36, № 20. P. 729–734 [https://doi.org/10.1016/S1474-6670\(17\)34557-3](https://doi.org/10.1016/S1474-6670(17)34557-3).
16. APR1400 Design Control Document And Environmental Report. 2018.
17. **Ahn K. II, Lee K. hyoung, Hwang S.W.** The APR1400 SOARCA study: Insights into the evolution of severe accidents and fission product source term analysis results // *Progress in Nuclear Energy*. Pergamon, 2023. Vol. 158. P. 104628. <https://doi.org/10.1016/J.PNUCENE.2023.104628>.
18. **Fleming Q.W., Koppelman J.M.** Earned Value Project Management. 4th ed. *Project Management Institute*, 2016.
19. **Liu G., Jiang H.** Performance Monitoring of Project Earned Value considering Scope and Quality // *KSCE Journal of Civil Engineering*. Elsevier, 2020. Vol. 24, № 1. P. 10–18. <https://doi.org/10.1007/S12205-020-1054-6>.
20. **Anbari F.T.** Earned Value Project Management Method and Extensions // *Project Management Journal*. SAGE Publications CA: Los Angeles, CA, 2003. Vol. 34, № 4. P. 12–23. <https://doi.org/10.1177/875697280303400403>.
21. **Mislick G.K., Nussbaum D.A.** Cost estimation: Methods and tools. 2015.
22. **Ottaviani F.M. et al.** Improving Project Estimates at Completion through Progress-Based Performance Factors // *Buildings* 2024, Vol. 14, Page 643. *Multidisciplinary Digital Publishing Institute*, 2024. Vol. 14, 3. P. 643. <https://doi.org/10.3390/BUILDINGS14030643>.
23. **Oettingen M.** Costs and timeframes of construction of nuclear power plants carried out by potential nuclear technology suppliers for Poland // *Pulaski Policy Papers*. 2021.
24. Plans For New Reactors Worldwide - World Nuclear Association URL: <https://world-nuclear.org/information-library/current-and-future-generation/plans-for-new-reactors-worldwide#notes-amp-references> (accessed: 29.04.2025).
25. **Pioro I.L. et al.** Current status of SMRs and S&MRs development in the world // *Handbook of Generation IV Nuclear Reactors: A Guidebook*. Woodhead Publishing, 2023. P.

713–757. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-820588-4.00027-X>

ОЦІНКА ВАРТОСТІ ТА ВИКОНАННЯ ГРАФІКІВ БУДІВНИЦТВА КЛЮЧОВИХ ЯДЕРНИХ РЕАКТОРІВ

*Кароль СКІБА,
Міхал РОГУЗ,
Роман КІНАШ*

Анотація. Атомна промисловість є унікальним сектором, який особливо вразливий до затримок. Велика кількість впливових факторів, таких як складність проектування, стислі терміни виконання робіт на майданчику та логістично складний наскрізний ланцюжок поставок, і це лише деякі з них, роблять весь проєкт дуже схильним до ускладнень. У 2017 році оцінено, що майже дві третини з 55 атомних електростанцій, які будувалися на той час, відставали від графіка.

Крім того, вважається, що з 2010 року такі затримки призвели до збільшення кінцевої вартості проєктів майже на 20%. У цій роботі проаналізовано останні результати будівництва проєктів ядерних реакторів покоління III/III+, зокрема, досліджено технології AP1000, EPR і APR1400. Ключові показники ефективності

які було оцінено, включали порівняння запланованих і фактичних термінів будівництва, витрати і темпи спорудження потужностей, які виявили значні відхилення між проаналізованими проєктами. Ефективність кожного ядерного проєкту була кількісно оцінена за допомогою коефіцієнта продуктивності графіка, коефіцієнта ефективності вартості та інтегрованого коефіцієнта ефективності для повного порівняння ефективності різних реакторних технологій. Аналіз також визначив ключові причини цих відхилень, такі як мінливе нормативне середовище, вимоги до безпеки, неефективність управління проєктами, незрілість ланцюжка постачання і обмежена доступність кваліфікованої робочої сили, які сприяли постійним проблемам, пов'язаних з першими у своєму роді реакторами (FOAK), і затьмарювали очікувані поліпшення, пов'язані з n-ми у своєму роді реакторами (NOAK). На основі цих висновків надано рекомендації для майбутніх досліджень, наголошуючи на необхідності застосувати знання, отримані під час розгортання великих реакторів, до нових технологій малих модульних реакторів (ММР).

Ключові слова: NOAK; FOAK; час виходу на ринок; будівництво АЕС; вартість; графік робіт

Стаття надійшла до редакції 10.05.2025 р.

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL RESEARCH OF STRENGTH OF COMPRESSED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WITH TRANSVERSE REINFORCEMENT OF WELDED MESHES

Yulii KLYMOV¹, Dmytro SMORKALOV²

^{1,2} Kyiv National University of Construction and Architecture
31, Povitryanykh Syl Ave., Kyiv, Ukraine, 03037

¹yuliiiklymov@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-4275-7058>

²smorkalov.dv@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-7890-2686>

Summary. Transverse reinforcement with welded meshes is used in areas of significant compressive forces, usually in local places, where it is necessary to increase the strength of concrete in axial compression. In a calculated way, such an increase in the strength of concrete is usually taken into account by introducing coefficients that were obtained on the basis of experimental researches. Calculation of the strength of such elements on the basis of empirical dependencies is a significant drawback that can lead either to overspending on materials or to insufficient reliability of structures. Improving the calculation method with transverse reinforcement is a rather promising direction.

The presented work presents a method for determining the ultimate compressive stresses of concrete in compression in places of transverse reinforcement with welded meshes, based on the theory of plasticity of reinforced concrete, within which the mesh reinforcement is considered as an internal bond that limits the transverse deformations of concrete in compression and causes the emergence of reactive compressive stresses in concrete acting in the plane of the meshes. As a result, concrete within the location of the reinforcing meshes passes from a stressed state of axial to triaxial compression, which causes an increase in its strength, and at the same time the strength of the entire element in the area of the compressive force.

Based on the above-mentioned premises, theoretical calculations were obtained to determine the ultimate stresses in concrete in places of reinforcement with welded meshes, which take into account the intensity of transverse reinforcement (diameter, mesh reinforcement pitch and their location along the height of the element), the strength characteristics of concrete and the corresponding reinforcement.



Yulii KLYMOV

Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures,
Doctor of Technical Sciences,
Professor



Dmytro SMORKALOV

Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures,
Ph.D., Associate Professor

To verify the developed calculation tool, we conducted local experimental researches of the strength of reinforced concrete elements with transverse reinforcement with welded meshes.

The analysis of the results of the experimental and theoretical studies made it possible to establish the general regularities of the stress-strain state and the strength of centrally compressed elements with transverse reinforcement.

As a result of comparing experimental and theoretical data, it was established that the developed calculation method for determining the strength of compressed reinforced concrete elements in zones of transverse reinforcement with welded meshes has a sufficiently high accuracy, since the ratio between the calculated and experimental load at failure was 0.87...1.06, and after further experimental testing it can be used for calculating structures.

Keywords: transverse reinforcement; central compression; strength of reinforced concrete elements; welded meshes; "compression" effect; limit state.

INTRODUCTION

The use of transverse reinforcement of reinforced concrete structures, especially in the areas of joints, concentrated loads or in the areas of anchoring of prestressed reinforcement, which is usually located perpendicular to the direction of external loading, has become common construction practice. The increase in strength and deformation characteristics of such elements is due to the influence of the "compression" effect.

The reinforcement of compressed reinforced concrete elements with transverse reinforcement contributes to the increase in the strength of the concrete core (the result of which is the increase in the load-bearing capacity of the entire structure), and also creates favorable conditions for the effective use of high-strength reinforcement.

Among the large number of different types of transverse reinforcement (rings, spirals, frequently located clamps, transverse sheet reinforcement, solid metal clamps, clamps made of angles and connecting strips, etc.), the most widely used in engineering practice is transverse reinforcement in the form of welded meshes.

According to existing methods, the calculation of reinforced concrete elements with transverse reinforcement by welded meshes is based on the introduction of reduced prismatic strength σ_c instead of prismatic strength $\sigma_{c,red}$, the determination of which is based on empirical dependencies.

The disadvantages of the empirical approach are well-known - the lack of a clear physical meaning, the reliability of the obtained solutions only for the processed array of experimental data, etc., which does not allow the application of this calculation method in all cases that occur in practice and leads in some cases to the overspending of material, and in others to insufficient reliability of the design.

At the same time, one of the most promising areas for improving the methodology for calculating the strength of elements with transverse reinforcement is the construction of

a calculation model based on the theory of the limit state of reinforced concrete.

PROBLEM STATEMENT AND ANALYSIS OF PREVIOUS RESEARCH

Most of the researches conducted to date on the influence of reinforcement on the stress-strain state of concrete in compressed reinforced concrete elements are experimental researches of the strength of elements reinforced with flat welded meshes and protective reinforcement, as well as pipe-concrete elements. The experimental researches conducted included, among other things, tests for axial compression of reinforced concrete elements reinforced with welded meshes, in which the intensity of volumetric reinforcement, the diameter of the rods, the pitch of the reinforcement in the meshes and their position along the height were varied [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10].

As a result of the conducted researches, experimental data were obtained on the type of the destruction of the strength of elements, changes in longitudinal and transverse deformations of concrete, and stresses in the reinforcement during loading, including cyclic loading [9, 11]. It was found that the presence of reinforcement in the form of meshes, due to the limitation of transverse deformations, leads to the occurrence of a triaxial stress state in concrete and an increase in the strength of samples under axial compression by 1.10-1.45 times, which corresponds to the results of concrete tests under triaxial compression at corresponding values of transverse compressive stresses within 0.1 ... 0.5 of the ultimate under axial compression [12, 13, 14, 15, 16, 17]. At the same time, with an increase in transverse reinforcement with meshes or protective reinforcement, the strength and ductility of the elements increase.

The calculated assessment of the influence of transverse reinforcement on the strength of elements under central compression is reduced to the introduction of empirical coefficients that take into account the intensity, type, configuration and construction of transverse reinforcement [18, 19, 20, 21, 22, 23].

At the same time, there are real prerequisites for building a theoretical approach to determining the strength of concrete of reinforced concrete elements in the zone of transverse reinforcement with welded meshes based on taking into account the real stress-strain state of concrete.

The object of research is centrally compressed reinforced concrete elements with transverse reinforcement with transverse welded meshes.

The purpose of the work is to improve the methodology for calculating the strength of centrally compressed elements with transverse reinforcement with welded meshes and to build a calculation model based on the limit state of reinforced concrete.

Research objectives:

- develop a method for calculating the strength of centrally compressed reinforced concrete elements with transverse reinforcement;
- obtain experimental data on the strength of centrally compressed reinforced concrete elements with transverse reinforcement;
- perform a comparison of the strength results of the test samples with the theoretical values obtained by the presented calculation method.

Subject of research.

To construct a theoretical approach to determining the concrete strength of reinforced concrete elements in the zone of transverse reinforcement with welded meshes based on taking into account the real stress-strain state of concrete. To verify the developed calculation model, to conduct local experimental researches of the strength of reinforced concrete elements with transverse reinforcement with

welded meshes. To compare the results of theoretical and experimental researches (local and others) to obtain general patterns of the stress-strain state and strength of centrally compressed elements with transverse reinforcement.

MAIN MATERIAL AND RESULTS OF RESEARCH

The method of calculating the strength of centrally compressed reinforced concrete elements with transverse mesh reinforcement presented in this article is based on the following initial assumptions, which were obtained from the analysis of numerous experimental data:

- the destruction of the element occurs when the limit state is reached in the concrete core; if certain design requirements are met, the destruction of the element occurs when the limit state is simultaneously reached in the concrete core and transverse reinforcement;
- at the stage of limit equilibrium, compatibility of deformations of transverse reinforcement and concrete in the transverse direction is ensured;
- transverse reinforcement located in a concrete mass is an internal connection that ensures the constraint of transverse deformation and, as a consequence, a change in the stress state of concrete under given loading conditions;
- the core concrete is in a volumetric stress state, for the assessment of which the strength condition of Lukshi L.K. is used (1) [24]:

$$\sigma_{b1}^2 + \sigma_{b2}^2 + \sigma_{b3}^2 - 2(\sigma_{b1}\sigma_{b2} + \sigma_{b2}\sigma_{b3} + \sigma_{b3}\sigma_{b1}) - (\sigma_c - \sigma_{ct})(\sigma_{b1} + \sigma_{b2} + \sigma_{b3}) - \sigma_c\sigma_{ct} = 0 \quad (1)$$

The calculation model of the element at the limit equilibrium stage is shown in Fig. 1.

The ultimate load on an element is determined from the equation of external and internal forces on the vertical axis:

$$N_u = \sigma_{b1}A_{ef} + f_yA_s \quad (2)$$

where σ_{b1} - axial stresses in the concrete core, determined from the condition of concrete strength (1), in which the main stresses σ_{b2} , σ_{b3}

are determined based on the following considerations.

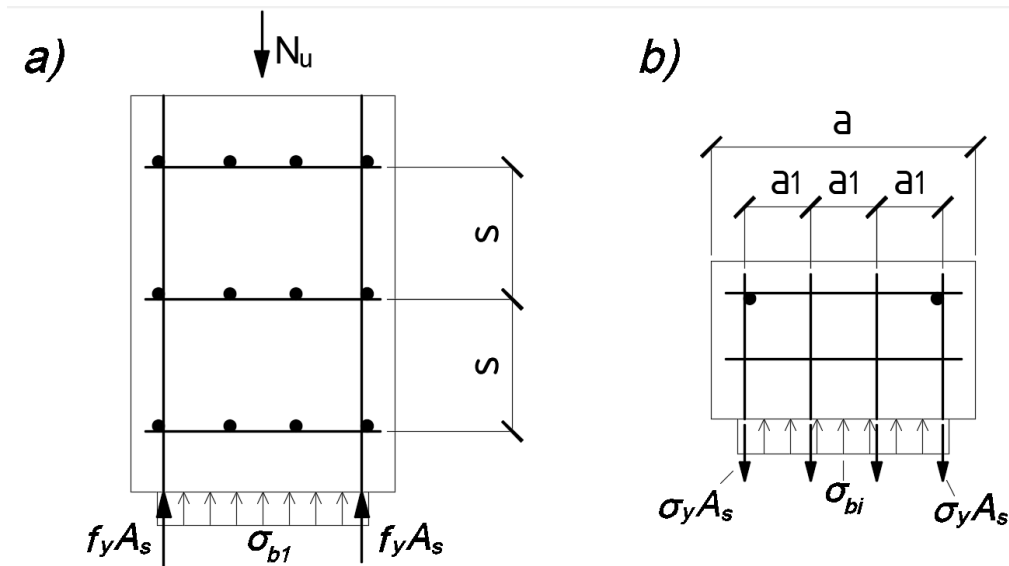


Fig. 1. Calculation model of a reinforced concrete element with transverse mesh reinforcement at the stage of ultimate equilibrium: a - external and internal forces in a flat horizontal section; b - external and internal forces in a flat vertical section

Рис. 1. Розрахункова модель залізобетонного елемента з непрямым сітчастим армуванням на стадії граничної рівноваги: а - зовнішні та внутрішні зусилля у плоскому горизонтальному перерізі; б - зовнішні та внутрішні зусилля у плоскому вертикальному перерізі

Loading an element with an axial compressive load causes its deformation: compression in the longitudinal and tension in the transverse directions. As a result, tensile stresses arise in the transverse reinforcement, and reactive compressive stresses that are mutually balanced with them are transferred to the concrete (Fig. 1, b). Thus, the stresses σ_{b2} , σ_{b3} are reactive stresses of concrete compression and are determined from the element equilibrium equations in flat vertical sections (Fig. 1, b):

$$\begin{aligned} \sigma_{b2} &= \mu_{s,2} \sigma_{s2}, \\ \sigma_{b3} &= \mu_{s,3} \sigma_{s3}, \end{aligned} \tag{3}$$

where

$$\sigma_{b1} = 2\sigma_{bi} + \frac{\sigma_c - \sigma_{ct}}{2} + \sqrt{4\sigma_{bi}^2 + 4(\sigma_c - \sigma_{ct})\sigma_{bi} + \frac{(\sigma_c - \sigma_{ct})^2}{4}} \tag{4}$$

$\mu_{s,2}$ и $\mu_{s,3}$ - reinforcement coefficients in the corresponding direction;
 σ_{s2} и σ_{s3} - stresses in transverse reinforcement of the corresponding direction in the ultimate state.

In construction practice, welded transverse meshes with the same reinforcement coefficients in orthogonal directions are predominantly used as transverse reinforcement, i.e. $\mu_{s,2} = \mu_{s,3} = \mu_{s,i}$.

Based on the above, we write down:
 $\sigma_{s2} = \sigma_{s3} = \sigma_{si}$ и $\sigma_{b2} = \sigma_{b3} = \sigma_{bi}$.

Solving (1) with respect to the main stresses σ_{bi} we obtain:

where σ_{bi} - reactive stresses of lateral compression of concrete core:

$$\sigma_{bi} = \sigma_{si} \mu_{s,i}, \quad (5)$$

According to experimental data, the magnitude of stresses in the reinforcement of meshes in the limit state (σ_{si}) is in a wide range - $\sigma_{si}/\sigma_y = 0,55 \dots 1,0$ and depends on various design factors.

Let us represent the stresses σ_{si} in the following form:

$$\sigma_{si} = k_s \sigma_y, \quad (6)$$

where $k_s \leq 1,0$ - coefficient of efficiency of using transverse reinforcement.

Based on the conducted generalization and analysis of a number of experimental and theoretical researches, it was established that the following design factors have the most significant influence on the value of the coefficient k_s : concrete compressive strength (σ_c), transverse reinforcement capacity ($\sigma_0 = \mu_{s,i} \sigma_y$), mesh cell size (a_1) and mesh pitch (s).

According to the experimental data, it is advisable to present the above design factors in relative units, respectively, $\frac{\sigma_0}{\sigma_c}$, $\frac{a_1}{a}$ and $\frac{1}{\chi} = \frac{a}{2s}$.

We determine the dependence of the coefficient k_s on the above factors by means of mathematical processing of the results of experimental researches by various authors, in which the efficiency coefficient is presented in the form:

$$k_s = \frac{\sigma_0}{\sigma_{bi}^{test}}, \quad (7)$$

where σ_0 - transverse reinforcement capacity; σ_{bi}^{test} - stresses of reactive compression of concrete, determined by substituting into dependence (1) the experimental values of σ_c , σ_{ct} и σ_{b1} and its solution relative to σ_{bi} .

As a result of the theoretical researches, it was established that, if the design requirements $a_1/a \leq 0,33$ и $1/\chi \leq 1,00$ are met, the coefficient k_s is determined quite accurately by the following dependencies:

a) under $\sigma_0/\sigma_c \leq 0,10$,

$$k_s = 1,0 \quad (8)$$

b) under $\sigma_0/\sigma_c > 0,10$,

$$k_s = 0,31 \sqrt{\frac{\sigma_c}{\sigma_0}} \quad (9)$$

If at least one of the above design requirements is not met, a significant spread of the values of k_s determined according to (7) and a general tendency towards a sharp decrease in the efficiency coefficient of transverse reinforcement are observed.

To verify the developed calculation model, local experimental researches of the strength of reinforced concrete elements with transverse reinforcement with welded meshes were conducted.

Concrete prisms with a cross-section of 150 x 150 mm and a length of 600 mm, reinforced with welded mesh, were adopted as test samples.

The variable factor was the step of the transverse meshes (s) and the coefficient of transverse reinforcement μ_s . In total, 3 series (P-I, P-II, P-III) of experimental samples were manufactured and tested, 3 twin samples in each series, as well as reference samples made of concrete.

Heavy concrete of class C20/25 was used for the production of the samples, and welded transverse meshes of wire reinforcement of class Bp-I with a diameter of 5 mm were used as transverse reinforcement. Longitudinal reinforcement was absent. The design parameters of the test samples are given in Table 1.

The designs of the experimental samples are shown in Fig.1.

The experimental samples were tested for short-term central compression on a PG-100 hydraulic press. The load was applied in steps of (1/10...1/20) of the expected destructive load, with each step of loading being maintained for 3...4 minutes. During the test, the ultimate load on the sample was determined, longitudinal and transverse deformations were measured, and a visual

inspection of the samples was performed for cracks and peeling of the protective concrete layer. The ultimate load was defined as the maximum force that the test sample was capable of withstanding during loading. Longitudinal deformations were measured

with dial gauges (0.001 mm division value) on a 200 mm base and strain gauges with a 50 mm base. Transverse deformations were measured with dial gauges (0.001 mm division value) on a 150 mm base and strain gauges with a 50 mm base.

Table 1. Design parameters of experimental samples
Табл. 1. Розрахункові параметри дослідних зразків

Sample mark	Concrete		Transverse reinforcement													
	σ_c , МПа	σ_{ct} , МПа	σ_y , МПа	s, мм	μ_s , %	$\mu_s \sigma_y / \sigma_{c0}$	s/a	a_1/a								
P-I-1 P-I-2 P-I-3	23	2,08	539,9	30	2,03	0,48	0,20	0,30								
P-II-1 P-II-2 P-II-3									23	2,08	539,9	50	1,22	0,29	0,33	0,30
P-III-1 P-III-2 P-III-3																

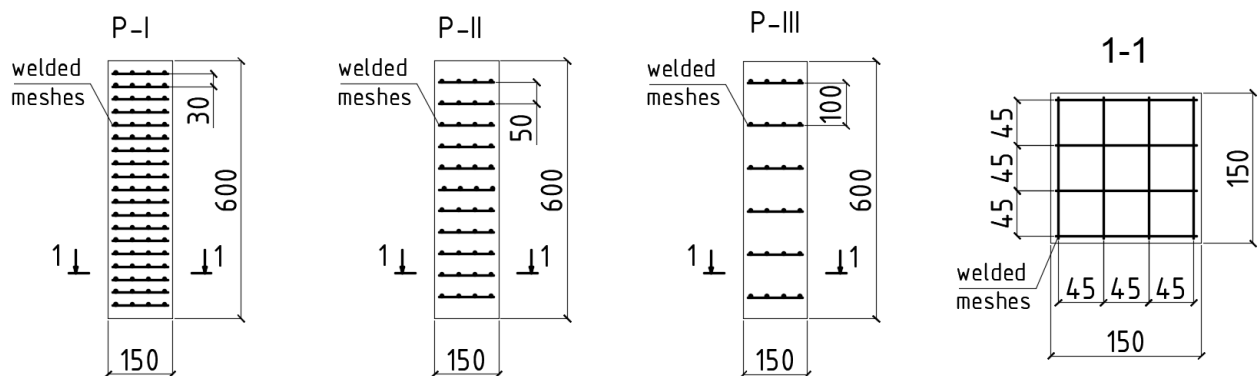


Fig. 2. The designs of the experimental samples
Рис. 2. Конструкції дослідних зразків

Comparison of the calculated (determined according to (6) taking into account (8, 9)) values of stresses in the transverse reinforcement in the ultimate state (σ_{si}^{calc}) with the experimental (measured directly during experimental researches) values of stresses (σ_{si}^{test}) shows a fairly high agreement between the results ($\sigma_{si}^{test} / \sigma_{si}^{calc} = 0,80 \dots 1,15$), which indicates a reliable display of the stress

state of the mesh reinforcement by the above dependencies when the element reaches the ultimate state.

The values of σ_{bi} calculated according to (5) taking into account (6, 8, 9) are substituted into (4) and we find the axial stresses in the concrete core σ_{b1} . Substituting σ_{b1} into (2) we determine the value of the ultimate load on a reinforced concrete element with transverse

mesh reinforcement without taking into account its flexibility.

The results of experimental researches and comparison of experimental and theoretical (determined by the developed method) values of ultimate stresses in concrete σ_{b1} are given in Table 2.

Dependence of concrete compressive strength on the percentage of transverse reinforcement is shown in Fig. 3.

The deformations of concrete, both in the longitudinal and transverse directions, until the load reaches the level $N/N_u = 0,50$ are practically independent of the percentage of transverse reinforcement of the samples μ_{xy} and coincide with the corresponding deformations of unreinforced concrete.

The ultimate deformations of concrete directly depend on the percentage of transverse reinforcement of the samples μ_{xy} , and their value for the samples of the P-II series is somewhat greater than for the samples of the P-I series.

The ultimate deformations of concrete for samples of the P-III series slightly exceed the corresponding deformations of unreinforced concrete, which can be explained by the large (greater than the limit according to design requirements) step of the transverse meshes, as a result of which the influence of transverse reinforcement (the influence of the compressive effect it creates) on the ultimate deformation of concrete is significantly reduced.

Table 2. Results of experimental and theoretical researches of centrally compressed reinforced concrete elements with transverse reinforcement by welded meshes

Табл. 2. Результати експериментальних та теоретичних досліджень центрально-стиснутих залізобетонних елементів з поперечним армуванням зварними сітками

Sample mark	σ_{bi}^{calc} , MPa	σ_{b1}^{calc} , MPa	N_u^{test} , kN	σ_{b1}^{test} , MPa	$\sigma_{b1}^{test}/\sigma_{b1}^{calc}$
P-I-1			753,0	45,2	0,98
P-I-2	4,92	46,1	777,3	46,7	1,01
P-I-3			813,8	48,9	1,06
P-II-1			728,9	43,8	1,06
P-II-2	3,81	41,2	655,8	39,4	0,96
P-II-3			680,3	40,9	0,99
P-III-1			558,7	33,6	0,93
P-III-2	2,70	36,2	522,2	31,4	0,87
P-III-3			505,9	30,4	0,84

To assess the accuracy of the developed calculation method, a comparison and corresponding statistical processing of theoretical and experimental data on the bearing capacity of centrally compressed reinforced concrete elements with longitudinal and transverse mesh reinforcement was performed.

The processed data array included test results of 120 prototypes from other authors. The main factors that have the greatest

influence on the load-bearing capacity of reinforced concrete elements varied in the following ranges: the ratio between the length and transverse size of the specimens - $l/a = 3 \dots 6,7$;

the relative capacity of transverse reinforcement - $\sigma_0/\sigma_c = 0,04 \dots 0,92$;

the relative cell size - $a_1/a = 0,07 \dots 0,31$;

the relative step of the grids - $1/\chi = 1,00 \dots 5,3$;

the resistance of longitudinal reinforcement to compression - $f_y = 235 \dots 447$ MPa. The elements were made of heavy concrete with the strength $f_y = 16,5 \dots 48,00$ MPa.

As a result of statistical processing of experimental data, the following results were

obtained: the average ratio of experimental destructive loads to calculated ones according to the developed method is 0.991; the standard deviation is 0.097; the variation coefficient is 0.098.

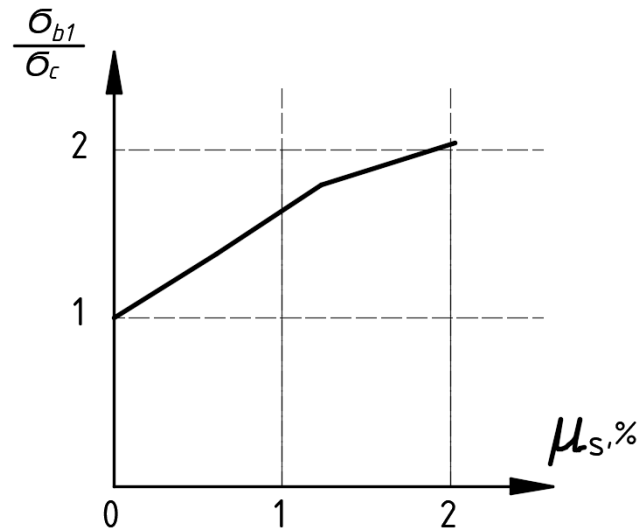


Fig. 3. Dependence of concrete compressive strength on the percentage of transverse reinforcement

Рис. 3. Залежність міцності бетону на стиск від відсотку непрямого армування

CONCLUSIONS

Generalization, systematization and analysis of the results of the conducted experimental and theoretical researches allowed us to establish the following general patterns of the stress-strain state and strength of centrally compressed elements with transverse reinforcement:

- the experimental values of the concrete core strength (σ_{bi}) of the samples of the P-I and P-II series are largely consistent (deviation up to 5.9%) with the theoretical values determined using the developed method;
- a significant deviation (underestimate) of the experimental values of the strength of the concrete core σ_{bi} of the P-III series samples from the theoretical ones determined by the developed calculation method (deviation up to 19.1%) is obviously connected with the non-fulfillment, in this case, of the design requirements for the arrangement of the

transverse reinforcement grids in height (required $S/a \leq 0,5$);

- deformation of concrete, both in the longitudinal and in the transverse directions, before reaching the load level $N/N_u = 0,50$, practically do not depend on the percentage of transverse reinforcement of samples μ_{xy} and coincide with the corresponding deformations of unreinforced concrete;
- the ultimate deformations of concrete directly depend on the percentage of transverse reinforcement of the samples μ_{xy} , and for the samples of the P-II series their value is slightly greater than for the samples of the P-I series;
- the ultimate deformations of concrete for samples of the BIII series slightly exceed the corresponding deformations of unreinforced concrete, which can be explained by the large (greater than the limit according to design requirements) pitch of the transverse meshes, as a result of which the influence of transverse

reinforcement (the influence of the compressive effect it creates) on the ultimate deformation of concrete is significantly reduced.

As a result of comparing experimental and theoretical data, it was established that the developed calculation method for determining the strength of compressed reinforced concrete elements in zones of transverse reinforcement with welded meshes has a sufficiently high accuracy, since the ratio between the calculated and experimental load at failure was 0.87...1.06, and after further experimental testing it can be used for calculating structures.

REFERENCES

1. **Štefan Gramblička, Peter Veróny.** Transverse Reinforcement in Reinforced Concrete Columns, SSP – Journal of Civil Engineering Vol. 8, Issue 2, 2013, pp.41-50.
2. **B. Kusuma, Tavio, P. Suprobo.** Axial Load Behavior of Concrete Columns with Welded Fabric as Transverse Reinforcement, The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Procedia Engineering 14 (2011), pp. 2039–2047.
3. **Ahmed M. El-Kholy, Hany A.** Dahish Improved confinement of reinforced concrete columns Ain Shams Engineering Journal, 7, 2016 pp. 717-728.
4. **Saatcioglu M, Grira M.** Confinement of reinforced concrete columns with welded reinforcement grids. ACI Struct Journal, 1999, 96 (1), pp.29-39.
5. **Razvi SR, Saatcioglu M.** Confinement of reinforced concrete columns with welded wire fabric. ACI Struct Journal, 1989;86(5), pp. 615–23.
6. **Damodaran Chitra, M., & Rugmini, B. K.** Performance of concrete column using welded wire mesh as lateral ties subjected to lateral loading. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 27, 2022, pp.1–9.
7. **E.Choi, S.Park, B.Cho, D.Hui** Lateral reinforcement of welded SMA rings for reinforced concrete columns, Journal of Alloys and Compounds, vol. 577S, 2013, pp. pp.756-759.
8. **M. Saatcioglu and M. Grira,** Confinement of Reinforced Concrete Columns with Welded Reinforcement Grids, ACI Structural Journal, vol. 96, no. 1, 1999, pp. 29-39.
9. **Morteza Bastami, Ahmad Elmi Mousavi, Mostafa Abbasnejadfad.** Evaluation of Mechanical Characteristics of High-Strength Reinforced Concrete Columns with Hexagonal Chicken Wire Mesh Under Cyclic Loading International Journal of Concrete Structures and Materials, 2022, pp.1-14.
10. **Tavio; Kusuma, B.; and Suprobo, P.** Experimental Behavior of Concrete Columns Confined by Welded Wire Fabric as Transverse Reinforcement under Axial Compression,” ACI Structural Journal, 109(3), 2012, pp. 339-348.
11. **Min-Jun Kim, Bum-Sik Lee, Dong-Hwan Kim, Sang-Pil Han, Kil-Hee Kim.** Effect of Configuration and Yield Strength of Transverse Reinforcement on Lateral Confinement of RC Columns Applied Sciences, 11, 6696, 2021, pp.1-17.
12. **Domingo Sfer, Ignacio Carol, Ravinga Gettu, Guillermo Etse.** Study of Behavior of Concrete under Triaxial Compression Journal of Engineering Mechanics, February 2022, pp.156-163.
13. **Chenghuan Lin, Jikai Zhou.** Equivalent confining stress-based strength model for concrete under triaxial compression Construction and Building Materials, Volume 372, 2023 p.130812.
14. **Mohammad Mohsen, Wu Yu-Fei.** Triaxial test for concrete under non-uniform passive confinement Construction and Building Materials, Volume 138, 2017 pp.455-468.
15. **Radoslav Sovjaka, Filip Vogela, Birgit Beckmann** Triaxial Compressive Strength of Ultra High-Performance concrete Acta Polytechnica 53(6):901–905, 2013, pp.901-905.
16. **J. Lu, G. Lin, Z. Wang, S. Xiao** Reduction of compressive strength of concrete due to triaxial compressive loading history, Magazine of Concrete Research, 55, 2003, pp.1-11
17. **Jiafei Jiang, Pingcheng Xiao, Benben Li A Novel.** Triaxial Test System for Concrete under Passive Confinement Journal of Testing and Evaluation, Volume 13, Issue 3, 2018, pp.913-923.
18. **Benny Kusuma.** Study of minimum requirements of confinement in concrete columns confined with WRG in moment resisting frames Annual Conference on Computer Science and Engineering Technology (AC2SET), 2020, pp.1-9.
19. **Bing Li and R. Park** Confining Reinforcement for High-Strength Concrete

Columns ACI Structural Journal/May-June 2004, pp.314-324.

20. **P. Paultre, F. Legeron.** Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns,” ASCE J Journal of Structural Engineering, vol. 134, no. 5, 2008, pp. 738-749.
 21. **J. B. Mander et al.** Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete Journal of Structural Engineering, vol. 114, no. 8, 1988, pp. 1804-1825.
 22. **N. Subramanian.** Design of confinement reinforcement for RC columns The Indian Concrete Journal, 2011, pp.1-9.
 23. **EN 1992-1-1:2023** Eurocode 2 -Design of concrete structures – Part-1-1 General rules and rules for building? Bridges and civil engineering structures, 402 p.
 24. **Luksha L.K.** About the nature of concrete destruction at different stress states // Concrete and reinforced concrete. – 1964. – No. 7. – P. 297-302. (Rus).
- ЛІТЕРАТУРА
1. **Štefan Gramblička, Peter Veróny.** Transverse Reinforcement in Reinforced Concrete Columns, SSP – Journal of Civil Engineering Vol. 8, Issue 2, 2013, pp.41-50.
 2. **B. Kusuma, Tavio, P. Suprobo.** Axial Load Behavior of Concrete Columns with Welded Fabric as Transverse Reinforcement, The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Procedia Engineering 14 (2011), pp. 2039–2047.
 3. **Ahmed M. El-Kholy, Hany A. Dahish** Improved confinement of reinforced concrete columns Ain Shams Engineering Journal, 7, 2016 pp. 717-728.
 4. **Saatcioglu M, Grira M.** Confinement of reinforced concrete columns with welded reinforcement grids. ACI Struct Journal, 1999, 96 (1), pp.29-39.
 5. **Razvi SR, Saatcioglu M.** Confinement of reinforced concrete columns with welded wire fabric. ACI Struct Journal, 1989;86(5), pp. 615–23.
 6. **Damodaran Chitra, M., & Rugmini, B. K.** Performance of concrete column using welded wire mesh as lateral ties subjected to lateral loading. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 27, 2022, pp.1–9.
 7. **E.Choi, S.Park, B.Cho, D.Hui.** Lateral reinforcement of welded SMA rings for reinforced concrete columns, Journal of Alloys and Compounds, vol. 577S, 2013, pp. pp.756-759.
 8. **M. Saatcioglu and M. Grira.** Confinement of Reinforced Concrete Columns with Welded Reinforcement Grids, ACI Structural Journal, vol. 96, no. 1, 1999, pp. 29-39.
 9. **Morteza Bastami, Ahmad Elmi Mousavi, Mostafa Abbasnejadfar.** Evaluation of Mechanical Characteristics of High-Strength Reinforced Concrete Columns with Hexagonal Chicken Wire Mesh Under Cyclic Loading International Journal of Concrete Structures and Materials, 2022, pp.1-14.
 10. **Tavio; Kusuma, B.; and Suprobo, P.** Experimental Behavior of Concrete Columns Confined by Welded Wire Fabric as Transverse Reinforcement under Axial Compression,” ACI Structural Journal, 109(3), 2012, pp. 339-348.
 11. **Min-Jun Kim, Bum-Sik Lee, Dong-Hwan Kim, Sang-Pil Han, Kil-Hee Kim.** Effect of Configuration and Yield Strength of Transverse Reinforcement on Lateral Confinement of RC Columns Applied Sciences, 11, 6696, 2021, pp.1-17.
 12. **Domingo Sfer, Ignacio Carol, Ravinga Gettu, Guillermo Etse.** Study of Behavior of Concrete under Triaxial Compression Journal of Engineering Mechanics, February 2022, pp.156-163.
 13. **Chenghuan Lin, Jikai Zhou.** Equivalent confining stress-based strength model for concrete under triaxial compression Construction and Building Materials, Volume 372, 2023 p.130812.
 14. **Mohammad Mohsen, Wu Yu-Fei.** Triaxial test for concrete under non-uniform passive confinement Construction and Building Materials, Volume 138, 2017 pp.455-468.
 15. **Radoslav Sovjaka, Filip Vogela, Birgit Beckmann.** Triaxial Compressive Strength of Ultra High-Performance concrete Acta Polytechnica 53(6):901–905, 2013, pp.901-905.
 16. **J. Lu, G. Lin, Z. Wang, S. Xiao** Reduction of compressive strength of concrete due to triaxial compressive loading history, Magazine of Concrete Research, 55, 2003, pp.1-11
 17. **Jiafei Jiang, Pingcheng Xiao, Benben Li A Novel.** Triaxial Test System for Concrete under Passive Confinement Journal of Testing and Evaluation, Volume 13, Issue 3, 2018, pp.913-923.
 18. **Benny Kusuma.** Study of minimum requirements of confinement in concrete columns confined with WRG in moment resisting frames Annual Conference on

- Computer Science and Engineering Technology (AC2SET), 2020, pp.1-9.
19. **Bing Li and R. Park Confining.** Reinforcement for High-Strength Concrete Columns ACI Structural Journal/May-June 2004, pp.314-324.
 20. **P. Paultre, F. Legeron.** Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns,” ASCE J Journal of Structural Engineering, vol. 134, no. 5, 2008, pp. 738-749.
 21. **J. B. Mander et al.** Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete Journal of Structural Engineering, vol. 114, no. 8, 1988, pp. 1804-1825.
 22. **N. Subramanian.** Design of confinement reinforcement for RC columns The Indian Concrete Journal, 2011, pp.1-9.
 23. **EN 1992-1-1:2023 Eurocode 2.** -Design of concrete structures – Part-1-1 General rules and rules for building? Bridges and civil engineering structures, 402 p.
 24. **Лукша Л.К.** Про характер руйнування бетону при різних напружених станах // Бетон та залізобетон. – 1964. – N7. – С. 297-302. (рос).

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-
ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ
МІЦНОСТІ СТИСНУТИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ З
НЕПРЯМИМ
АРМУВАННЯМ ЗВАРНИМИ
СІТКАМИ**

*Юлій КЛИМОВ,
Дмитро СМОРКАЛОВ*

Анотація. Непряме армування зварними сітками застосовується у зонах дії значних зусиль стиску, як правило місцевого характеру, де необхідно підвищення міцності бетону на осевих стиск. Розрахунковим шляхом таке підвищення міцності бетону, зазвичай, враховується введенням коефіцієнтів, які були отримані на основі експериментальних досліджень [1]. Розрахунок міцності таких елементів на підставі емпіричних залежностей є суттєвим недоліком, який може привести або до перевитрат матеріалів або до недостатньої надійності конструкцій. Удосконалення методики розрахунків з непрямым армуванням є досить перспективним напрямком

Стаття надійшла до редакції 15.05.2025 р.

У представленій роботі наведений метод визначення граничних напружень стиску бетону при стиску в місцях непрямого армування зварними сітками, оснований на теорії пластичності залізобетону [1], у рамках якої арматура сіток розглядається як внутрішня в'язь, що обмежує поперечні деформації бетону при стиску і викликає виникнення реактивних стискаючих напружень у бетоні, що діють в площині сіток. Як наслідок, бетон у межах розташування арматурних сіток переходить від напруженого стану осевого до трьохосевого стиску, що і обумовлює підвищення його міцності, а разом з тим і міцності всього елемента у зоні дії стискаючого зусилля.

Виходячи з зазначених передумов, теоретичним шляхом отримані розрахункові залежності для визначення граничних напружень в бетоні в місцях армування зварними сітками, які враховують інтенсивність непрямого армування (діаметр, крок арматури сіток і їх розташування по висоті елемента), характеристики міцності бетону і відповідної арматури.

Для перевірки розробленого розрахункового методу були проведені локальні експериментальні дослідження міцності залізобетонних елементів з непрямым армуванням зварними сітками.

Аналіз результатів проведених експериментально-теоретичних досліджень дозволив встановити загальні закономірності напружено-деформованого стану і міцності центрально стиснутих елементів з непрямым армуванням.

В результаті порівняння експериментальних і теоретичних даних встановлено, що розроблений розрахунковий метод визначення міцності стиснутих залізобетонних елементів в зонах непрямого армування зварними сітками має достатньо високу точність, так співвідношення між розрахунковим і дослідним навантаження при руйнуванні складало 0,84...1,06, і після подальшої експериментальної апробації може бути застосований для розрахунку конструкцій.

Ключові слова: непряме армування; центральний стиск; міцність залізобетонних елементів; зварні сітки, ефект «обійми»; граничний стан.

BUILDINGS AND STRUCTURES OF CRITICAL INFRASTRUCTURE FACILITIES: NUMERICAL MODELLING AND ANALYSIS OF FLOOR RESPONSE SPECTRA

Maria BARABASH¹, Ivan TRUSOV², Liubov PERVUSHOVA³

¹ State Enterprise Kyiv Aviation Institute, Kyiv

¹ "LIRA SAPR" Ltd., Kyiv

^{2,3} Branch "Separate subdivision "Scientific & Technical Centre" of JSC "NNEGC "ENERGOATOM", Kyiv

^{2,3} Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv

¹ mariia.barabash@npp.kai.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0003-2157-521X>

² trusov_io-2023@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-9351-6633>

³ pervushova_lf-2023@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0009-0004-7706-8131>

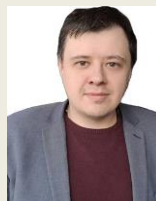
Abstract. The paper presents a methodology and an example of determining the floor response spectrum of building structures of nuclear power plants under earthquake loads.

As the critical energy infrastructure facilities are considered, the issues of regulation and scientific support for seismic safety are quite complex. For this class of structures, a comprehensive approach to the study of the system (soil-foundation- structure) is required. The type of foundation and its connection with the base play an important role.

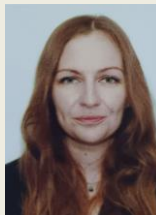
Existing regulations do not always take into account the specific features of the foundation, and the seismic resistance of the overground structure depends on the behavior of the foundation. For analyses of critical infrastructure objects, it is critical to take into account the soil properties and evaluate the seismicity of the territory. The paper presents peculiar features for dynamic analysis of energy infrastructure facilities and the main stages for analysis of floor response spectra. The paper demonstrates examples of design models for buildings and structures of critical infrastructure, namely, structural solutions for generating a model of a reactor. A mathematical model for dynamic analysis is presented. It takes into account both material damping and soil-foundation interaction [5]. The analyses apply the direct method of integrating the equations of motion, including the mathematical equations from which the min value of the damping coefficient is determined [6]. As a method for modeling the interaction between the base and the structure, the method of equivalent



Maria BARABASH
Doctor of Technical Sciences,
Professor of the CTD;;
Director of LLC "LIRA SAPR"



Ivan TRUSOV
PhD student;
Head of the Seismic Resistance
Assessment Department



Liubov PERVUSHOVA
PhD student;
Senior Engineer at the Seismic
Resistance Assessment
Department

dynamic characteristics is adopted, according to which four independent stages are proposed for determining the design seismic impact; determining the coefficients of mass proportionality α and stiffness β ; solving the problem of forced vibrations obtained from linear non-conservative oscillators, followed by obtaining floor response spectra.

Keywords: floor response spectrum, dynamic loads, earthquake, seismograms, damping, max design earthquake, buildings and structures of nuclear power plants.

CALCULATION FEATURES OF ENERGY STRUCTURES FOR DYNAMIC INFLUENCES

The current regulatory standards, specifically DBN B.1.1.-12:2014 [1], permit the use of a variety of techniques for dynamic analysis of structures. They can be conditionally categorized into three groups: various methods based on spectral analysis; an approximate method for taking into account the physical nonlinearity of structures (Pushover analysis); and analysis by direct integration of the equations of motion (Time History Analysis). Additionally, current regulatory documents assume that the seismic acceleration of foundations (and the entire structure) and the base coincide. Experimental evidence, however, indicates that the acceleration of soils and foundations can vary by a number of times.

This can be explained by the fact that not all of the seismic energy is transferred from the soil to the foundation.

Due to the peculiarities of the connections between the foundation and the base, some part of the disturbance is transmitted. This can occur for several reasons:

- due to the damping effect (natural or engineered artificial nature) of the connections between the foundation and the base (including through seismic isolation);
- due to the "slippage" of a horizontal seismic wave under the foundation (overcoming friction forces and the specifics of one-sided connections between the foundation and the base);
- due to the variation in stiffness and mass values in the building models (high-rise and stylobate parts) [13].

In an earthquake analysis, various techniques for computer modelling are used to take into account the different stiffnesses of the high-rise and stylobate parts of the building. To determine the floor response spectra of building structures of nuclear power plants, we consider the analysis by direct integration of the equations of motion.

The analysis of floor acceleration response spectra (FRS) [8] consists of the following main steps:

- modelling the interaction between the foundation and the structure using the method of equivalent dynamic parameters [11];
- obtaining nodal accelerograms (NA) as a result of computing the forced vibrations of the building due to the action of the accelerograms;
- obtaining the response spectra of n-number of nodes as a result of computing the forced vibrations of linear non-conservative oscillators under the action of nodal accelerograms;
- obtaining the envelope of the floor response spectrum from the obtained nodal response spectra.

The influence of the foundation on seismic vibrations of a building has several aspects:

- the foundation transmits the earthquake load to the structure; the structure, due to its massiveness and stiffness, has a reverse effect on the movement of soil, so the law of seismic vibrations under the foundation slab differs from the "free field" vibrations;
- the soil base has its own mass and stiffness that reduce the free vibration frequencies of the dynamic system "structure - foundation";
- during an earthquake, seismic waves reflect off the foundation and dissipate on the base, thereby absorbing a certain amount of energy.

The influence of the foundation on the dynamic response of the building depends on the ratio of stiffnesses. This influence is negligible for flexible structures, and it is often assumed that the foundation is undeformed.

Even in relatively stiff soils, the influence of the foundation is significant on massive, rigid structures, such as the majority of NPP buildings.

According to the world practice of taking into account the interaction of the structure with the foundation, there are 3 primary aspects of influence that can be taken into account when determining the response spectra of a structure:

- considering the stiffness of the soil-foundation system, which is implemented

taking into account the influence of the base according to the recommendations of clause 6.4.13 of the DBN [1];

- filtering the soil vibrations, taking into account kinematic effects in accordance with recommendations [10], [11];
- removing the energy from the soil-structure system by radiation of elastic waves reflected from the structure and hysteresis losses in accordance with ASCE recommendations [10], [11].

MODELLING DESIGN MODELS OF CRITICAL BUILDINGS AND STRUCTURES

For high-risk structures (responsibility class CC3) and for residential and public buildings with a height from 73.5 m to 100 m (responsibility class CC3), it is important to know what technical condition the load-bearing structures and structural elements of the building will be in under a specified dynamic or earthquake load [9]. Since building structures can be quite complex and the number of installed equipment is quite significant, it might be challenging to simulate the design model of a building or structure.

In accordance with the technical documentation, 3D design models are generated to perform finite element analysis using software systems.

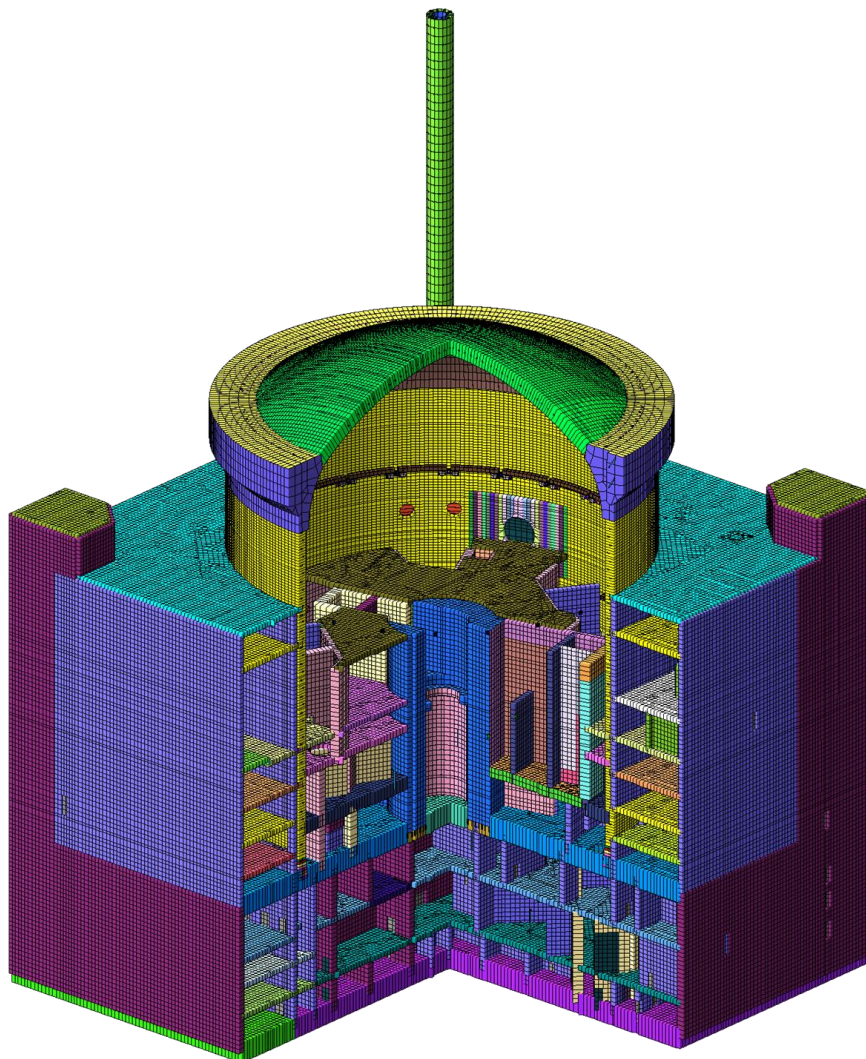


Fig.1. Design model of the reactor (section)

Рис.1. Комп'ютерна розрахункова модель реактора (розріз)

DESIGN SOLUTIONS FOR THE REACTOR

The foundation part of the reactor is a rigid reinforced concrete box structure with dimensions of 66.00x66.00m in plan and a height of 17.4m from the -6,600 (bottom of the foundation (lower foundation slab)) to the +10,800 (top of the foundation (upper foundation slab)).

The bottom slab of the foundation is designed as a reinforced concrete monolithic slab with thickness 2400 mm and dimensions 68.18 x 68.18 m in plan.

The walls of the foundation are made of precast concrete in the form of wall cells with fixed formwork made of flat reinforced concrete slabs. The thickness of the external walls of the foundation is 900 mm. The internal walls have thickness 600 and 900 mm.

The floor slabs of the foundation are made of precast monolithic slabs with ribs installed with the edges upwards or flat slabs with subsequent monolithic reinforcement frames installed on top of the slabs. The slab thickness is 600 mm; in some sections – 740 mm.

The upper foundation slab from elevation 10.800 to elevation 13.200 is the support part for the containment and the reactor building. A 2.400 mm thick RC monolithic slab covers the foundation part.

The construction of the reactor compartment is placed around the protective shell on a common baseplate. The structural layout of the construction of the reactor compartment, which is cut off from the protective sealed shell by an anti-seismic joint, is a multi-storey box structure with horizontal seismic and shock wave loads transferred through the floor slab discs to the wall structures. Together with the floor slab discs, the internal walls are also subjected to horizontal forces.

BOUNDARY CONDITIONS AND METHODOLOGY FOR ANALYSIS OF THE FLOOR RESPONSE SPECTRA

The analysis was performed by direct integration of the equations of motion (direct

dynamic method). The term "direct dynamic method" means that no equation is transformed before integration.

The dynamic analysis is based on solving a system of differential equations:

$$[M]\ddot{x}(t) + [C]\dot{x}(t) + [K]x(t) = \bar{q}(t) \quad (1)$$

where

$[M]$, $[C]$ та $[K]$ – the mass, damping and stiffness matrices of the system;

$\ddot{x}(t)$, $\dot{x}(t)$, $x(t)$ – the vectors of nodal accelerations, velocities and displacements at a certain time;

$\bar{q}(t)$ – the load c corresponding to time t .

The earthquake load (time history analysis) is applied as seismograms (time dependence of displacement).

The Newmark method [13] is used to solve the differential equations of motion for the corresponding nodes of the structure:

$$A = \frac{1}{\alpha\Delta t^2} + \frac{2\xi\omega}{\gamma\Delta t} + \omega^2; \quad (5)$$

$$B_{i+1} = F(t_{i+1}) + \left(\frac{1}{\alpha\Delta t^2} y_i + \frac{1}{\alpha\Delta t} \dot{y}_i + \left(\frac{1}{2\alpha} - 1\right) \ddot{y}_i\right) + 2\xi\omega \left(\frac{1}{\gamma\Delta} y_i + \left(\frac{1}{\gamma} - 1\right) \dot{y}_i + \left(\frac{1}{2\gamma} - 1\right) \Delta t \ddot{y}_i\right); \quad (6)$$

$$y_{i+1} = B_{i+1}/A \quad (7)$$

$$y_{i+1}' = \frac{1}{\gamma\Delta t} (y_{i+1} - y_i) + \left(1 - \frac{1}{\gamma}\right) \dot{y}_i + \left(1 - \frac{1}{2\gamma}\right) \Delta t \ddot{y}_i \quad (8)$$

$$y_{i+1}'' = \frac{1}{\alpha\Delta t^2} (y_{i+1} - y_i) - \frac{1}{\alpha\Delta t} \dot{y}_i + \left(1 - \frac{1}{2\alpha}\right) \ddot{y}_i$$

In time history analysis, the Rayleigh dissipation matrix is used to consider the damping by setting the coefficients for mass proportionality α and for stiffness β (Figure 2);

these coefficients are calculated for the first two frequencies with a significant contribution to mass collection.

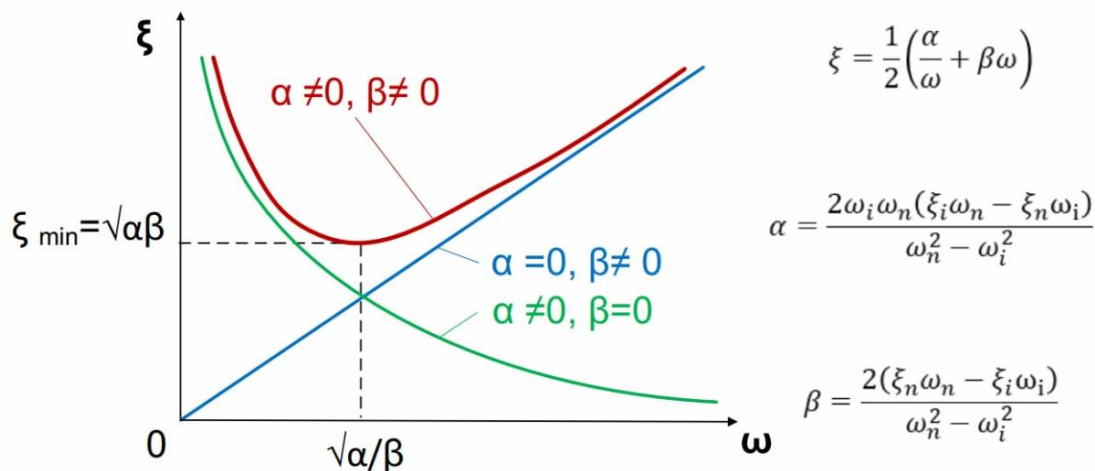


Fig.2. Dependence of damping on frequency when using the Rayleigh damping proportionality matrix
Рис.2. Залежність демпфування від частоти при використанні матриці пропорційності Рейля

The damping coefficients due to the radiation of elastic waves reflected from the structure are calculated for horizontal, vertical displacements and rotation relative to the horizontal and vertical axes:

$$\xi_x = 0.5b_x(mK_x)^{-1/2}; \quad (9)$$

$$\xi_z = 0.5b_z(mK_z)^{-1/2}; \quad (10)$$

$$\xi_\varphi = 0.5b_\varphi(mK_\varphi)^{-1/2}; \quad (11)$$

$$\xi_\psi = 0.5b_\psi(mK_\psi)^{-1/2}; \quad (12)$$

The above-mentioned formulas determine the min damping coefficient through the direct method of integrating the equations of motion. The max values are standardized in global practice because the resulting damping might have considerable values (0.2÷0.4). For example, in Germany, $\xi_z \leq 0,35$; $\xi_x \leq 0,15$; $\xi_\varphi \leq 0,15$ are accepted.

The damping coefficients as a percentage of the critical one are taken in accordance with

Table 3.3 [4]:

- for structures with a stress level greater than or equal to the yield strength, 10% for reinforced concrete structures and 7% for steel structures are assumed; the decrements of vibrations will be 0.63 for reinforced concrete structures and 0.44 for steel structures;
- for structures with a stress level less than the yield strength, 7% for reinforced concrete structures and 5% for steel structures are assumed; the decrements of vibrations will be 0.44 for reinforced concrete structures and 0.31 for steel structures.

The method of equivalent dynamic parameters is adopted as a method for modelling the interaction between the foundation and the structure. This method splits the problem of interaction between the foundation and the structure and response spectrum determination into the four independently solved problems listed below:

- 1) Determination of the design seismic impact on the foundation based on its shape, soil base structure, and the directions of seismic wave incidence.
- 2) To determine coefficients for mass proportionality α and for stiffness β ; to

- perform modal analysis of a structure.
- 3) Solving the problem of forced vibrations of a building under initial impact and foundation characteristics [18].
 - 4) Research on forced vibrations of linear non-conservative oscillators with obtaining floor response spectra.

At the first stage, the earthquake loads (time history analysis) are determined, namely, a seismogram is applied at each node of the foundation slab in three directions. By

adjusting the base line using a cubic polynomial method, the first accelerograms (Figure 3) are converted into seismograms in three directions for the level motions SL-1 and SL-2 [5]. These accelerograms either correspond to the seismic monitoring data (for buildings of nuclear power units) or to the accepted synthesized accelerograms according to the DBN [1,17] (when there is no monitoring data).

An example of such a seismogram in one direction is shown in Figure 4.

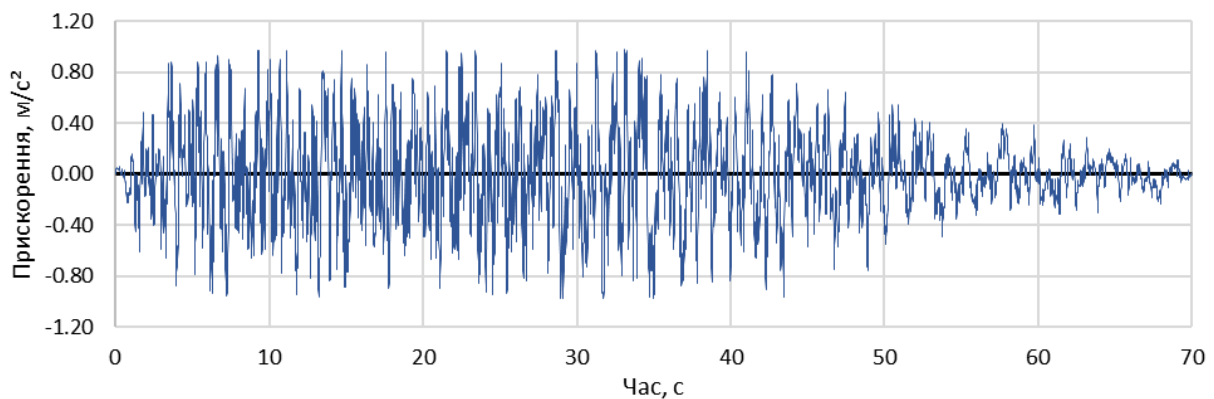


Fig.3. The initial accelerogram of the high-frequency spectrum of one direction (horizontal impact) with intensity SL-2 PGA = 0.10g

Рис.3. Початкова акселерограма височастотного спектру одного напрямку (горизонтальний удар) з інтенсивністю SL-2 PGA = 0,10g.

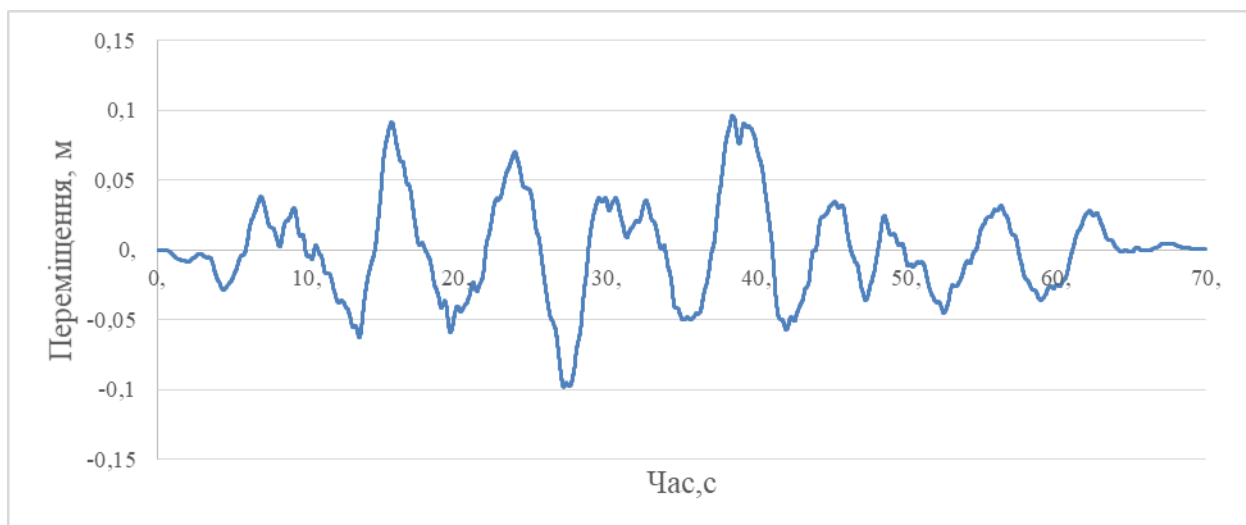


Fig. 4. Seismogram for one direction of the level motions SL-2 PGA= 0.10g

Рис. 4. Сейсмограма для одного напрямку руху рівня SL-2 PGA= 0.10g

The seismogram can be obtained using the "Accelerogram Editor" program in SCAD or

using the ReSpectrum module in the LIRA-FEM [7] software. The ReSpectrum module is

mentioned to generate the response spectra of a single-mass oscillator from dynamic loads specified by accelerograms, seismograms, velocigrams and three-component accelerograms, as well as to mutually transform these effects.

At the second stage, a modal analysis of the structure [16] is performed to determine the first mode shapes for vibration of the building and further determine the coefficients of mass proportionality α and stiffness β .

The modal analysis is performed for the model without taking into account the soil behaviour (for the analysis of the building's natural frequencies), the number of active masses is at least 85% of all masses, which meets the requirements [1].

The calculations at the third stage are performed for all calculated nodes of the building (characteristic points of equipment installation) and all design seismograms.

Determination of equivalent dynamic characteristics of the base - a set of springs and dampers attached to the foundation slab, characterizing the stiffness and energy dissipation in the base. In general, there are twelve of them: six springs that define stiffness during translational and angular displacements of the foundation along three axes and six corresponding dampers. The parametric values of the stiffness of the springs and dampers are found by solving the problem of stamp oscillations on an elastic homogeneous or layered base, semi-infinite or underlain by rock.

The attached mass of the base is not taken into account, since for massive and rigid structures (NPP), the influence of this mass on the result is within the range of scatter due to the inaccuracy of the initial data.

The mass matrix is generated on the basis of the design combinations of loads with account of all loads according to [1,2,3,4]. After the mass matrix is generated, the earthquake loads are applied as the seismograms of stage 1.

As a result of the third stage, a set of nodal accelerograms should be obtained for each design point of the building.

The analysis of the floor response spectra is performed at the fourth stage. The forced

vibrations of linear non-conservative oscillators are studied. The equation that describes the relative displacements of the mass in the coordinate system associated with the oscillator base is as follows:

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega\dot{x} + \omega^2x = -\ddot{x}_0(t) \quad (13)$$

where

x – the relative displacement of the mass;

ζ – the damping coefficient;

ω – the natural circular frequency of the oscillator without damping;

$\ddot{x}_0(t)$ – acceleration of the oscillator base (nodal accelerogram).

The solution to equation (13) – the mass displacement function is expressed by the Duhamel integral that is calculated at successive time points t according to the formula (14).

$$x = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{x}(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau, \quad (14)$$

where

ω_D – the natural circular frequency of the oscillator with account of the damping, which is equal to:

$$\omega_D = \omega\sqrt{1-\zeta^2} \quad (15)$$

The floor response spectra (FS) are calculated for the natural frequencies of the oscillator from the set given below (Table 1).

The set meets the requirements indicated in clause 6.4.12 of DBN [1]. The values of the frequencies specified to account for resonance are added to the building's computed natural frequencies.

Table 1. The set of natural frequencies of the oscillator

Табл.1. Сукупність власних частот осцилятора

Frequency f , Hz			Increase Δf , Hz
1	2	3	4
0,2	-	3,0	0,10

Table 1. (continued)
Продовження табл. 1.

1	2	3	4
3,0	-	3,6	0,15
3,6	-	5,0	0,20
5,0	-	8,0	0,25
8,0	-	15,0	0,50
15,0	-	18,0	1,00
18,0	-	22,0	2,00
22,0	-	34,0	3,00

At the fourth stage, the floor response spectra (FS) are calculated for two orthogonal variants of the horizontal seismogram direction and for n number of characteristic points at each elevation, resulting in a set of nodal accelerograms. For each FS, all oscillator frequencies specified above are considered (Table 1). At the same time, for each calculated frequency of the oscillator, the solution to equation (13) over the entire range of the accelerogram is the function of mass acceleration. Then, the max absolute value of the acceleration is selected. This value is the ordinate of the nodal response spectrum; the ordinate corresponds to the calculated frequency of the oscillator. As a result, the solution for all calculated frequencies of the oscillator is the nodal response spectrum of this nodal accelerogram at the given calculation point of the building.

The resulting floor response spectrum is determined by generating an envelope; i.e., at each calculated frequency, the max acceleration of all selected nodal response spectra is determined. The calculations at the second and third stages can be performed in the LIRA-FEM software [13], which implements the above method.

Uncertainties associated with the scatter of values of mechanical parameters of materials [12] and dynamic parameters of the building lead to errors in the analysis results. To compensate for the errors, the theoretical floor response spectra (FS) are processed. In the course of processing, the FSs are smoothed and their peaks are widened. The FS are processed according to the rules used in the design of

nuclear power plants in the United States and indicated in [4], [8].

The peaks are expanded as follows: the peak is transformed into a 0.3fi wide area, with the centre of the area as the peak point. The peak accelerations are reduced by 15% [15].

The peak expansion is performed for damping values of 0.5%, 2%, 3%, 5%, 7%.

In combination with the expansion of the response spectrum peak, a 15% reduction in the narrow frequency peak amplitude is acceptable if the damping of the subsystem is less than 10% [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

This 15% reduction applies only to narrow frequency peaks in the unexpanded response spectrum with the ratio of the frequency difference to the centre frequency, B, of less than 0.30:

$$B = \frac{\Delta f_{0.8}}{f_c} < 0,30 \quad (16)$$

where:

$\Delta f_{0.8}$ - total frequency range with spectral amplitudes exceeding 80% of the peak spectral amplitude;

f_c - centre frequency for frequencies that exceed 80% of the peak amplitude.

The characteristics of the design floor response spectra (FS) are determined as a result of processing the theoretical floor response spectra (FS).

CONCLUSION

Due to the methodology applied for analysis and the functional capabilities of the LIRA-FEM program, nodal accelerograms were obtained for all nodes of the reactor model. Figures 5 and 6 show the values of max accelerations of the nodal accelerograms of the model fragments.

In the ReSpectrum module of the LIRA-FEM program, the obtained nodal accelerograms are processed according to the methodology described in the fourth stage of analysis. Figure 7 shows the floor response spectra along the X-axis at different damping values in the range from 0 to 34 Hz

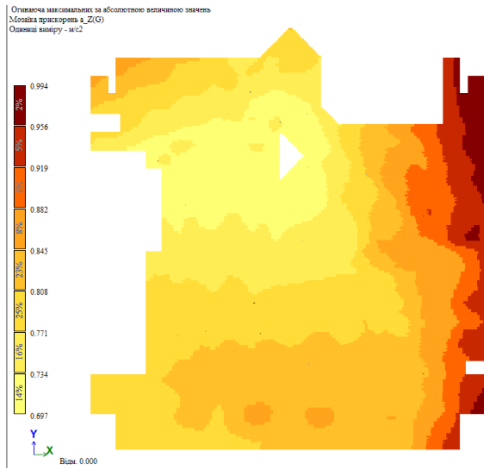


Fig. 5. Contour plots for max nodal accelerations of nodal accelerograms along the Z-axis

Рис.5. Контурні графіки (мозаїки) для максимальних вузлових прискорень вузлових акселерограм вздовж осі Z

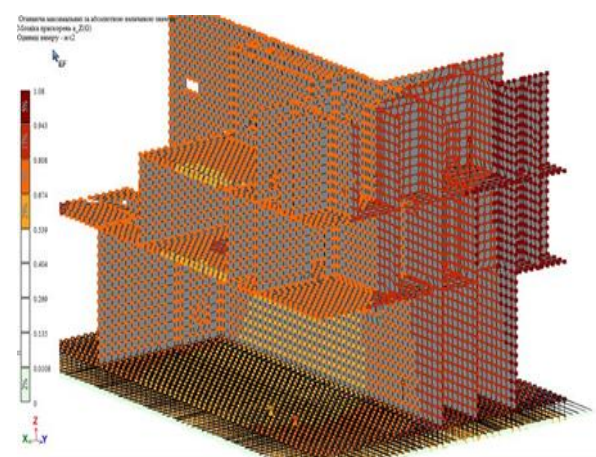


Fig.6. Contour plots for max nodal accelerations of accelerograms in the interior walls of the reactor along the Z-axis

Рис.6. Контурні графіки максимальних вузлових прискорень акселерограм у внутрішніх стінках реактора по осі Z

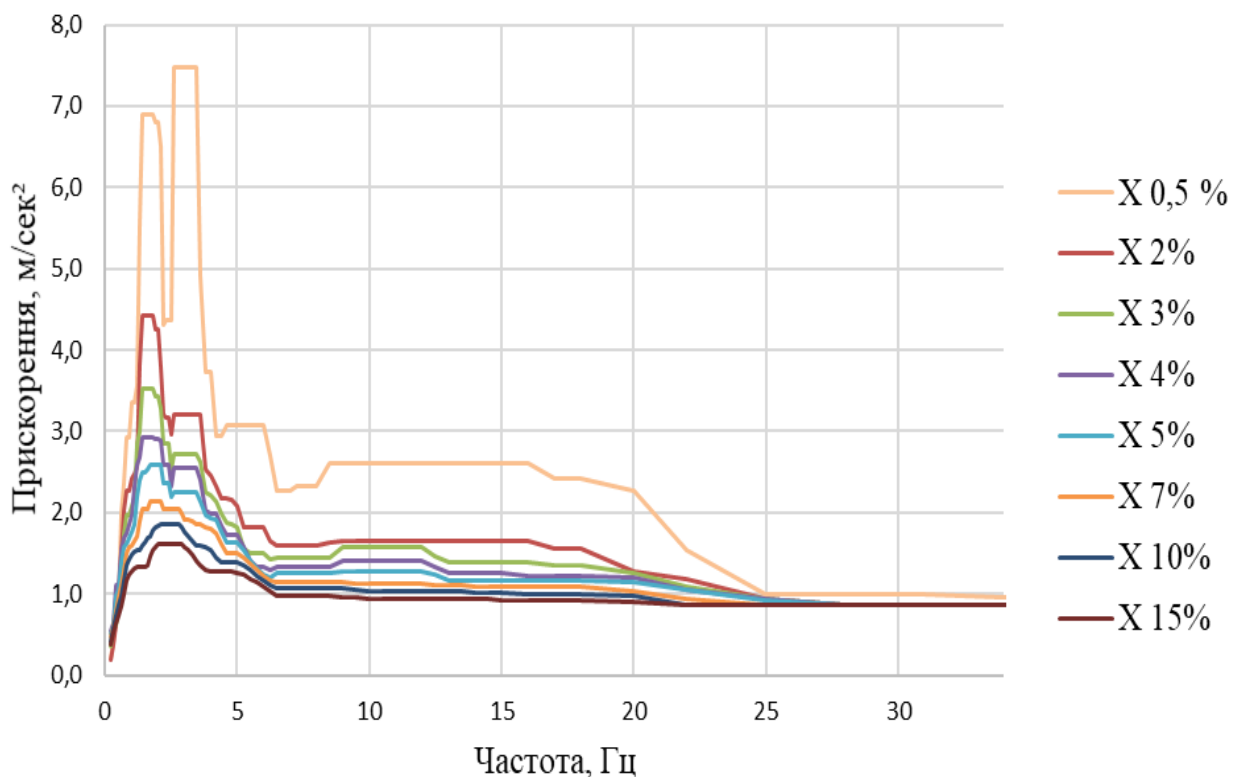


Fig. 7. Floor response spectra at different values of damping along the X-axis

Рис. 7. Поверхові спектри-відгуку при різних значеннях демпфування по осі X

In the future, when the seismic resistance of equipment is evaluated by the test method, the analysis method or the method of operational

experience, it is possible to use the obtained floor response spectra depending on their location in the reactor.

REFERENCE

1. Minregion of Ukraine, (2014) **DBN B.1.1-12-2014** Construction in seismic areas of Ukraine. Kyiv. Ministry of Regional Development, [Будівництво в сейсмічних районах України] [Effective from 01.10.2014] -К.: -110 p. [in Ukrainian]
2. **NP 306.2.208-2016** Requirements for Seismic Design and Seismic Safety Assessment of NPP Units", approved by the order of the State Nuclear Regulatory Inspectorate of Ukraine dated 17.10.2016 No. 175, registered with the Ministry of Justice of Ukraine on 07.11.2016 under No. 1449/29579.
[URL:https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z1449-16#Text](https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z1449-16#Text)
3. **DITI 300/376-RU/R.2** Methodology for Assessing the Seismic Resistance of Equipment for Seismic Load Qualification Purposes, agreed by the letter of the State Nuclear Regulatory Inspectorate of Ukraine dated 23.12.2009 No. 15-31/5-7281, 118 p.
4. **MT-T.0.41.326-22** Methodology for Analyzing the Seismic Resistance of Elements of Operating NPPs within the Framework of the Ultimate Seismic Resistance Method, agreed by the letter of the State Nuclear Regulatory Inspectorate of Ukraine dated 07.06.2023 No. 15-23/05/7379-7139, 44 p.
5. "Design and certification of earthquake resistant structures for nuclear power plants. IAEA Guide NS-G-1.6. Vienna, 2008, 67 p.
6. "Seismic safety evaluation for nuclear installations" *Safety standards series NS-G-2.13*. IAEA, Vienna 2009, 99 p.
7. **Gorodetsky, A.S.** (2017) Some aspects in dynamic analysis of structures together with a soil. *Natural and technogenic risks. Safety of structures*. 4 (30). p. 55-56. [in Ukrainian]
8. **R.G.1.122.** Development of floor design response spectrum for Seismic Design of Floor-supported equipment or Components, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington DC, Revision 1, February, 1978, 4 p.
9. Nonlinear Dynamic Analysis of a Reinforced Concrete Frame by the Boundary Element Method/ V. Fomin, M. Bekirova, M. Surianinov, I. Fomina// *Materials Science Forum 6th International Conference "Actual Problems of Engineering Mechanics"* (APEM 2019), ISSN:1662-9752. – 2019. – Vol.968. – P. 383-395.
10. **ASCE/SEI 41-13** *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, Virginia, 2013, 518 p.
11. **ASCE 4-16** *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures*. American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, Virginia, 2017, 171 p.
12. **Barabash M.S., Pisarevsky B.Y., Pikul A.V.** (2019) Numerical and analytical methodological approach to modelling material damping. *Kyiv. Science and Construction*, pp. 42-48.
13. **Barabash M.S., Pikul A.V.** (2017) Material damping in the dynamic analysis of structures. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 13(3),.-P.13-18.
14. **Genzersky Y.V., Barabash M.S., Trusov I.O., Pervushova L.F.** (2023) Methodology for evaluating the earthquake resistance of building structures and structures of nuclear power plants in LIRA-FEM program. [Методика оцінки сейсмостійкості будівельних конструкцій та споруд АЕС у програмі LIRA-FEM.] *Resistance of Materials and Theory of Structures No. 11*, , pp. 125-139. [in Ukrainian]
15. **FEMA 356.** Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. American Society of Civil Engineers (ASCE), Washington, D.C. November 2000. (Standard and remarks on restoration of earthquake resistance of buildings. American Society of Civil Engineers, USA), 518 p.
16. **Nemchinov Y.I.** Method for analysis of free vibrations of the dynamic system 'soil-foundation-structure' / *Building constructions - K.*, 2008, 480 p.
17. Minregion of Ukraine, (2009) **DBN B.1.2-14-2018** General principles of ensuring the reliability and structural safety of buildings, building structures and foundations. System of security and safety assurance of objects of building structures: [Effective from 02.08.2018] -К.: Minregion of Ukraine, 2009 -30 pp. [in Ukrainian]
18. **John P. Wolf.** The Scaled Boundary Finite Element Method. *John Wiley and Sons, Chichester, England*, 2003, 364 p.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ Б Б.1.1-28:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів та пожеж. Шкала сейсмічної інтенсивності

- [Чинний з 01.10.2011]. Київ: ДП «УкрНДНЦ». С. 15.
2. **НП 306.2.208-2016** Вимоги до сейсмічного проектування та оцінки сейсмобезпеки енергоблоків АЕС, затверджено наказом Держатомрегулювання від 17.10.2016 № 175, зареєстровано в М-ві юстиції України 07.11.2016 за № 1449/29579. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z1449-16#Text>
 3. **DITI 300/376-RU/R.2** Методика оцінки сейсмостійкості обладнання для цілей кваліфікації на сейсмічні навантаження, погоджена листом Держатомрегулювання від 23.12.2009 № 15-31/5-7281, 118 с.
 4. **МТ-Т.0.41.326-22** Методика аналізу сейсмостійкості елементів діючих АЕС у рамках методу граничної сейсмостійкості, погоджена листом Держатомрегулювання від 07.06.2023 № 15-23/05/7379-7139, 44 с.
 5. Design and certification of earthquake resistant structures for nuclear power plants. IAEA Guide NS-G-1.6. Vienna, 2008, 67 p.
 6. "Seismic safety evaluation for nuclear installations" *Safety standards series NS-G-2.13. IAEA, Vienna 2009, 99 p.*
 7. **Городецький, О.С.** (2017) Деякі аспекти динамічного аналізу конструкцій разом із ґрунтом. *Природні та техногенні ризики. Безпека споруд.* 4 (30). С. 55-56.
 8. **R.G.1.122.** Development of floor design response spectrum for Seismic Design of Floor-supported equipment or Components, *U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington DC, Revision 1, February, 1978, 4 p.*
 9. **Фомін В.** (2019). Нелінійний динамічний аналіз залізобетонного каркаса методом граничних елементів /М. Бекірова, М. Сур'янінов, І. Фоміна // *Materials Science Forum 6-а Міжнародна конференція "Актуальні проблеми інженерної механіки" (АРЕМ 2019), ISSN:1662-9752. - Т.968. - С. 383-395. [in Ukrainian]*
 10. **R.G.1.122.** Development of floor design response spectrum for Seismic Design of Floor-supported equipment or Components, *U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington DC, Revision 1, February, 1978, 4 p.*
 11. **ASCE 4-16 Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures.** *American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, Virginia, 2017, 171 p.*
 12. **Барабаш М.С., Пісаревський Б.Я., Пікуль А.В.** (2019). Чисельно-аналітичний методичний підхід до моделювання матеріального демпфування. *Київ. Наука і будівництво, С. 42-48.*
 13. **Varabash M.S., Pikul A.V.** (2017) Material damping in the dynamic analysis of structures. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 13(3), -P.13-18.*
 14. **Гензерський Ю.В., Барабаш М.С., Трусів І.О., Первушова Л.Ф.** (2023) Методика оцінки сейсмостійкості будівельних конструкцій та споруд АЕС у програмі LIRA-FEM *Опір матеріалів і теорія споруд №11, С. 125-139.*
 15. **FEMA 356.** Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. American Society of Civil Engineers (ASCE), Washington, D.C. November 2000. (*Standard and remarks on restoration of earthquake resistance of buildings. American Society of Civil Engineers, USA), 518 p.*
 16. **Немчинов Ю.І.** Метод аналізу вільних коливань динамічної системи "ґрунт-фундамент-конструкція" / *Будівельні конструкції - К., 2008, 480 с. [in Ukrainian]*
 17. **ДБН В.1.2-14-2018** Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, будівельних конструкцій та основ. Система забезпечення безпеки об'єктів будівельних конструкцій: [Чинний з 02.08.2018]. -К.: *Мінрегіон України, 2018 -30 с.*
 18. **John P. Wolf.** The Scaled Boundary Finite Element Method. *John Wiley and Sons, Chichester, England, 2003, 364 p*

БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ ОБ'ЄКТІВ КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ: ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ТА АНАЛІЗ СПЕКТРІВ РЕАКЦІЇ ПЕРЕКРИТТЯ

Марія БАРАБАШ,
Іван ТРУСОВ,
Любов ПЕРВУШОВА

У статті наведено методіку та приклад визначення спектра відгуку перекриття будівельних конструкцій атомних електростанцій при сейсмічних навантаженнях.

Оскільки розглядаються об'єкти критичної енергетичної інфраструктури, питання регулювання та наукового забезпечення сейсмобезпеки є досить складними. Для цього класу споруд необхідний комплексний підхід до дослідження системи "ґрунт-фундамент-

конструкція". Тип фундаменту та його зв'язок із основою відіграють важливу роль.

Існуючі нормативні документи не завжди враховують специфічні особливості фундаменту, при цьому сейсмоміцність надземної конструкції залежить від поведінки фундаменту. Для аналізу об'єктів критичної інфраструктури надзвичайно важливо враховувати властивості ґрунту та оцінювати сейсмічність території. У статті представлені особливості динамічного аналізу об'єктів енергетичної інфраструктури та основні етапи аналізу спектрів відгуку перекриттів.

У статті наведені приклади розрахункових моделей будівель і споруд критичної інфраструктури, зокрема конструктивні рішення для створення моделі реактора. Представлено математичну модель для динамічного аналізу, яка враховує як матеріальне демпфування, так і взаємодію "ґрунт-фундамент" [5]. У аналізах використовується прямий метод інтегрування рівнянь руху, включаючи математичні рівняння, з яких визначається мінімальне значення коефіцієнта

демпфування [6]. Як метод моделювання взаємодії між основою та конструкцією прийнято метод еквівалентних динамічних характеристик, згідно з яким запропоновано чотири незалежні етапи для визначення розрахункового сейсмічного впливу; визначення коефіцієнтів пропорційності маси α та жорсткості β ; розв'язання задачі вимушених коливань, отриманих від лінійних неконсервативних осциляторів, з подальшим отриманням спектрів відгуку перекриттів.

Ключові слова: спектр реакції перекриттів, динамічні навантаження, землетрус, сейсмограми, демпфування, максимальне розрахункове землетрусне навантаження, будівлі та споруди атомних електростанцій, метод скінченних елементів

Стаття надійшла до редакції -02.05.2025 р.

NUMERICAL STUDIES OF THE PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE ARCHES UNDER THE ACTION OF STATIC SHORT-TERM LOADS

Bohdan KARAVAN¹, Viktor KARAVAN², Serhii FILIPCHUK³

^{1,2,3} The National University of Water and Environmental Engineering
11 Soborna St., Rivne, Ukraine, 33028

¹ b.v.karavan@nuwm.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-0499-7544>

² v.v.karavan@nuwm.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-8261-692X>

³ s.v.filipchuk@nuwm.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-4464-4620>

Annotation. The article describes the methodology for experimental studies of an arch made of high-strength rapid-hardening concrete, presents the results of the studies in tabular form, and describes the mechanical characteristics of the materials used in the manufacture of experimental arch specimens. The process of manufacturing experimental specimens from high-strength rapid-hardening concrete is briefly described. Drawings of the installation on which the stress-strain state of reinforced concrete double-hinged arches under the action of static single short-term loading was studied are also presented. Drawings of deformed and/or destroyed experimental specimens are demonstrated.

Currently, there is a need for the fastest possible construction rates for various purposes, which can be achieved by introducing high-strength rapid-hardening concrete into the technological process, which allows you to significantly increase the construction rate and, accordingly, reduce the construction time of buildings and structures. The deformation patterns under short-term static loading of high-strength concrete have not been studied enough to date, which complicates the calculations of reinforced concrete structures made of such concretes. This article is devoted to solving these problems.

There is a need to study the stress-strain state of reinforced concrete arches made of high-strength concrete under the action of static single and repeated loads of various levels and to in-depth determine the physical, mechanical and deformation



Bohdan KARAVAN
senior lecturer, Department of Industrial, Civil Engineering and Engineering Structures, Doctor of Philosophy (Ph.D.)



Viktor KARAVAN
associate Professor, Department of Industrial, Civil Engineering and Engineering Structures, Cand. Sc.



Serhii FILIPCHUK
associate Professor, Head of Department of Industrial, Civil Engineering and Engineering Structures, Dr. Sc.

characteristics of high-strength concrete. This will allow for a more accurate assessment of the stress-strain state of elements of reinforced concrete structures made of such concretes, increase the reliability of design and obtain a significant economic effect in the construction of buildings and structures, which is an urgent task today.

Keywords: research; experiment; arch; concrete; testing; calculation.

INTRODUCTION

Reinforced concrete arch structures are widely used in industrial, civil construction, as well as in the construction of special buildings and structures [1, 2, 3, 4, 5]. Reinforced concrete arches are hinge less, single-, double-, triple-hinged. Most often in construction, double-hinged arches with and without a tightening are used, and in the case of large spans, triple-hinged. That is why double-hinged arches are more often used in the coverings of buildings and structures, the horizontal strut of which is perceived by a tightening or structural elements of the structure [6].

Currently, there is a need for the fastest possible pace of construction of structures for various purposes, which can be achieved by introducing high-strength quick-hardening concretes into the technological process, which make it possible to significantly increase the pace of construction and, accordingly, reduce the time for the construction of buildings and structures [7, 8, 9, 10, 11]. The deformation patterns under short-term static loading of high-strength concretes have not been studied sufficiently to date, which complicates the calculations of reinforced concrete structures from such concretes.

The finite element method (FEM) is a method developed for numerically solving complex problems in structural mechanics and other mathematical problems. In FEM, the structural model is written as a set of corresponding finite elements interconnected at discrete points, nodes. The structure is divided into elementary sections, which in turn are interconnected at separate points - nodes. The level of development of science and technology currently allows for the widespread use of software based on the finite element method, namely: LIRA-SAPR, ANSYS, Nastran, SCAD, Zebulon, etc.

ANALYSIS OF PREVIOUS RESEARCH

The dissertation work and scientific articles of Kyslyuk D. [12, 13, 14, 15, 16] are devoted to the study of the operation of double-hinged

reinforced concrete arches with adjustment of forces under the action of repeated loads.

According to the results of experimental studies, the author concludes that repeated loads affect the stressed-deformed state of the arches, as a result of which the compliance of the tightening increases, that is, its rigidity decreases. It was established that the stabilization of the stressed-deformed state of the arch elements occurs depending on the level of repeated loads in the fifth - seventh cycles, and the additional loading of the arches during repeated loads above the operational level accelerates the stabilization of the stressed-deformed state. The formation and development of inclined cracks and the growth of plastic deformations in concrete cause a redistribution of internal forces in the upper belt of arches and tightening, while the increase in the strut decreases and the bending moment increases.

A. Pournaghshband, in his Ph.D. thesis in Engineering at the University of Warwick (Coventry, UK) [17], investigated two-hinged arches with the aim of finding the optimal moment-free design form. The finite element method implemented using GSA software was used to numerically analyze the three most common arch forms. The author recommends that, in order to maintain the structural efficiency of the arch, the ratio $l/h \approx 4$ should be chosen. The author also concluded that, provided that the arch has a constant cross-section and in the case of a constant radial load, the optimal form is a circular arch. In the case of a uniformly distributed load, the optimal form of the arch is a parabolic one, and for cases where only the load from its own weight acts, the optimal form is a contact arc arch

Y. Bouras [18], presented an analytical and numerical study in the ANSYS software package of the operation of arches made of silica-containing concrete, which are subjected to combined mechanical loads and the influence of elevated temperature. Thermal and mechanical properties of silica-containing concrete were taken from Eurocode, all parameters are summarized in the ANSYS table for an environment with a temperature of 22 °C

and for temperature effects in the range from 100 °C to 1100 °C with a step of 100 °C.

According to the results of the experiments, the author concluded that the axial force and bending moment in the arch increase significantly with increasing temperature, and the arch deforms downward during heating. Thermal load significantly reduces the rigidity of the structure.

In [19, 20], the authors presented the results of experimental studies of the operation of three damaged and reinforced reinforced concrete arches under the action of asymmetric loading, as well as the operation of a reinforced concrete arch (RC) reinforced with UHPC in its various sections. One arch was strengthened with C50 (RC1-C50), and two arches with UHPC (RC2-UHPC, RC3-UHPC). The results of the studies showed that the cracking moment and the bearing capacity of composite arches reinforced with UHPC were increased by 185% and 186%, respectively, thereby confirming the significant effect of strengthening and strengthening the initial damaged arch. Under the condition of closing the cracks in the damaged arch, the stiffness of the composite arch reinforced with UHPC (RC2-UHPC) was improved by 58%. Unlike the arch reinforced with C50 (RC1-C50), in the arches reinforced with UHPC, no cracking and delamination was observed at the contact surface of the composite with concrete when subjected to loads. The bearing capacity of the arch reinforced with UHPC increased by 85.25% compared to the RC arch. Strengthening with UHPC according to different schemes and in different areas of the RC reinforced concrete arch prevents the formation of plastic hinges in its belt.

PURPOSE AND METHODS

The aim is to investigate the stress-strain state of two-hinged reinforced concrete arches made of high-strength concrete under the action of short-term single loads using modern, progressive calculation complexes. To achieve this goal, analytical studies were carried out based on the study of existing methods of stress-strain state of structures, analysis of open literature sources, and theoretical studies. A

numerical experiment was also carried out to calculate experimental arches using the finite element method, and finally, a statistical analysis of the convergence of experimental and theoretical studies was performed.

RESULTS AND EXPLANATIONS

Reinforced concrete monolithic circular arches of both series had the following geometric parameters: nominal length – 216 cm; span $l = 200$ cm; nominal height – 52 cm; lifting boom $f = 40$ cm; ratio $f/l = 1/5$; radius of arch $R = 145$ cm; dimensions of the cross-section of the belt $h \times b = 14 \times 10$ cm (Fig. 1).

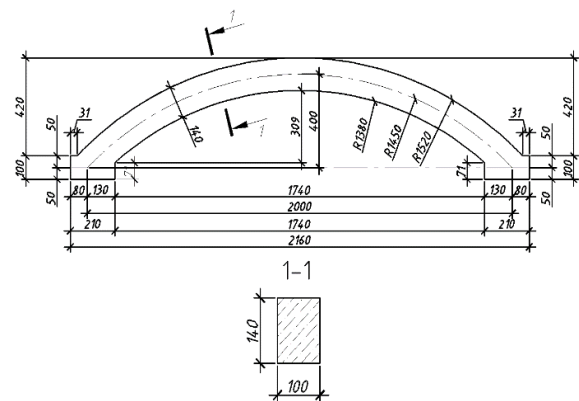


Fig. 1. Geometric dimensions of the reinforced concrete arch prototype.

Рис.1. Геометричні розміри дослідного зразка залізобетонної арки.

The reinforcement of the experimental arches was carried out using one knitted flat frame. Two rods $\text{Ø}10$ A500C ($A_s + A_s' = 1.57 \text{ cm}^2$) were used as working longitudinal reinforcement.



Fig. 2. General view of the manufactured frame.

Рис.2. Загальний вигляд виготовленого каркаса.

A rod $\varnothing 10$ A500C was used as a tightening. The reinforcement coefficient of the arch belt was $\rho = 1.13\%$. (Fig. 2).

Based on the results of testing prismatic specimens from heavy fine-grained rapid-hardening concrete of class C80, a diagram of concrete deformation under a single short-term load to failure was constructed [21] (Fig. 3).

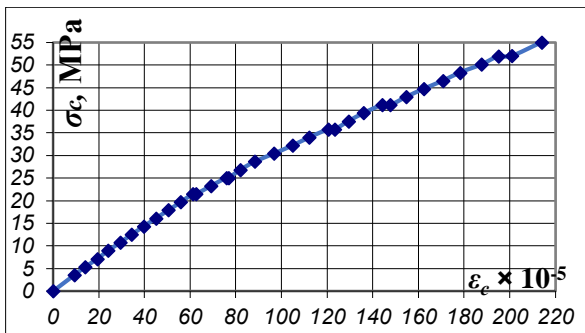


Fig. 3. Stress-strain diagrams of high-strength rapid-hardening concretes under axial compression at the age of 28 days.

Рис.3. Діаграми напруження-деформації високоміцних швидкотвердіючих бетонів при осьовому стиску у віці 28 днів.

To test the double-hinged reinforced concrete arches, a hydraulic press PG-200 was used, on the basis of which special equipment was mounted. The arch was tested under the action of a static step-increasing load until failure (Fig. 4).

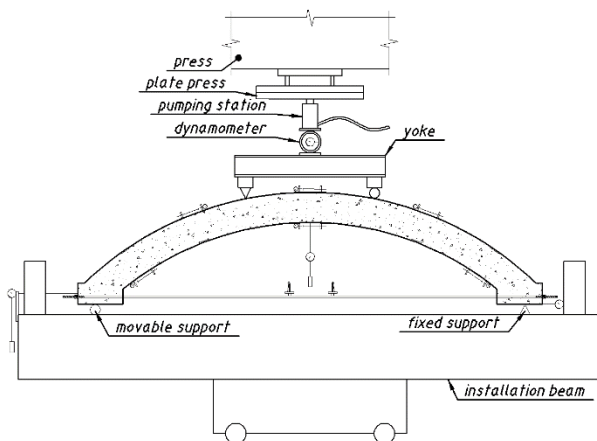


Fig. 4. Scheme of arch test with tightening.

Рис. 4. Схема випробування арки із затяжкою.

After processing the experimental data of the field tests, a numerical experiment was conducted. The essence of the experiment was to calculate the arch for a static one-time short-term load in the ANSYS.

The ANSYS software complex is currently one of the leaders in its field. It allows you to solve a wide range of tasks aimed at calculating and modeling nodes of structural elements, as well as modeling the flow of liquids and gases in the corresponding modules.

The advantage of using built-in geometry modeling tools is that they have additional capabilities for model parameterization and, in the event of changing any of the specified parameters, automatic modification of the entire model. Model parameterization also allows you to use the model shape optimization module or optimization by an objective function or criterion.

The calculation model was built in Autodesk Revit 2023 using a standard load-bearing structure template, which contains all the necessary parameters of reinforcement and concrete to create a structural diagram for further export to the ANSYS program (Fig. 5).

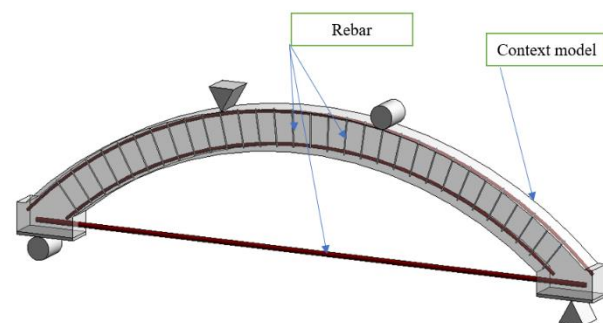


Fig. 5. General view of the design scheme of the arch in Autodesk Revit.

Рис. 5. Загальний вигляд розрахункової схеми арки в ПК Autodesk Revit..

The next stage is the generation of the model in the "Space Claim" graphical shell, which is an improved version of the "Workbench" module and allows you to combine the "dwg" and "acis(sat)" formats into a single ANSYS format calculation scheme and assign reinforcement properties to the lines and remove them from the main volume of concrete (Fig. 6).

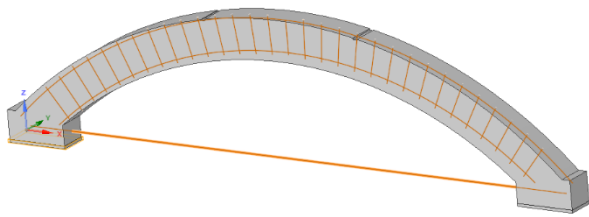


Fig. 6. Summary model of the structure in ANSYS "Space Claim"

Рис. 6. Зведена модель конструкції в ANSYS «Space Claim».

Concrete elements are modeled using the SOLID 65 finite element and reinforcement

using Link 180. The SOLID 65 element is used for 3D modeling of bodies with or without strong bars (reinforcement).

The body can undergo tensile cracking or compression failure (loss of load-bearing capacity). The LINK180 finite element (beam element) consists of two nodes and has three degrees of freedom at each node. This type of FE is used for modeling uniaxial tension/compression.

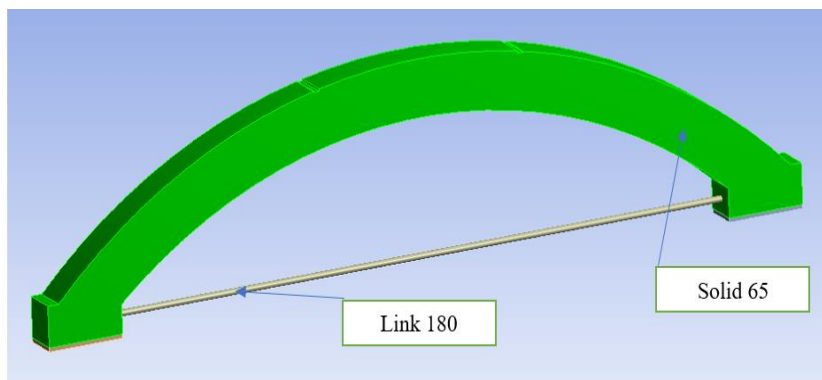


Fig. 7. Layout of SOLID 65 and Link 180 end elements.

Рис. 7. Схема розташування кінцевих елементів SOLID 65 та Link 180.

The calculation of the reinforced concrete arch was performed at a load of $P = 10$ kN,

50 kN, in accordance with the previously performed structural calculations in the LIRA-CAD software (Fig. 8...10).

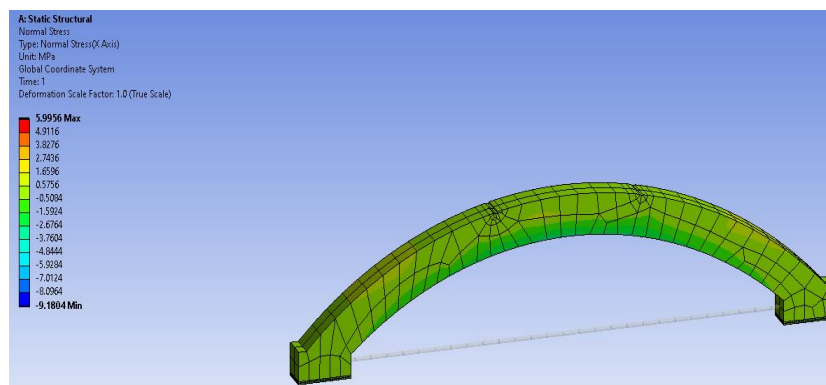


Fig. 8. Normal stresses (MPa) in the arch under load $P=10$ kN.

Рис. 8. Нормальні напруження (МПа) в арці при навантаженні $P=10$ кН.

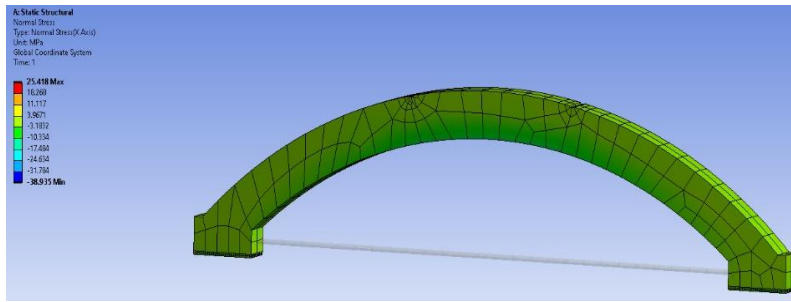


Fig. 9. Normal stresses (MPa) in the arch under load $P=50$ kN.
Рис. 9. Нормальні напруження (МПа) в арці при навантаженні $P=50$ кН.

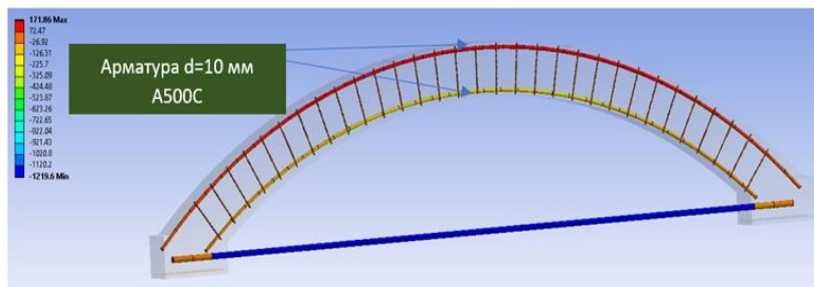


Fig. 10. Force in reinforcement (kg) in the arch at a load of $P=10$ kN.
Рис. 10. Зусилля в арматурі (кг) в арці при навантаженні $P=10$ кН.

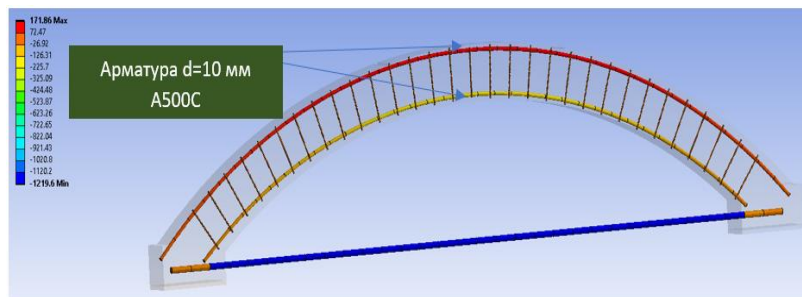


Fig. 11. Force in reinforcement (kg) in the arch at a load of $P=50$ kN.
Рис. 11. Зусилля в арматурі (кг) в арці при навантаженні $P=50$ кН.

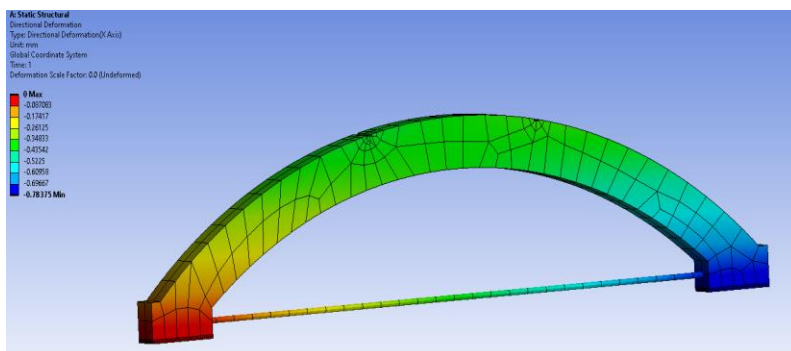


Fig. 12. Deflections (mm) in the arch under load $P=10$ kN.
Рис. 12. Прогини (мм) в арці при навантаженні $P=10$ кН.

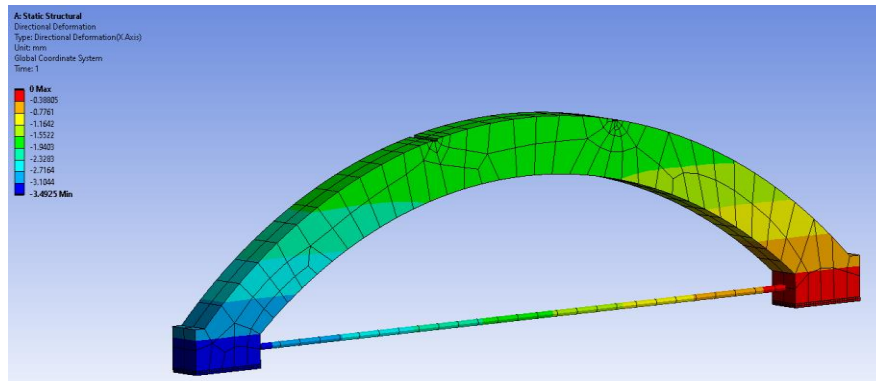


Fig. 13. Deflections (mm) in the arch under load $P=50$ kN
Рис. 13. Прогини (мм) в арці при навантаженні $P=50$ кН.

The results of comparing the numerical experiment data with the values ANSYS obtained

from experimental studies [22, 23, 24, 25] are given in Table 1.

Table 1. Comparison of the results of numerical and experimental studies
Таблиця 1. Порівняння результатів числового та експериментальних досліджень

Load P , kN	$k = \frac{\sigma_{c,ANS}}{\sigma_{c,EXP}}$, MPa	$k = \frac{\varepsilon_{c,ANS}}{\varepsilon_{c,EXP}}$, $\times 10^{-5}$	$k = \frac{N_{s,ANS}}{N_{s,EXP}}$, kN	$k = \frac{N_{s1,ANS}}{N_{s1,EXP}}$, kN	$k = \frac{f_{ANS}}{f_{EXP}}$, mm
10	$\frac{3,2}{4,0} = 0,8$	$\frac{7,3}{6,83} = 1,07$	$\frac{11,2}{5,0} = 2,24$	$\frac{1,26}{1,65} = 0,76$	$\frac{0,43}{0,51} = 0,84$
50	$\frac{17,5}{23,46} = 0,74$	$\frac{72,7}{86,1} = 0,84$	$\frac{49,9}{23} = 2,17$	$\frac{10}{11,54} = 0,87$	$\frac{2,33}{3,84} = 0,61$
k	0,81	0,87	1,93	0,86	0,73
σ	0,066	0,149	0,39	0,082	0,094
V_c , %	9,94	20,87	24,75	11,6	15,83

CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

The results of the calculation of the arch by the finite element method in the ANSYS have a satisfactory agreement with the data obtained from the results of experimental studies, with the exception of the values of tensile forces in the tightening, which, according to the results of the calculation in the ANSYS, significantly exceed the experimental values at the corresponding stages of the arch loading. The values of internal forces in the reinforcement and stresses in the compressed concrete of the arch belt obtained from the results of the

calculation in the ANSYS correspond to the experimental data.

The values of internal forces in the reinforcement and stresses in the compressed concrete of the arch belt obtained from the results of the ANSYS calculation correspond to the experimental data, the standard deviation of the ratios is $\sigma = 0.066 \dots 0.094$, and the average value of the coefficient of variation is $V_c = 12.5\%$.

The prospect of further research is the need for a more detailed study of the stress-strain state of reinforced concrete arches made of high-strength rapid-hardening concrete and the study of this structure on dynamic force effects. It is also necessary to investigate the nature of the stress-strain state of reinforced concrete

arches with a uniformly distributed load on the belt.

REFERENCE

1. **DBN V.1.2-2:2006.** 2006 Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia. [Loads and effects. Design standards] [Chynnyi vid 01.01.2007]. Vyd. ofits. Kyiv: Minbud Ukrainy, 36p.
2. **DBN V.2.6-98:2009.** 2011 Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia. [Structures of buildings and facilities. Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions] [Chynnyi vid 01.06.2011]. Vyd. ofits. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 71 p.
3. **DBN V.2.2-5-97.** 1998 Budynky ta sporudy. Zakhysni sporudy tsyvilnoho zakhystu [Buildings and structures. Civil protection shelters] [Chynnyi vid 01.01.1998]. Vyd. ofits. Kyiv: Derzhkommistobuduvannia Ukrainy, 1998. 34 p.
4. **DSTU 9183:2022.** 2023T sementy. Zahalni tekhnichni umovy. [Cements. General technical requirements]. [Chynnyi vid 01.01.2023]. Vyd. ofits. Kyiv: DP «UkrNDNTs», 33 s.
5. **DSTU B V.2.6-7-95.** 1997 Konstruktsii budynkiv i sporud. Konstruktsii i vyroby betonni ta zalizobetonni. Metody vyprobuvan i otsinka mitsnosti, zhorstkosti i trishchynostii-kosti. [Structures of buildings and facilities. Concrete and reinforced concrete elements. Testing methods and evaluation of strength, stiffness, and crack resistance] [Chynnyi vid 01.04.1996]. Vyd. ofits. Kyiv: DP «UkrNDNTs», 45 s.
6. **Filipchuk S., Karavan B., Makarenko R., Nalepa O., Chapiuk O.** 2022 Study of reinforcement adhesion to concrete under static and dynamic loads. *International Scientific Session on Applied mechanics. 11/2022. p.16.*
7. **Babych Y., Dvorkin L., Zhytkovskiy V., Kochkarov D., Filipchuk S., Bordiuzhenko O.** 2017 Rekomendatsii z proektuvannia zalizobe-tonnykh konstruktsii fortyfikatsiinykh sporud. [Recommendations for the design of reinforced concrete structures of fortification facilities] – Rivne: Vyd-vo NUVHP, 136 p.
8. **Karavan B.** 2017 Doslidzhennia mitsnosti ta deformatyvnosti vysokomitsnykh shvydkotverdnuchykh betoniv. [Study of strength and deformability of high-strength fast-setting concretes] *Naukove vydannia «Student-ska molod i naukovyi prohres v APK». Tezy dopovidei Mizhnarodnoho studentskoho naukovofo forumu 20-22 veresnia. 424p.*
9. **Karavan B.** 2021. Doslidzhennia fizyko-mekhanichnykh kharakterystyk konstruktsii arochnykh system pokryttia z vysokomitsnoho shvydkotverdnuchoho betonu v zakhysnykh sporudakh oboronnoho pryznachennia. [Investigation of the Physical and Mechanical Properties of High-Strength Rapid-Hardening Concrete Arch Structures in Protective Defense Structures.]. *Visnyk Lvivskoho natsionalnoho ahrarnoho uni-versytetu. Arkhitektura i silskohospodarske budivnytstvo Arkhitektura i silskohospodarske budivnytstvo № 22: 2021. s. 62-68.*
10. **Karavan B.** Eksperymentalni doslidzhennia napruzhenno-deformovanoho stanu zalizobetonnykh arok z vysokomitsnoho betonu. [Experimental Studies of the Stress-Strain State of Reinforced Concrete Arches Made of High-Strength Concrete.] *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy: Zbirnyk naukovykh prats. Vyp. 41. Rivne, 2022. S. 135-143.*
11. **Dvorkin L., Babych Y., Zhytkovskiy V., Bordiuzhenko O., Kochkarov D., Filipchuk S., Kovalyk I., Kovalchuk T., Skrypyuk M.** Vysokomitsni shvydkotverdnuchi betony i fibrobetony. [High-strength fast-setting concretes and fiber concretes.]. *Monohrafiia. Rivne : NUVHP, 2017. 331 p.*
12. **Babych Y.** 2011. Modeliuvannia roboty dvokhsharnirnykh z/b arok z vplyvom povtornykh navantazhen v PK LIRA. [Modeling the Performance of Two-Hinged Reinforced Concrete Arches under Repeated Loading in LIRA Software.] *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy. Zbirnyk naukovykh prats. Vypusk 21 - Rivne : NUVHP, 23p.*
13. **Babych Y.** 2009. Vplyv poperednoho napruzhenia zatiazhy na napruzhenodeformatsiinyi stan zalizobetonnoi dvokhsharnirnoi arky. [Influence of Pre-Stressing of the Tie on the Stress-Strain State of a Reinforced Concrete Two-Hinged Arch]. *Visnyk Natsionalnoho universytetu «Lvivska politehnika» №662. Teoriia ta praktyka budivnytstva. 368p.*
14. **Babych Y.** 2008. Doslidzhennia roboty dvokhsharnirnykh zalizobetonnykh arok pry korotko-chasnomu povtornomu navantazhenni. [Study of the Behavior of Two-Hinged Reinforced Concrete Arches under Short-Term Repeated Loading.]. *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy.*

- Zbirnyk naukovykh prats. Vypusk 16 - Rivne : NUVHP, 18p.*
15. **Kysliuk D.** 2008. Robota dvokhsharnirnykh zalizobetonnykh arok pry dii povtornykh navantazhen z rehuliuivanniam zusyl. [Performance of Two-Hinged Reinforced Concrete Arches under Repeated Loading with Force Regulation]. *In Proceedings of the XXIII Scientific and Technical Conference of the Faculty (Technical Direction), Lutsk: NNV LNTU, 2008, 301–302.*
 16. **Kysliuk D.** Metodyka eksperymentalnykh doslidzhen roboty dvokhsharnirnykh zalizobetonnykh arok pry povtornykh navantazhenniakh [Experimental Research Methodology of Two-Hinged Reinforced Concrete Arches under Repeated Loads]. *Resursoekonomni materialy, kon-struktsii, budivli ta sporudy: Zbirnyk naukovykh prats. Vypusk 12 - Rivne : NUVHP, 2005. P. 169-174.*
 17. **Asal P.** Form-finding of Arch Structures – 2016. *University of Warwick, School of Engineering.*
 18. **Yanni B.** Thermal Stability of Concrete and Concrete-Filled Steel Tubular Arches. – 2020. *College of Engineering and Science, Victoria University, Australia.*
 19. **Jun Y., Rui C., Zhongya Z., Yang Z., Jianting Z., Junrun X.** Experimental study on the ultimate bearing capacity of damaged RC arches strengthened with ultra-high performance concrete. *Engineering Structures. Volume 279, 15 March 2023, 115611.*
 20. **Jun Y., Junrun X., Zhongya Z., Yang Z., Zongshan W., Jianting Z.** Experimental and numerical investigations on the mechanical behavior of reinforced concrete arches strengthened with UHPC subjected to asymmetric load. *Structures. Volume 39, May 2022, P. 1158-1175.*
 21. **Dvorkin L.** Mitsnist betonu: Navchalnyi posibnyk. [Concrete Strength: A Textbook] . – K.: *Vydavnychy dim «Kondor», 2021. 310 s.*
 22. **Dvorkin L., Babych Y., Zhytkovskyi V.** Vysokomitsni shvydkotverdnuchi betony i fibrobetony ta konstruktsii na yikh osnovi dlia fortyfikatsiinykh sporud: Zvit pro naukovodoslidnu robotu. [High-Strength Rapid-Hardening Concretes and Fiber Concretes and Structures Based on Them for Fortification Structures: Research Report] *Rivne : NUVHP, 2018 . Tom 1. 266 s., Tom 2. 237 p.*
 23. **Kysliuk D.** Vplyv poperednoho napruzhenia zatiashky na napruzhenno-deformatsiinyi stan zalizobetonnoi dvokhsharnirnoi arky. [Influence of Pre-Stressing of the Tie on the Stress-Strain State of a Reinforced Concrete Two-Hinged Arch]. *In Proceedings of the XXIV Scientific and Technical Conference of the Faculty (Technical Direction), Lutsk: NNV LNTU, 2009, 316–317.*
 24. **Pavlikov A.** Metod vyznachennia ploshchi pozdovzhnoi armatury v zghynalnykh elementakh zalizobetonnykh konstruktsii na osnovi povnoi diahramy deformuvannia betonu [Method for Determining the Area of Longitudinal Reinforcement in Bending Elements of Reinforced Concrete Structures Based on the Complete Stress-Strain Diagram of Concrete] / *Stalezalizobetonni konstruktsii: Zbirnyk naukovykh statei. Kryvyi Rih: KTU, 2004. Vypusk 6. P 219 – 224.*
 25. **Pavlenko I.** Metod skinchenykh elementiv v zadachakh oporu materialiv i liniinoi teorii pruzhnosti: Navchalnyi posibnyk. [The Finite Element Method in Problems of Material Resistance and Linear Elasticity Theory: A Textbook]. *Sumy: Vyd-vo SumDU, 2006. 147p.*

ЛІТЕРАТУРА

1. **DBN V.1.2-2:2006.** Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia. [Chynnyi vid 01.01.2007]. *Vyd. ofits. Kyiv: Minbud Ukrainy, 2006. 36s.*
2. **DBN V.2.6-98:2009.** Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia. [Chynnyi vid 01.06.2011]. *Vyd. ofits. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2011. 71 s.*
3. **DBN V.2.2-5-97.** Budynky ta sporudy. Zakhysni sporudy tsyvilnoho zakhystu [Chynnyi vid 01.01.1998]. *Vyd. ofits. Kyiv: Derzhkommistobuduvannia Ukrainy, 1998. 34 s.*
4. **DSTU 9183:2022.** Tsementy. Zahalni tekhnichni umovy. [Chynnyi vid 01.01.2023]. *Vyd. ofits. Kyiv: DP «UkrNDNTs», 2023. 33 s..*
5. **DSTU B V.2.6-7-95.** Konstruktsii budynkiv i sporud. Konstruktsii i vyroby betonni ta zalizobetonni. Metody vyprobuvan i otsinka mitsnosti, zhorstkosti i trishchynostiikosti. [Chynnyi vid 01.04.1996]. *Vyd. ofits. Kyiv: DP «UkrNDNTs», 1997. 45 s.*
6. **Filipchuk S., Karavan B., Makarenko R., Nalepa O., Chapiuk O.** Study of reinforcement adhesion to concrete under static and dynamic loads. *International Scientific Session on Applied mechanics. 11/2022. p.16.*
7. **Babych Ye., Dvorkin L., Zhytkovskyi V., Kochkarov D., Filipchuk S., Bordiuzhenko O.** Rekomendatsii z proektuvannia zalizobe-

- tonnykh konstrukttsii fortyfikatsiinykh sporud. – Rivne: Vyd-vo NUVHP, 2017. 136 s.
8. **Karavan B.** Doslidzhennia mitsnosti ta deformatyvnosti vysokomitsnykh shvydkotverdnuchykh betoniv. Naukove vydannia «*Studentska molod i naukovyi prohres v APK*». *Tezy dopovidei Mizhnarodnoho studentskoho naukovofo forumu 20-22 veresnia 2017r.* 424s.
 9. **Karavan B.** Doslidzhennia fizyko-mekhanichnykh kharakterystyk konstrukttsii arochnykh system pokryttia z vysokomitsnoho shvydkotverdnuchoho betonu v zakhysnykh sporudakh oboronnoho pryznachennia. *Visnyk Lvivskoho natsionalnoho ahrarnoho universytetu. Arkhitektura i silskohospodarske budivnytstvo Arkhitektura i silskohospodarske budivnytstvo № 22: 2021. s. 62-68.*
 10. **Karavan B.** Eksperymentalni doslidzhennia napruzhenno-deformovanoho stanu zalizobetonnykh arok z vysokomitsnoho betonu *Resursoekonomni materialy, konstrukttsii, budivli ta sporudy: Zbirnyk naukovykh prats. Vyp. 41. Rivne, 2022. S. 135-143.*
 11. **Dvorkin L., Babych Ye., Zhytkovskyi V., Bordiuzhenko O., Kochkarov D., Filipchuk S., Kovalyk I., Kovalchuk T., Skrypnyk M.** Vysokomitsni shvydkotverdnuchi betony i fibrobetony. *Monohrafiia. Rivne : NUVHP, 2017. 331 s.*
 12. **Babych Ye.** Modeliuvannia roboty dvokhsharnirnykh z/b arok z vplyvom povtornykh navantazhen v PK LIRA. *Resursoekonomni materialy, konstrukttsii, budivli ta sporudy. Zbirnyk naukovykh prats. Vypusk 21 - Rivne : NUVHP, 2011. 23s.*
 13. **Babych Ye.** Vplyv poperednoho napruzhenia zatiazhky na napruzhenno-deformatsiinyi stan zalizobetonnoi dvokhsharnirnoi arky. *Visnyk Natsionalnoho universytetu «Lvivska politekhnika» №662. Teoriia ta praktyka budivnytstva. 2009. 368 s.*
 14. **Babych Ye.** Doslidzhennia roboty dvokhsharnirnykh zalizobetonnykh arok pry korotkochasnomu povtornomu navantazheni. *Resursoekonomni materialy, konstrukttsii, budivli ta sporudy. Zbirnyk naukovykh prats. Vypusk 16 - Rivne : NUVHP, 2008. 18s.*
 15. **Kysliuk D.** Robota dvokhsharnirnykh zalizobetonnykh arok pry dii povtornykh navantazhen z rehuliuvanniam zusyl. *Tezy KhKhIII-oi naukovo-tekhnichnoi konferentsii profesorsko-vykladatskoho skladu (tekhnichnyi napriamok). Lutsk: NNV LHTU, 2008. C. 301-302.*
 16. **Kysliuk D.** Metodyka eksperymentalnykh doslidzen roboty dvokhsharnirnykh zalizobetonnykh arok pry povtornykh navantazheniakh. *Resursoekonomni materialy, konstrukttsii, budivli ta sporudy: Zbirnyk naukovykh prats. Vypusk 12 - Rivne : NUVHP, 2005. S. 169-174.*
 17. **Asal P.** Form-finding of Arch Structures – 2016. *University of Warwick, School of Engineering.*
 18. **Yanni B.** Thermal Stability of Concrete and Concrete-Filled Steel Tubular Arches. – 2020. *College of Engineering and Science, Victoria University, Australia.*
 19. **Jun Y., Rui C., Zhongya Z., Yang Z., Jianting Z., Junrun X.** Experimental study on the ultimate bearing capacity of damaged RC arches strengthened with ultra-high performance concrete. *Engineering Structures. Volume 279, 15 March 2023, 115611.*
 20. **Jun Y., Junrun X., Zhongya Z., Yang Z., Zongshan W., Jianting Z.** Experimental and numerical investigations on the mechanical behavior of reinforced concrete arches strengthened with UHPC subjected to asymmetric load. *Structures. Volume 39, May 2022, P. 1158-1175.*
 21. **Dvorkin L.** Mitsnist betonu: *Navchalnyi posibnyk. – K.: Vydavnychi dim «Kondor», 2021. 310 s.*
 22. **Dvorkin L., Babych Ye., Zhytkovskyi V.** Vysokomitsni shvydkotverdnuchi betony i fibrobetony ta konstrukttsii na yikh osnovi dlia fortyfikatsiinykh sporud: *Zvit pro naukovodoslidnu robotu. Rivne : NUVHP, 2018 . Tom 1. 266 s., Tom 2. 237 s.*
 23. **Kysliuk D.** Vplyv poperednoho napruzhenia zatiazhky na napruzhenno-deformatsiinyi stan zalizobetonnoi dvokhsharnirnoi arky. *Tezy KhKhIV-oi naukovo-tekhnichnoi konferentsii profesorsko-vykladatskoho skladu (tekhnichnyi napriamok). Lutsk: Navchalno-naukovyi viddil LHTU, 2009. S. 316-317.*
 24. **Pavlikov A.** Metod vyznachennia ploszchi pozdovzhnoi armatury v zghynalnykh elementakh zalizobetonnykh konstrukttsii na osnovi povnoi diahramy deformuvannia betonu / *Stalezalizobetonni konstrukttsii: Zbirnyk naukovykh statei. Kryvyi Rih: KTU, 2004. Vypusk 6. S. 219 – 224.*
 25. **Pavlenko I.** Metod skinchenykh elementiv v zadachakh oporu materialiv i liniinoi teorii pruzhnosti: *Navchalnyi posibnyk. Sumy: Vyd-vo SumDU, 2006. 147 s.*

ЧИСЛОВІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АРОК НА ДІЮ СТАТИЧНИХ КОРОТКОЧАСНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

*Богдан КАРАВАН
Віктор КАРАВАН
Сергій ФІЛІПЧУК*

Анотація. В статті описано методику експериментальних досліджень арки із високоміцного швидкотверднучого бетону, наведено в табличній формі результати досліджень та описано механічні характеристики матеріалів, які були використані при виготовленні дослідних зразків арок. Коротко описано процес виготовлення дослідних зразків з високоміцного швидкотверднучого бетону. Також наведено рисунки установки, на якій проводились дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних двохшарнірних арок на дію статичного одноразового короткочасного навантаження. Продемонстровано рисунки здеформованих та/або зруйнованих дослідних зразків.

Наразі виникає потреба в максимально швидких темпах зведення споруд різного

призначення, що можливо досягнути шляхом введення в технологічний процес високоміцних швидкотверднучих бетонів, які дають змогу істотно збільшити темпи будівництва і відповідно зменшити терміни зведення будівель і споруд. Закономірності деформування при короткочасному статичному навантаженні високоміцних бетонів до цього часу вивчені недостатньо, що ускладнює розрахунки залізобетонних конструкцій з таких бетонів. Вирішенню цих задач присвячена ця стаття.

Існує необхідність вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних арок з високоміцного бетону на дію статичних одноразових і повторних навантажень різного рівня та поглибленого визначення фізико-механічних і деформативних характеристик високоміцних бетонів. Це дозволить більш точно оцінювати напружено-деформований стан елементів залізобетонних конструкцій з таких бетонів, підвищити надійність проектування і одержати істотний економічний ефект при зведенні будівель і споруд, що є актуальною задачею сьогодення.

Ключові слова: дослідження; експеримент; арка; бетон; випробовування; розрахунок.

Стаття надійшла до редакції 09.04.2025 р.

NUMERICAL INVESTING OF TRUSS FLANGE JOINTS WITH TRIMMED FLANGES

Yevhen TSIUPYN

Kyiv National University of Construction and Architecture,
31, Povitryanykh Syl Avenue, Kyiv, Ukraine, 03037
standartbc@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-9428-6166>

Summary. In modern construction, steel trusses remain one of the most common types of load-bearing structures used in the construction of industrial, civil, and public buildings. Their use is driven by high load-carrying capacity, relatively easy installation, and economic feasibility in long-span structures. One of the most critical elements of such structures is the flange joint, through which the main internal forces are transferred from one part of the truss to another. The reliability and durability of the entire system largely depend on the accuracy of its calculation and design. Special attention must be paid to situations where the joint is subjected not only to axial loads but also to bending moments and torsion, which create a complex stress–strain state. In such cases, traditional calculation methods, based on simplified models and assumptions of uniform stress distribution, do not always allow for the identification of local concentrations that may lead to premature structural failure. In this context, improving numerical analysis methods that consider the real spatial geometry of the elements, the specifics of the connections, and the nature of the loading becomes especially relevant. The proposed approach is based on constructing an analytical model of the joint, enabling the calculation of internal forces in critical zones without the need to model the entire truss. This not only reduces the time required for calculations but also improves their accuracy. Such an approach contributes to the early detection of potentially hazardous zones where stress levels may exceed permissible limits, thereby reducing the risk of loss of serviceability.

Keywords. equivalent stress, flange, component-based finite element method,



Yevhen TSIUPYN
Senior Lecturer at the Department
of metal and timber structures

numerical modeling, joint stiffness, steel truss, local stress.

PROBLEM STATEMENT

Flanged joints of steel trusses are critical components of spatial structures, as they serve as the primary means of transferring forces between the frame's bar elements. These joints often exhibit complex stress–strain states caused by the combination of axial, bending, and transverse forces. The geometric configuration of the joint—particularly the flanges, stiffening ribs, and bolts—leads to a non-uniform distribution of stresses within the elements.

Traditional analytical and code-based design methods often rely on simplified assumptions, such as uniform force distribution or conventional load transfer areas. However, numerical modeling, especially using the component-based finite element method, reveals the presence of local stress concentration zones that are not accounted for in standard calculations. This is particularly evident in areas remote from the load application center, such as those affected by edge effects or contact zones between elements.

The lack of universal engineering methods for accurately determining stresses at these points limits the ability to make informed decisions about joint design. This poses risks of underestimating or overestimating structural load capacity and complicates the assessment and diagnostics of existing buildings or structures during technical inspections.

Moreover, the use of circular or rectangular steel tubes in truss structures complicates the situation, as these elements are prone to local buckling. In the presence of rigid flanged joints with stiffening ribs, highly stressed zones may develop, often exceeding permissible stress limits—especially in areas of rib insertion or welded joints. These zones are difficult to accurately calculate due to the complex geometry and interaction between elements.

Existing standards provide general principles for joint design but do not always allow for precise assessment of the actual stress distribution in specific cases, such as eccentric loading, force eccentricity, or combinations of forces and moments. This highlights the need to improve design approaches that integrate both numerical methods (FEM) and practical criteria for evaluating the strength and stiffness of joints. Developing a more reliable methodology will enhance structural safety and reduce the risk of premature failures during the operational phase of structures.

ANALYSIS OF PREVIOUS RESEARCH

It is important to acknowledge the contributions of the "pioneers" in the study of flanged joints in trusses made of tubular and closed cold-formed welded sections, particularly in developing analytical models for determining boundary conditions and evaluating the strength of such joints [11, 12].

In addition to the regulatory documents [2, 3], significant progress has been made in improving the calculation methodology for welds in flanged joints [1].

Structural solutions for steel structures and forms and domes have been investigated [5, 13, 14, 15, 16, 24, 25].

Of particular importance is the advancement of research on the analysis of bolt behavior in

flanged joints under complex stress–strain conditions using the finite element method, as well as the mechanics of flanged joints in steel tubes under axial tension [4, 6, 7, 8, 9, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23].

Studies have also addressed the stability of elastic members with initial imperfections in steel trusses with rigid joints [10].

Moreover, experimental methods are used in the research to verify the results of numerical modeling, including full-scale tests, which allow for a more accurate assessment of joint behavior under real loading conditions. These approaches provide a foundation for the development of new design recommendations for flanged joints in steel tubular structures, taking into account both strength and stability, as well as technological aspects of fabrication and welding.

PRINCIPAL RESEARCH

In the classical definition of normal stresses in a cross-section:

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (1)$$

The classical definition of normal stresses in a cross-section lacks a specification for the distribution of forces over the surface of an element. It assumes only a uniform stress distribution, which accounts for idealized working conditions and does not consider areas of localized stress concentrations.

In the complex stress–strain state typical of flange joint connections and structural elements, it should be understood that stresses across the cross-section are often non-uniform. This is due to the presence of stiffening ribs, welds, and bolt holes, which affect the stiffness characteristics of the section.

Flanged joints require particular attention when subjected to combined loading—axial compression or tension in combination with bending and torsional moments. Under such conditions, a complex interaction occurs between bolts, welds, and stiffening ribs, which do not engage uniformly. In real structures, some ribs may begin to transfer loads earlier than others due to initial geometric

imperfections or stiffness variations.

Additionally, it is essential to consider the impact of assembly and manufacturing inaccuracies, which can lead to asymmetric loading of joints. In the spatial behavior of a truss, even minor misalignments can cause changes in the direction of internal forces and overstressing of individual areas.

Forces in flange connections are transmitted through the flanges themselves, the bolts, and

the stiffeners. To accurately determine the internal equivalent stresses, numerical modeling using the finite element method should be employed. This approach allows consideration of all specific features of the joints, namely the geometric configurations and force effects in the design model 1 (Fig. 1).

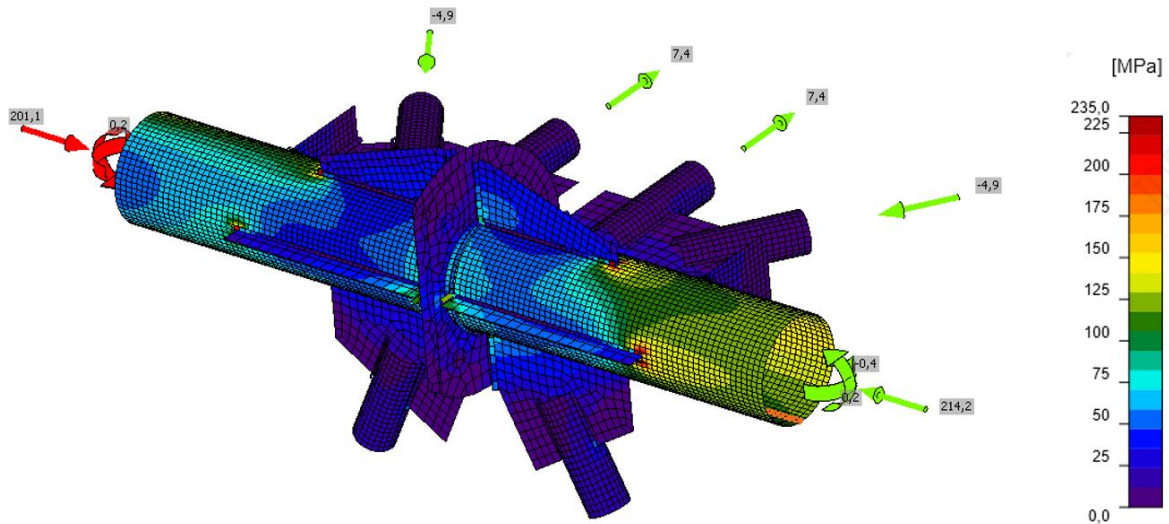


Fig. 1. Distribution of internal equivalent stresses in the top chord of truss Model 1.

Рис. 1. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень верхнього поясу ферми моделі 1.

This particular feature of the joint connection is characterized by end-plate

flanges welded to the upper chord and through stiffeners (Fig. 2).

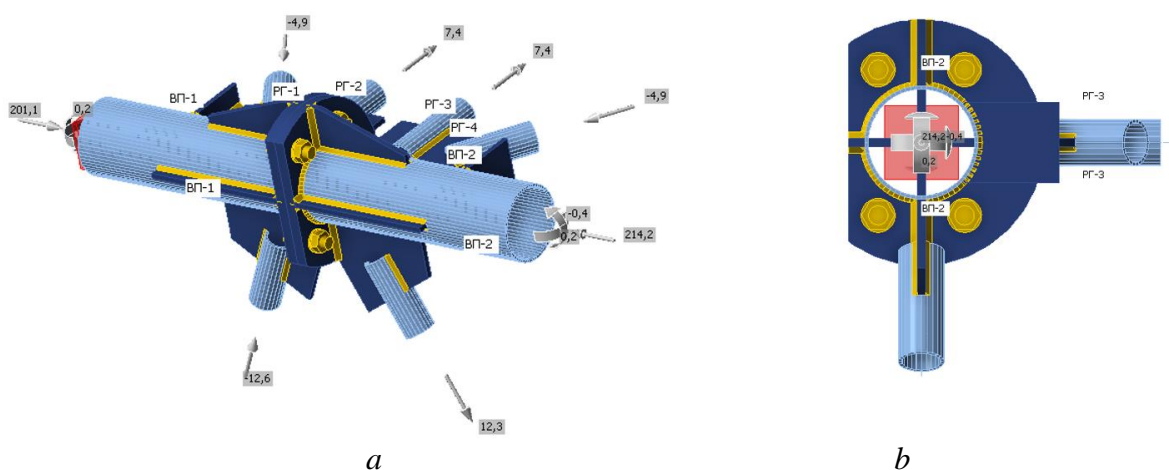


Fig. 2. General view of Model 1 of the analysed joint with bolted connection and welds (a). Cross-section of the flange connection (b).

Рис. 2. Загальний вид моделі 1 розрахункового вузла з болтовим з'єднання та зварними швами (а). Переріз фланцевого з'єднання (b).

The areas located farther from the load application point experience greater forces; in such cases, the local force at point i should be determined as follows:

$$N_i = N_{ed} \cdot \frac{a_i}{\int_0^{\alpha_m} a(\alpha) d\alpha} \quad (2)$$

де

a_i - the distance from the load application point to point i (mm);
 α_m - the boundary of the investigated area (rad).

Thus, the area of the investigated section region is determined as:

$$A_i = t \cdot l_i \quad (3)$$

де

t – wall thickness of the pipe cross-section;

l_i – length of the section subjected to force.

In the investigated Model 2, if the stiffening ribs are not continuous, this will significantly affect the stiffness characteristics of the joint and will change it from a more rigid connection to one that is closer to a hinged (pinned) joint (Fig. 3).

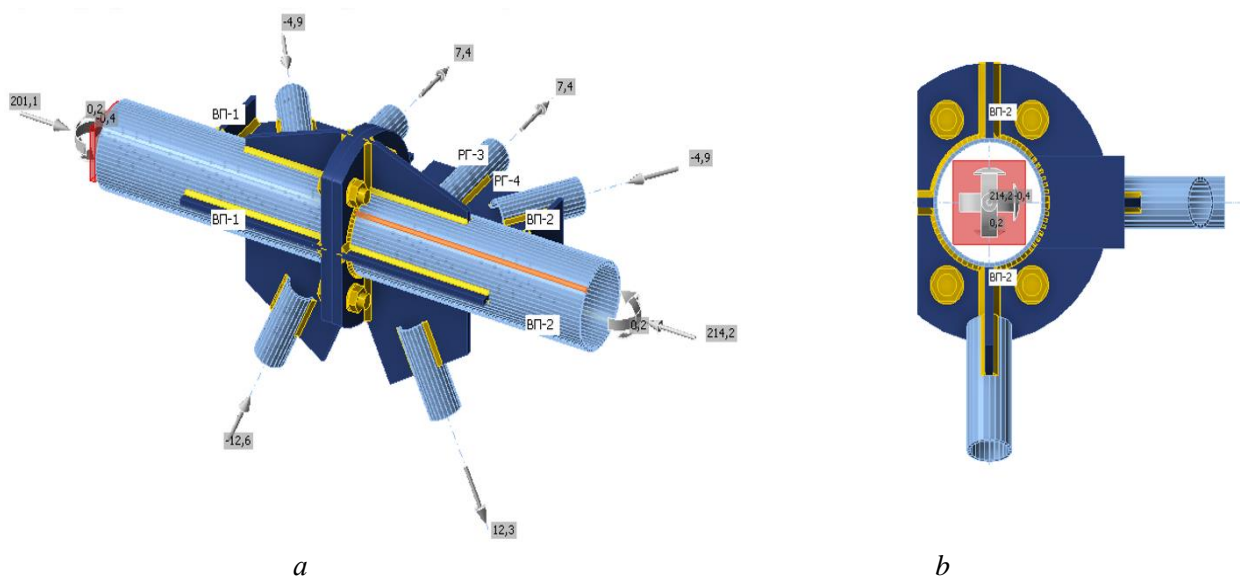


Fig. 3. General view of Model 2 of the analysed joint with bolted connection and welds (a). Cross-section of the flange connection (b).

Рис. 3. Загальний вид моделі 2 розрахункового вузла з болтовим з'єднання та зварними швами (а). Переріз фланцевого з'єднання (б).

The distribution of internal equivalent stresses in the joint shows that when the stiffness characteristics of the joint change, the

critical stress zone shifts from the edge areas of the pipe near the flange to the central zone of the flange. However, a more uniform stress transition along the length of the pipe is observed (Fig. 4).

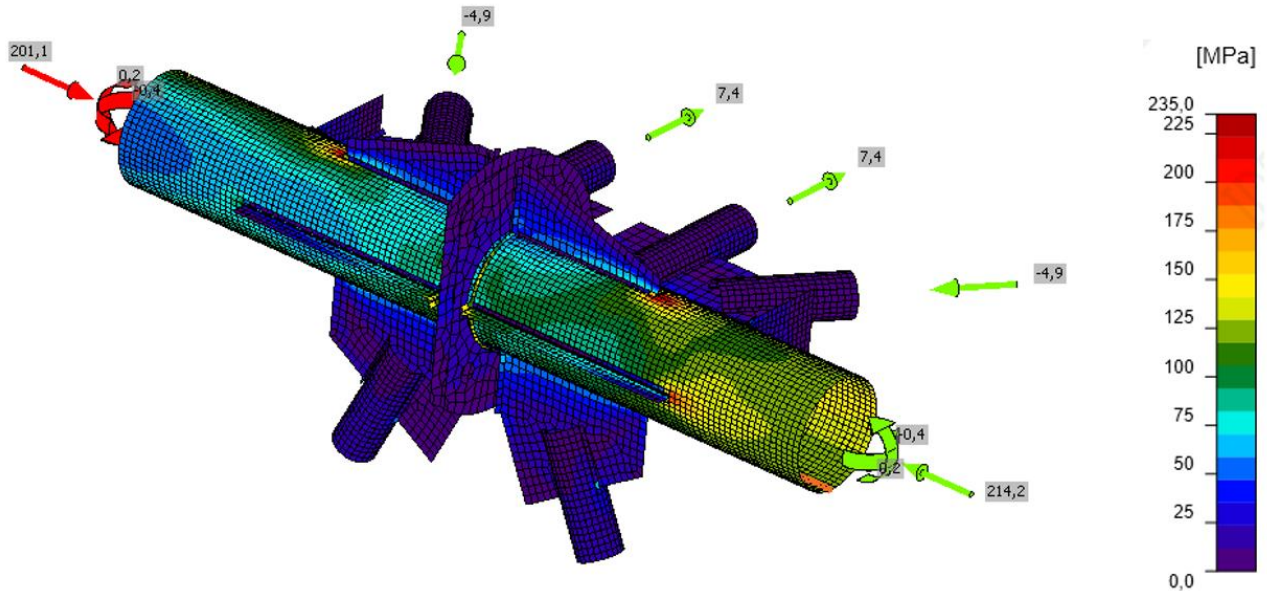


Fig. 4. Distribution of internal equivalent stresses in the top chord of truss Model 2.
Рис. 4. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень верхнього поясу ферми моделі 2.

The next stage of calculation Model 3 involves the introduction of additional stiffening ribs with a 30° inclination angle to

understand the influence and distribution of internal equivalent stresses in the flange connection (Fig. 5).

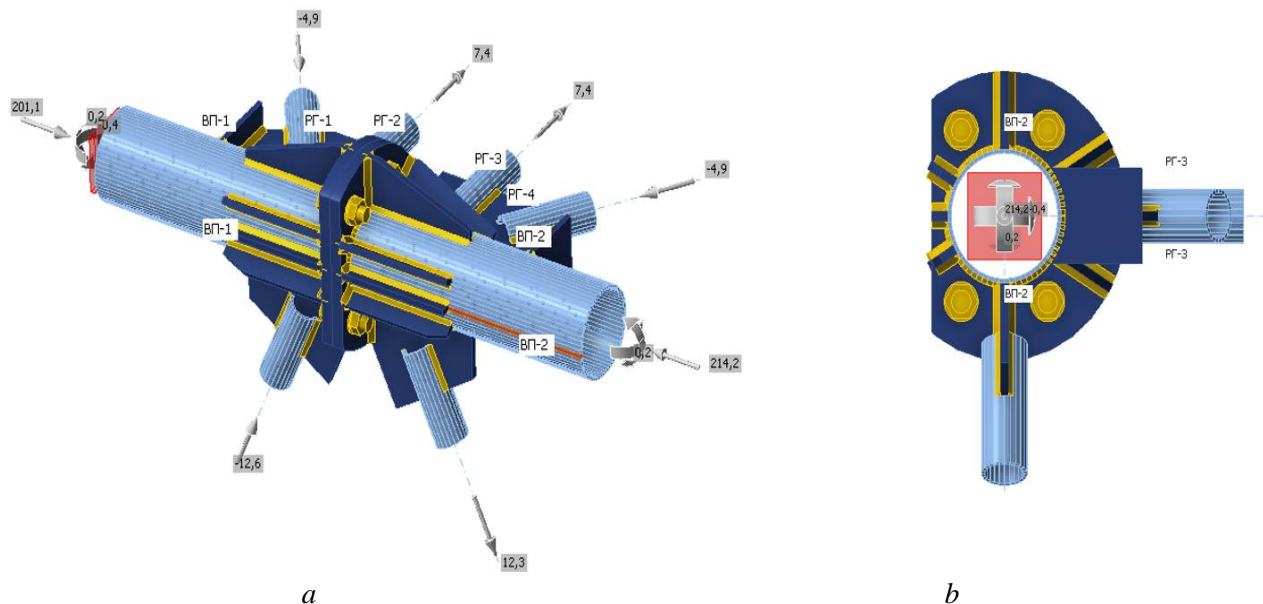


Fig. 5. General view of Model 3 of the analysed joint with bolted connection and welds (a). Cross-section of the flange connection (b).
Рис. 5. Загальний вид моделі 3 розрахункового вузла з болтовим з’єднання та зварними швами (а). Переріз фланцевого з’єднання (b).

The numerical analysis using the component finite element method with the introduction of

additional stiffening ribs indicates that the uniformity of the distribution of internal

equivalent stresses occurring in the cross-sections has further improved along the length

from the attachment point to the flange (Fig. 6).

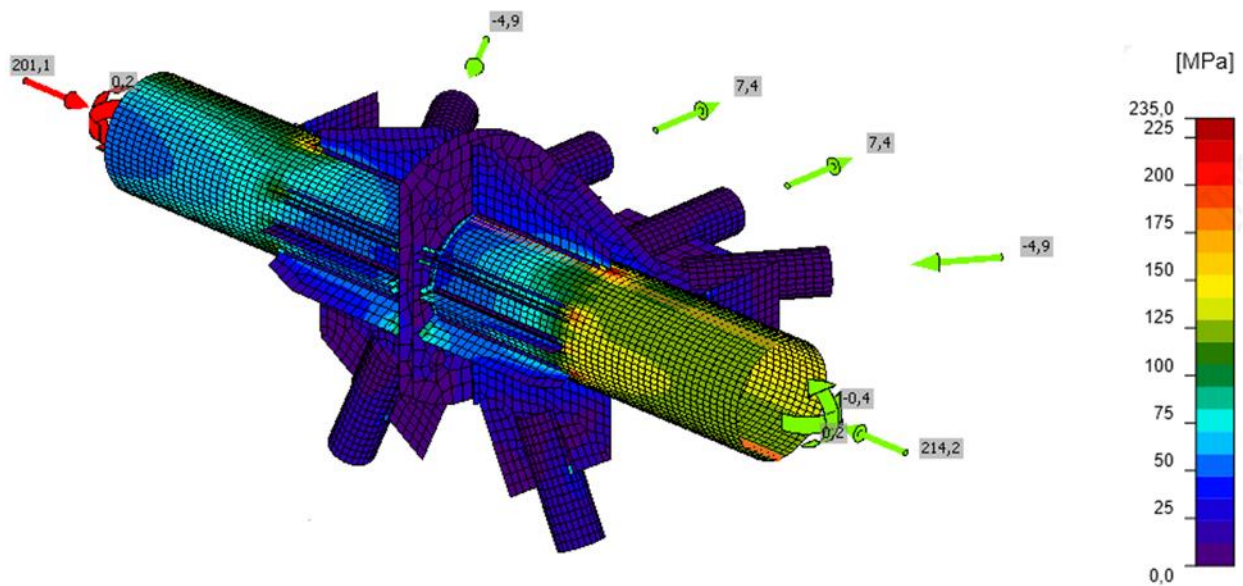


Fig. 6. Distribution of internal equivalent stresses in the top chord of truss Model 3.

Рис. 6. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень верхнього поясу ферми моделі 3.

In Model 4, a variant with additional non-continuous stiffening ribs is also considered, while a stiffness ring is introduced along the outer perimeter of the pipe. An important

condition for this addition must be that $t_f \leq t_r$ (Fig. 7).

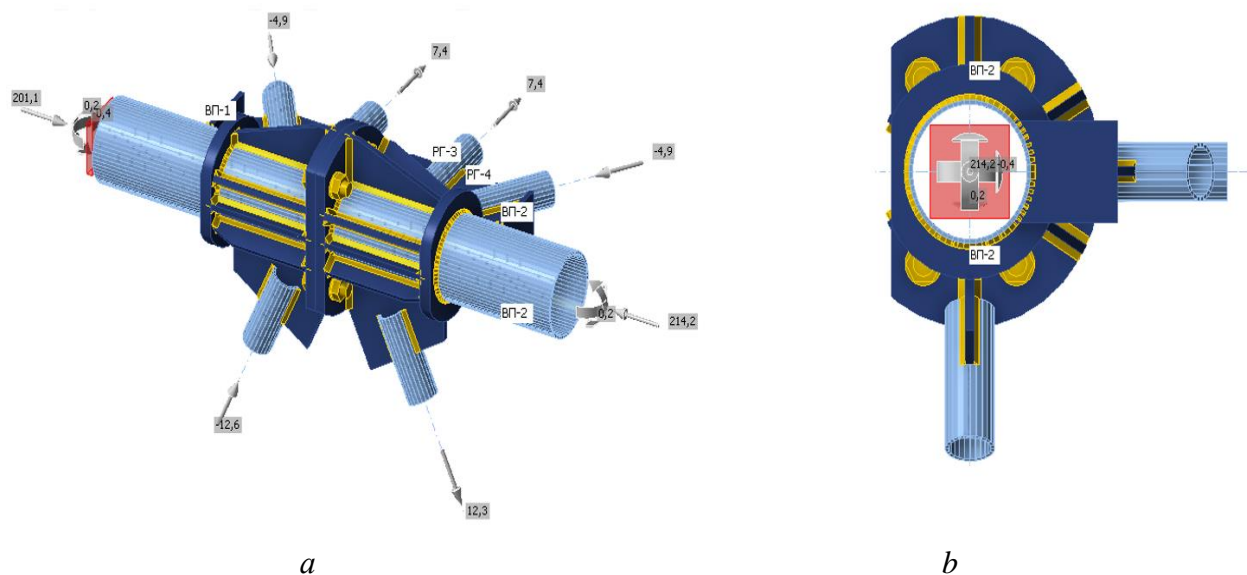


Fig. 7. General view of Model 4 of the analysed joint with bolted connection and welds (a). Cross-section of the flange connection (b).

Рис. 7. Загальний вид моделі 4 розрахункового вузла з болтовим з'єднання та зварними швами (а). Переріз фланцевого з'єднання (б).

The most optimal joint stiffness has been determined, transitioning from the semi-hinged form of connection observed in Models 2 and 3 with non-continuous ribs to a rigid connection. This is accompanied by the most

uniform distribution of internal equivalent stresses, which provides an advantage in the even performance of the joint. The maximum stresses that occur are within the range of 125 MPa (Fig. 8).

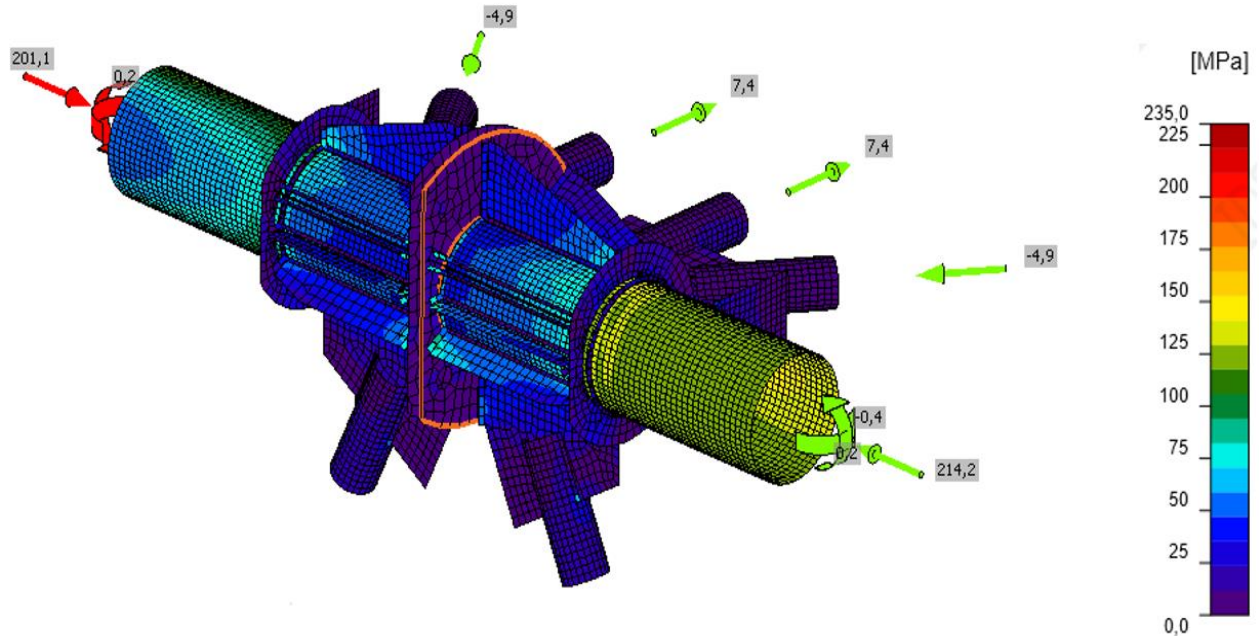


Fig. 8. Distribution of internal equivalent stresses in the top chord of truss Model 4.

Рис. 8. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень верхнього поясу ферми моделі 4.

A consolidated comparison of the finite element numerical analysis and the resulting stresses in the investigated Models 1, 2, 3, and

4 is presented as unfolded views of the upper chords of the truss (Fig. 9) and as the stress distribution in the flange plane caused by the weld seam (Fig. 10).

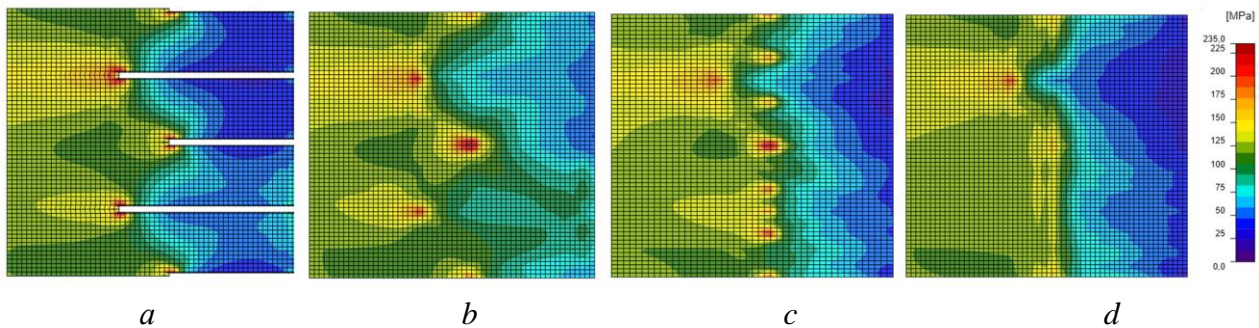


Fig. 9. Unfolded equivalent stress distribution on the upper face of the top chord for Model 1 (a), Model 2 (b), Model 3 (c), and Model 4 (d).

Рис. 9. Розгортка еквівалентних напружень верхнього поясу верху моделі 1 (a), моделі 2 (b), моделі 3 (c), моделі 4 (d).

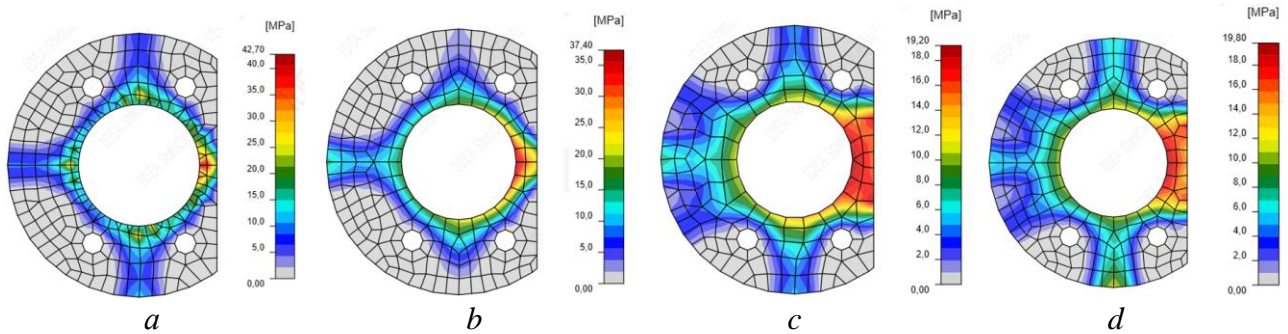


Fig. 10. Stress distribution in the flange plane due to welds: Model 1 (a), Model 2 (b), Model 3 (c), and Model 4 (d).

Рис. 10. Розподіл напружень в площині фланця від дії зварних швів моделі 1 (a), моделі 2 (b), моделі 3 (c), моделі 4 (d).

For analytical calculation, the determination of equivalent stresses at any point of the elements should be improved as follows:

$$\sigma_{Ed,i} = \frac{N_{Ed} \cdot a_i}{A_i \cdot \int_0^{\alpha_m} a(\alpha) d\alpha} \quad (4)$$

$\sigma_{Ed,i}$ —equivalent stress at the investigated point i ;

α – angular coordinate along the perimeter of the flange or pipe;

$a(\alpha)$ – radial distance from the center of the load in the direction of angle α ;

$\int_0^{\alpha_m} a(\alpha) d\alpha$ – integral value accounting for the distribution of forces along the angular perimeter of the element.

CONCLUSIONS AND PERSPECTIVES FURTHER RESEARCH

In Models 1 through 4, a trend is observed toward the reduction of peak concentrations of equivalent stresses and an improvement in the uniformity of their distribution.

This study makes it possible to move away from the classical approach of analyzing the overall stiffness of the joint and allows not only for the analysis of stresses in the joints but also for influencing and structuring the stress distribution—without changing the cross-section of the main load-bearing element.

An improved analytical method for determining equivalent stresses is proposed as an alternative to the numerical finite element method for identifying critical local stress concentrations.

LITERATURE

1. Bilyk, S., Bilyk, A., Tsyupyn, E., Nuzhnyy, V., Klyuchnichenko, T. (2020). Udoskonalennia metodyky rozrakhunku zvarhnykh shviv flantsevykh vuzliv z'iednanykh iz vrezanymy rebramy zhorstkosti prostorovykh stalevykh ferm z trub [Improvement of the calculation methodology for welded joints of flanged node connections with inserted stiffening ribs in spatial steel trusses made of pipes]. *Budivel'ni konstruktsiyi. Teoriya i praktyka*, (7), pp. 57-65 [in Ukrainian]. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.57-65>
2. EN 1993-1-8 (2005): Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints. [Authority: The European Union in accordance with Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]. <https://www.phd.eng.br/biblioteca-phd/normas/normas-europeias/3/>
3. Minregion of Ukraine. (2014). DBN V.2.6-198:2014. Steel structures. Design standards. With Amendment No 1 [ДБН В.2.6-198:2014]. [in Ukrainian] <https://www.minregion.gov.ua/dbn/>
4. Bilyk, S., But, M., Shpynda, V. (2014). Analiz rozrakhunku boltiv flantsevoho z'ednannia v umovakh skladnoho napruzhenodeformovanoho stanu [Analysis of bolt design in flanged connections under complex stress-strain conditions]. *Zbirnyk naukovykh prats'*

- Ukrayins'koho instytutu stalevykh konstruksiy imeni V.M. Shymanovs'koho, (13), pp. 76-84. [in Ukrainian]*
http://nbuv.gov.ua/UJRN/ZNPISK_2014_13_9
5. **Bilyk, S., Tonkachev, V.** (2018). Determination of the limits of inclined load inside a von Mises truss with an elastic support. *Materiali in tehnologije, (52), pp. 105-109.* <http://mit.imt.si/Revija/izvodi/mit182/bilyk.pdf>
 6. **Shivaji, C.** (2014). Stress analysis of flanged joint using finite element method. *International Journal of Science and Research.* https://www.researchgate.net/publication/317872865_Stress_Analysis_of_Flanged_Joint_Using_Finite_Element_Method
 7. **Przemysław, J., Konrad, A.** (2019). Design and analysis of flanged-bolted joint considering the required tightness and strength. *Open Engineering, (9), pp. 338-349.* <https://doi.org/10.1515/eng-2019-0031>
 8. **Choulei, M.** (2022). Stress analysis of bolted flange joints with different shell connections. *Montreal: Ecole de technologie superieure universite Quebec.* <https://espace.etsmtl.ca/id/eprint/3083/>
 9. **Jinyan, S., Wei, L., Li, Zh., Yaoyu, Zh., Guanyuan, Zh., Jian, H., Chenming, Zh.** (2024). Experimental study on the mechanical behavior of flange joint for steel pipe under axial tension. *Buildings (14), pp. 1-19.* <https://www.mdpi.com/2075-5309/14/8/2282>
 10. **Bilyk, S., Bilyk, A., Tsyupyn, Y.** (2022). Stiykist' pruzhnykh stryzhniv z pochatkovymy nedoskonalostiamy stalevykh ferm z zhorstkymy vuzlamy [Stability of elastic bars with initial imperfections in steel trusses with rigid joints]. *Opir materialiv i teoriya sporud, (109), pp. 213-228.* <http://opir.knuba.edu.ua/zbirnyk-109/article-1049> [in Ukrainian]
 11. **Wardenier, J.** (2002). Hollow sections in structural applications. *Delft: Delft University Press.* https://www.sefindia.org/forum/files/hollow_sections_by_jwardenier_499.pdf
 12. **Packer, J., A., Henderson, J., E.** (1997). Hollow structural section connections and trusses: a design guide. 2nd ed. *Ontario: Canadian Institute of Steel Construction (CISC).* https://www.cisc-icca.ca/wp-content/uploads/2019/08/HSS_ConnectionsTrusses_PackerHenderson1997.pdf
 13. **Bilyk, S., Yurchenko, V.** (2020). Size optimization of single edge folds for cold-formed structural members. *Strength of materials and theory of structures, (105), pp. 73-86.* <http://omtc.knuba.edu.ua/article/view/226082>
 14. **Bilyk, S., Bilyk, A., Nilova, T., Shpynda, V., Tsyupyn, E.** Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height. *Strength of materials and theory of structures, (100), pp. 140-154.* http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-100/11-100_bylik.pdf
 15. **Saffari, H., Rahgazar, R., Jahanshahi R.** (2008). An efficient method for computation of effective length factor of columns in a steel gabled frame with tapered members. *Journal of Constructional Steel Research, (64), pp. 400-406.* <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2007.09.001>
 16. **Southwell, R.** (1932). On the analysis of experimental observations in problems of elastic stability. *Proc., Roy., Soc., London: Series A, p. 135.* http://shellbuckling.com/presentations/otherTopics/pages/page_23.html
 17. **Urbonas, K., Daniunas, A.** (2005). Component method extension to steel beam-to-beam and beam-to-column knee joints under bending and axial forces. *Journal of civil engineering and management, (11), pp. 217-224.* <https://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/13923730.2005.9636353>
 18. **Fei, X., Ju, Ch.** (2016). Punching shear failure of concrete-filled steel tubular CHS connections. *Journal of Constructional Steel Research, (124), pp. 113-121.* <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.05.010>
 19. **Ladinek, M., Niederwanger, A.** (2018). An individual fatigue assessment approach considering real notch strains and local hardness applied to welded joints. *Journal of Constructional Steel Research, (148), pp. 314-325.* <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.06.005>
 20. **In-Tae K., Young-Soo, J., Duy, K.** (2021). Evaluation of tensile strength of painted steel with local corrosion at structural connections. *Journal of Constructional Steel Research, (177), 106449.* <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0143974X20310014>
 21. **Lu D., Jiaoli L., Yuankiang, Y., Peng, D.** (2020). Imperfection sensitivity analysis and DSM design of web-stiffened lipped channel columns experiencing local-distortional interaction. *Journal of Constructional Steel Research, (152), 106699.*

- <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S026382311931626X?via%3Dihub>
22. **Bucmys, L., Daniunas, A.** (2017). Component Method in the Strength Evaluation of Cold-formed Steel Joints. *Procedia Engineering*, (172), 143-148. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.02.036>
 23. **Zand, A., Badaruzzaman, W., Mutalib, A., Hilo, S.** (2017). Rehabilitation and strengthening of high-strength rectangular CFST beams using a partial wrapping scheme of CFRP sheets: Experimental and numerical study. *Thin-walled structures*, (114), 80-91. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.01.028>
 24. **Lakshmikandhan, K., Senthil, R., Sanjeevi, A.** (2009). Parametric Studies on the Behavior of Steel and Composite Space Structures. *International Journal of Space Structures*, (25), 169-183. <https://doi.org/10.1260/0266-3511.25.3.169>
 25. **Fulop, A., Ivanyi, M.** (2004). Experimentally analyzed stability and ductility behaviour of a space-truss roof system. *Thin-Walled Structures*, (42), 309-320. [https://doi.org/10.1016/S0263-8231\(03\)00062-4](https://doi.org/10.1016/S0263-8231(03)00062-4)

ЧИСЛОВІ ДОСЛІДЖЕННЯ ФЛАНЦЕВИХ ВУЗЛІВ ФЕРМ З ОБРІЗАНИМИ ФЛАНЦЯМИ

Євген ЦЮПИН

Анотація. У сучасному будівництві сталеві ферми залишаються одним із найпоширеніших типів несучих конструкцій, що застосовуються при зведенні будівель промислових, цивільних та громадських будівель. Їх використання обумовлене високою несучою здатністю, відносною легкістю монтажу та економічною

доцільністю використання у великопрогонових спорудах.

Одним із найвідповідальніших елементів таких конструкцій є фланцеві вузли, через які передаються основні зусилля від однієї частини ферми до іншої. Надійність і довговічність усієї системи в значній мірі залежить саме від якості виконання розрахунку.

Особливої уваги потребують ситуації, коли на вузол діють не тільки осьові навантаження, а й згинальні моменти та кручення, що спричиняють складний напружено-деформований стан. У таких випадках традиційні методи розрахунку, які ґрунтуються на спрощених моделях та припущеннях про рівномірний розподіл напружень, не завжди дозволяють виявити локальні концентрації, які можуть призводити до передчасного руйнування конструкції. З огляду на це, особливо актуальним є удосконалення методик чисельного аналізу з урахуванням реальної просторової геометрії елементів, особливостей з'єднання та характеру навантаження.

Запропонований підхід базується на побудові аналітичної моделі вузла з можливістю розрахунку внутрішніх зусиль у критичних зонах без потреби повного моделювання всієї ферми. Це дозволяє не лише скоротити час, необхідний для виконання розрахунків, а й підвищити їх точність. Такий підхід сприяє ранньому виявленню потенційно небезпечних зон, де можливе перевищення граничного рівня напружень, що, своєю чергою, знижує ризики втрати експлуатаційної придатності.

Ключові слова: еквівалентні напруження; фланець, компонентний метод скінченних елементів; чисельне моделювання; жорсткість вузла; сталева ферма; локальне напруження.

Стаття надійшла до редакції 10.05.2025 р.

IMPACT OF GEOMETRIC SLAB PARAMETERS ON THE TECHNICAL AND ECONOMIC EFFICIENCY OF BUBBLEDECK-TYPE LIGHTWEIGHT SLABS

Olena BUTSKA¹, Mykola MAKHINKO², Kostiantyn SHLIAKHOV³,

^{1,2,3} *Educational and Scientific Institute "Prydniprovska State Academy of Civil Engineering and Architecture" of the Ukrainian State University of Science and Technology*

24a, Architect Oleh Petrov Street, Dnipro, 49600, Ukraine

¹*butska.olena@pdaba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-4377-3746>*

²*makhinko.mykola@pdaba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-5541-8672>*

³*shliakhov.kostiantyn@pdaba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-6493-6201>*

Summary. This article presents the results of a numerical study on the performance of various configurations of lightweight monolithic slabs of the BubbleDeck system, which use hollow plastic ball inserts to eliminate inefficient concrete from the slab's neutral zone. This approach makes it possible to significantly reduce the weight of the structure without compromising its load-bearing capacity.

The aim of the study was to investigate the influence of geometric parameters of the slab—namely, the diameter of the plastic balls, slab height, and span—on the stress-strain behavior and techno-economic indicators of BubbleDeck-type slabs.

To achieve this goal, nine design variants of lightweight slabs were modeled using plastic balls with diameters of 180 mm, 315 mm, and 500 mm, embedded in slabs sized 6×6 m, 7×7 m, and 8×8 m, respectively. The slab height varied depending on the ball diameter, ranging from 230 mm to 600 mm. All variants were modeled in the LIRA structural analysis software. The models accounted for actual loading conditions, including self-weight, service load, and snow load.

The analysis showed that the use of plastic inserts can reduce the weight of the slab by up to 36% compared to conventional solid slabs. At the same time, deflections in all variants remained within the permissible limits. The best overall techno-economic performance was observed in the variant with 315 mm diameter balls and a 7×7 m span. In this case, the volume of concrete was reduced by 28%, and reinforcement consumption by 10–12%.



Olena BUTSKA

Assistant Professor, Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures
Ph.D., Docent



Mykola MAKHINKO

Assistant Professor, Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures
Ph.D., Docent



Kostiantyn SHLIAKHOV

Assistant Professor, Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures
Ph.D., Docent

The article also provides deformation diagrams and comparative tables of characteristics for all slab variants.

Conclusions are drawn regarding the feasibility of using the BubbleDeck system in civil building design, especially in conditions with limited foundation load capacity or when material and logistics costs need to be minimized.

Keywords: lightweight slabs; monolithic slab; plastic balls; BubbleDeck; numerical modeling

PROBLEM STATEMENT

One of the pressing issues in modern construction is the excessive weight of monolithic reinforced concrete structures, particularly monolithic floor slabs. Traditional solid monolithic slabs contain a significant volume of concrete in the central part of the cross-section, which does not actively contribute to the slab's strength and stiffness. This inefficient material distribution leads to resource overuse and increases the load on the structural frame and building foundations. As a result, additional costs are incurred during construction.

At the same time, the modern construction industry is influenced by environmental, economic, and technical factors. The growing demand for energy efficiency, reduction of carbon emissions, the need for waste recycling, and lower construction costs are driving the search for new structural solutions that can ensure a balance between reliability, cost-effectiveness, and sustainability. In this context, the BubbleDeck system has attracted considerable scientific and practical interest. This modern technology lightens monolithic slabs by inserting hollow plastic elements (typically spherical in shape) into the neutral zone of the reinforced concrete slab body.

As shown in the work of Tina Lai [1] and S.O. Buhaiievskiy [2], the use of such solutions allows for a significant reduction in the self-weight of the slab (up to 40%) without compromising its strength characteristics. This creates favorable conditions for more economical design of the load-bearing frame elements and building foundations. Moreover, the possibility of manufacturing plastic balls from recycled polyethylene helps to reduce the environmental impact of the construction industry.

However, despite the obvious advantages of the BubbleDeck system, several issues remain unresolved regarding its adoption in design practice. Primarily, this concerns the lack of standardized approaches for selecting the

optimal diameter of the ball inserts, depending on the slab span, its height, and the type of loading.

Often, an excessive slab thickness caused by a large ball diameter leads to inefficient use of such a structural system. In addition, engineers frequently lack sufficient information about the actual impact of the geometry of the ball inserts on deflections, crack resistance, and slab deformability.

There is a lack of systematic comparative studies in the literature that would allow for an accurate assessment of how slab stiffness and strength vary depending on its geometric parameters.

Thus, a scientific and practical task arises: to determine the optimal parameters of BubbleDeck-type lightweight monolithic slabs (insert diameter, slab thickness, span dimensions) while considering the regulatory requirements for stiffness, strength, and economic efficiency. To achieve this, it is necessary to conduct a comparative numerical analysis of several slab variants with different geometries, identify the key factors influencing the stress-strain behavior, select rational reinforcement schemes, and assess the potential material savings.

REVIEW OF PREVIOUS RESEARCH

The issue of reducing the weight of reinforced concrete slabs through the use of various types of hollow inserts, particularly plastic balls, occupies a prominent place in contemporary scientific research. Over the past decade, there has been active investigation into the efficiency of BubbleDeck-type systems, driven by both engineering advantages and the relevance of resource-saving technologies.

A number of sources (in particular, [3–5]) highlight the relevance of the issue of excessive weight in traditional reinforced concrete floor slabs. In his textbook [6], A.M. Pavlikov emphasizes the rationality of removing concrete from the neutral zone of structural elements in order to reduce the load on the foundations.

Among Ukrainian researchers, a significant contribution to the development of this topic

was made by S.O. Buhaiievskiy, who, in his work [2], provides a detailed classification of modern reinforced concrete lightweight slab systems with void formers, analyzes their structural behavior and technical advantages. Particular attention is paid to the various geometric shapes of inserts, especially spherical balls, as an effective way to reduce the volume of non-structural concrete.

The study by Kripak, Kolyakova, and Gaidai [7] complements the theoretical framework with a practical analysis of the effectiveness of reinforced concrete slabs with hollow inserts. The authors demonstrate that, with proper design, the weight of the structure can be reduced by up to 30% without compromising the slab's strength characteristics.

The study by Kripak, Kolyakova, and Skopets [8] is devoted to the analysis of calculation methods for such slabs. The authors compare different approaches to accounting for voids in the slab body and propose improvements to the models by considering stiffness distribution irregularities. Similar modeling challenges are addressed in the publication by Basiuk and Vylotnyk [9], who used the finite element method to develop computational models of hollow slabs. Their work confirms the feasibility and value of numerical analysis in the design of such structures.

In article [10], a flat slab with plastic spheres in the neutral axis was modeled, the stress-strain state was analyzed, and relationships between the geometry of the inserts and the distribution of bending moments were obtained.

Interest in the topic of slabs with void formers is also observed in international research. In particular, the study by Ibrahim, Ali, and Salman [11] experimentally investigated the bending capacity of two-way slabs with plastic inserts. The results confirm that the studied structure can withstand loads at the level of 80–95% compared to solid slabs, while significantly reducing weight. Similar conclusions were reported by Surendar and Ranjitham [12], where numerical and experimental modeling were combined with good agreement of results.

The study by Shetkar and Hanche [13] is devoted to the use of not only spherical but also elliptical inserts. The authors concluded that the shape of the void has a minor impact on strength but affects the overall thickness of the slab. These results may be useful for further optimization of the structural depth of the slab.

The research by Neeraj Tiwari and Sana Zafar [14] provides an analysis of the implementation of BubbleDeck slabs in high-rise construction practice. The study by Harishma and Reshmi [15] also highlights the advantages in reducing loads on foundations, particularly for large spans.

Based on the analysis of technical manuals from BubbleDeck UK [16, 17], it can be concluded that the system demonstrates high technological adaptability: it allows for the implementation of both fully monolithic and combined (prefabricated-monolithic) slab options, while providing standard solutions for reinforcement and installation.

Thus, previous studies demonstrate:

- a consistent trend towards the use of plastic sphere inserts as a rational solution for reducing the weight of floor slabs;

- confirmed effectiveness of the BubbleDeck technology based on both numerical modeling and laboratory testing results;

- existing gaps in the standardization of insert geometry selection, particularly in relation to span length, load type, and concrete grade.

This provides a basis for further research, which should focus on the comparative analysis of slab variants with different insert diameters, optimization of reinforcement, and ensuring compliance with regulatory stiffness requirements.

MAIN RESEARCH

Modern approaches to the design of reinforced concrete slabs increasingly rely on economical solutions for efficient material use and reduction of loads on structural building elements. One of the promising solutions in the construction sector is the BubbleDeck system, which involves the introduction of hollow plastic sphere inserts made from recycled polymer materials into the concrete volume.

This approach enables a reduction in slab weight without compromising load-bearing capacity by removing concrete from the neutral axis of the cross-section.

The study examined nine design variants of lightweight monolithic floor slabs incorporating plastic sphere inserts. The main objective was to establish the relationship between the diameter of the plastic spheres, panel geometry (spans and slab thickness), load-bearing capacity, and economic efficiency. The research included: numerical modeling using the Lira software package; determination of the stress-strain state of the slabs; analysis of deflections and bending moments; reinforcement design; and comparative evaluation of variants based on techno-economic criteria such as concrete and reinforcement consumption, and the cost per 1 m² of the floor slab.

The study considered slabs with dimensions of 6×6 m, 7×7 m, and 8×8 m, with three varying diameters of plastic sphere inserts—180 mm, 315 mm, and 500 mm. The slab thickness

ranged from 230 mm to 600 mm depending on the size of the sphere inserts, which was calculated based on the placement of the inserts between the top and bottom flanges of the floor slab. For all variants, concrete of class C20/25 [18] and reinforcement of classes A400c and Bp-I were used. The slab is supported on all four edges by monolithic beams, ensuring a two-way slab behavior (see Fig. 1).

For each of the nine variants, loads were modeled in accordance with the DBN “Loads and Effects” [19]. The loads included: permanent actions (self-weight of the slab, finishing, thermal insulation); variable loads (service loads for a residential building); and snow loads (as applicable for the city of Dnipro).

Finite element modeling of slabs with sphere inserts [20, 21] enabled the determination of the main performance characteristics of the slabs: bending moment distribution in two directions; maximum deflections; and stress concentration zones (see Fig. 2).

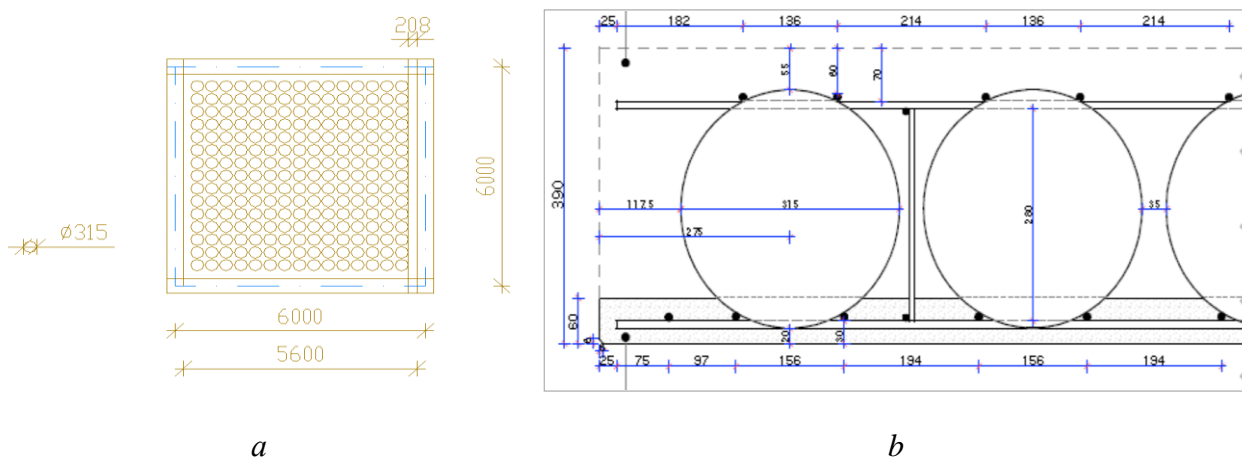


Fig.1. Structural diagram of a floor slab with voids made of plastic balls:

- a* – layout plan of structural elements with an insert ball diameter of 315 mm;
- b* – section of a floor slab with an insert ball diameter of 315 mm.

Рис.1. Конструктивна схема плити перекриття з порожнечами із пластикових куль:

- a* – план розташування конструктивних елементів при діаметрі куль-вставок 315 мм,
- б* – переріз плити перекриття при діаметрі куль-вставок 315 мм.

The slab with sphere inserts of 180 mm diameter and a thickness of 230 mm exhibited a maximum deflection of up to 9.2 mm at a 6 m span, which is within the allowable deflection limit (the limit according to regulatory

documents [22] is 24 mm). For the 8×8 m slabs with 500 mm diameter sphere inserts and an overall thickness of 600 mm, deflections reached 15.1 mm, also within permissible limits. However, these cases require increased

reinforcement in the support zones. Deflections of the slab variants are presented in Table 1.

Figure 3 presents a comparative chart of the maximum bending moments (M_{max}) for nine variants of lightweight slabs with plastic sphere

inserts. As the span length and the diameter of the sphere inserts increase, the load on the slab also increases, which is reflected in the rise of the bending moment values.

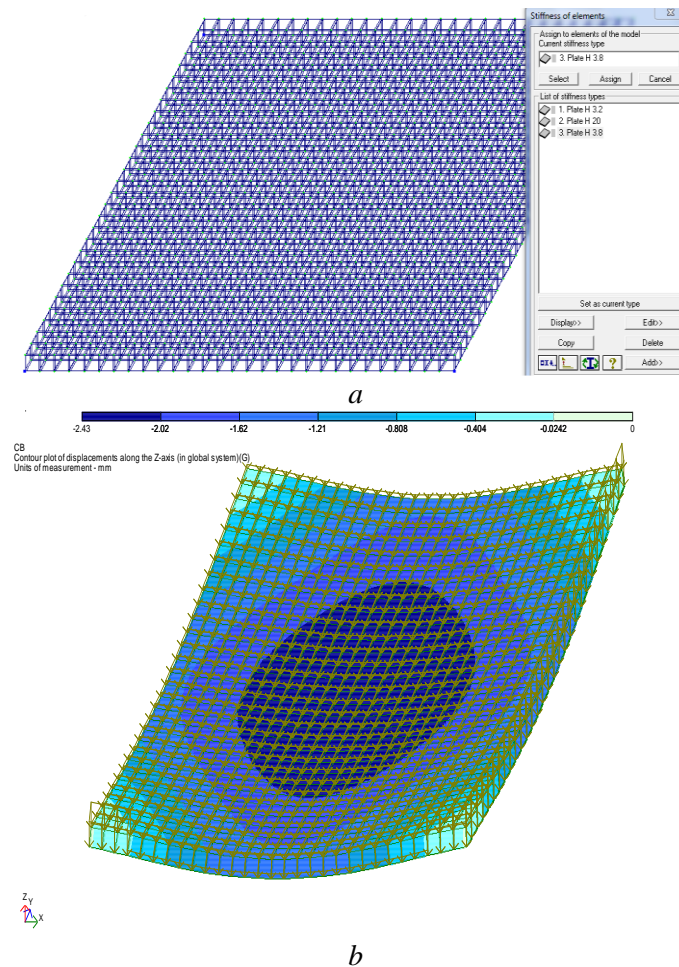


Fig.2. Lightweight reinforced concrete floor with plastic-ball void formers:

- a* – Calculated model with an insert ball diameter of 315 mm;
- b* – Deformed floor plan with an insert ball diameter of 315 mm.

Рис.2. Полегшене залізобетонне перекриття з порожнечами із пластикових куль:

- a* – розрахункова схема при діаметрі куль-вставок 315 мм,
- б* – деформована схема при діаметрі куль-вставок 315 мм.

Table 1. Results of deflection determination in various slab configurations

Табл. 1. Результати визначення прогинів в різних варіантах перекриття

Maximum slab deflections, mm			
Span length, m	Diameter of sphere inserts, mm		
	180	315	500
6	9,2	10,9	12,0
7	10,3	11,2	13,6
8	11,5	13,3	15,1

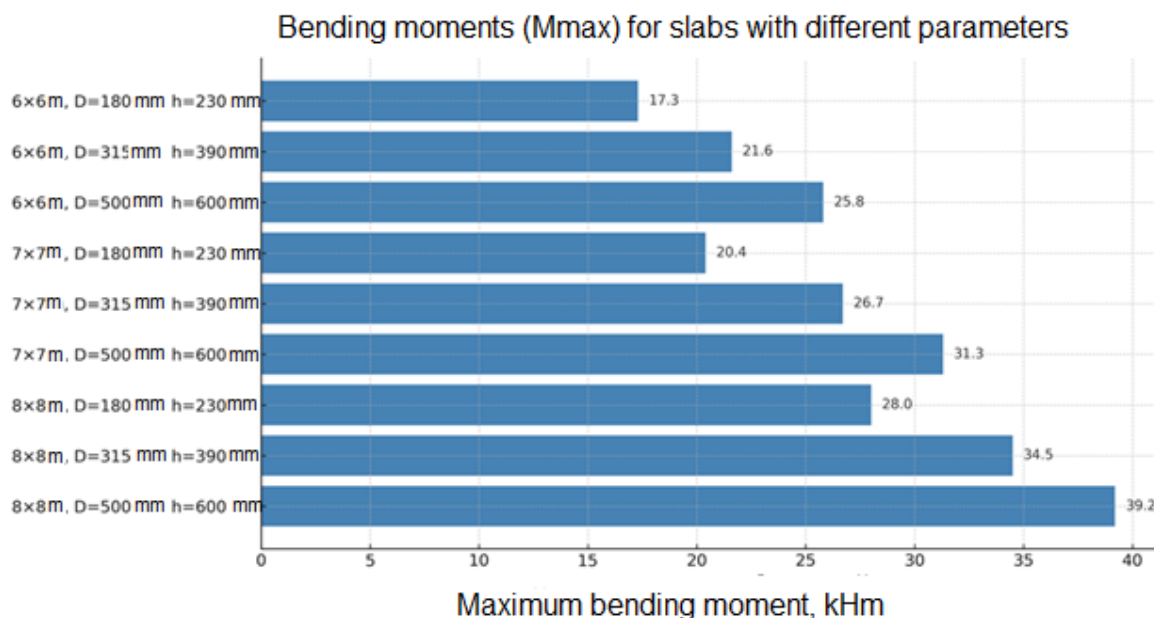


Fig.3. Maximum bending moments in various slab configurations

Рис.3. Максимальні згинальні моменти в різних варіантах плит перекриття

Based on the calculations of concrete consumption per 1 m² of slab with voids in the form of sphere inserts for each variant, it was established that concrete savings can range from 20.9% to 39% compared to a solid monolithic slab of the same thickness (see Table 2). The calculated concrete savings

indicate significant potential for material volume reduction when using plastic inserts. As shown in the table, the maximum concrete savings (up to 39%) can be achieved with the use of sphere inserts; however, this requires careful control of deflections and reinforcement [23]..

Table 2. Comparative table of concrete usage for different design options

Табл. 2. Порівняльна таблиця варіантів витрат бетону

№	Slab size, m/	D, mm.	h, mm.	Concrete consumption m ³ /m ²	Solid slab m ³ /m ²	Concrete savings, %
1	6×6	180	230	0.182	0.230	20.9
2	7×7	180	230	0.171	m0.230	25.7
3	8×8	180	230	0.169	0.230	26.5
4	6×6	315	390	0.246	0.390	36.9
5	7×7	315	390	0.238	0.390	39.0
6	8×8	315	390	0.246	0.390	36.9
7	6×6	500	600	0.454	0.600	24.3
8	7×7	500	600	0.439	0.600	26.8
9	8×8	500	600	0.428	0.600	28.7

Reinforcement selection was carried out in accordance with current regulatory documents [24, 25]. The calculation considered both the tensile and compressive zones in the upper and lower parts of the slab. Particular attention was paid to: densification of reinforcement in the support zones; ensuring the protective concrete cover (≥ 25 mm). The analysis showed that the size and spacing of the reinforcement mesh depend on the location within the slab. In the column zones (support areas), the peak moment concentrations required strengthened reinforcement.

Based on the reinforcement results, the reinforcement consumption for slabs of different variants was calculated. Taking into

account the consumption of both concrete and reinforcement for the various slab options, the cost per 1 m² of slabs with sphere inserts was determined.

The cost diagram of the different slab variants is presented in Figure 4.

The diagram shows a comparison of the manufacturing cost per 1 m² of slab variants using plastic sphere inserts with different insert diameters and spans. A trend of increasing cost with larger insert diameters is observed, which is associated with the need to increase slab thickness and the corresponding volume of work.

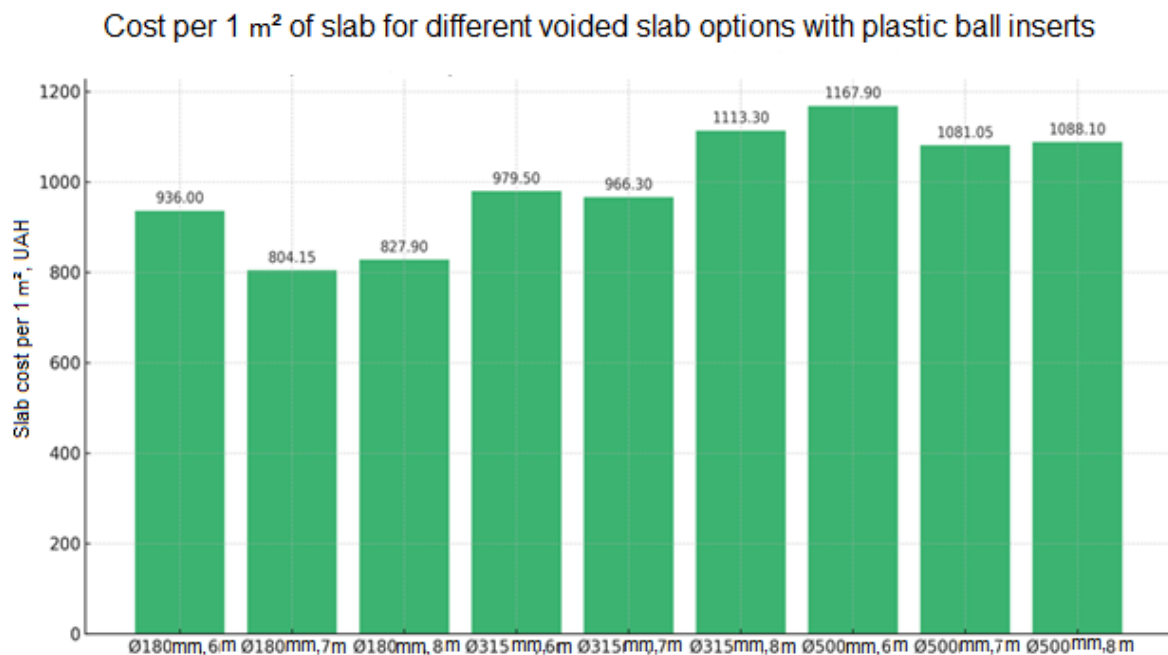


Fig.4. Unit cost per square meter for various BubbleDeck slab options

Рис.4. Вартість 1 м² перекриття для різних варіантів плит перекриття типу BubbleDeck

The slab design using plastic sphere inserts as void formers allows for the use of recycled polyethylene, significantly reducing the environmental impact of construction. Additionally, the lightweight structure:

- decreases transportation costs;
- reduces the overall load on the supporting frame elements and foundation structures;

- shortens concreting durations due to smaller concrete volumes.

CONCLUSIONS AND PROSPECTS FOR FURTHER RESEARCH

During this study, a comprehensive analysis was carried out on nine variants of lightweight monolithic slabs incorporating plastic sphere

inserts, which involve the use of hollow plastic spheres in the neutral axis of reinforced concrete slabs.

As a result of the conducted study, a clear relationship was established between the geometric parameters of slabs with plastic sphere inserts as void formers (diameter of plastic spheres, slab thickness, span) and their key techno-economic indicators: weight, stiffness, concrete and reinforcement consumption, and overall cost-efficiency metrics.

The numerical modeling conducted demonstrated that this system allows a significant reduction in slab weight (by 20–40%) without critically affecting the stiffness and load-bearing capacity of the structure. It was found that the optimal variant in terms of the “weight–deflection–cost” ratio is the slab with a sphere diameter of 315 mm, a thickness of 390 mm, and a span of 7×7 m.

The obtained results confirm the effectiveness of slabs with plastic sphere inserts for use in multi-storey residential and public buildings, especially under conditions where foundation load limitations apply. The reduction in the slab’s self-weight positively influences the reduction of reinforcement volumes, simplifies installation, lowers transportation costs, and improves the environmental aspect (due to the use of recycled polyethylene).

Prospects for further research include studying the effects of temporary loads (seismic, thermal) on the behavior of slabs with plastic sphere inserts; and assessing the durability and fire resistance of such slabs considering their long-term service life.

Thus, the structural design of slabs using plastic sphere inserts represents a promising approach to the rational design of slab constructions, combining economic efficiency, environmental friendliness, and structural effectiveness.

REFERENCES

1. **Lai, T.** (2009). *Structural behavior of bubble deck slab and their applications to lightweight bridge decks* [Master's thesis, Massachusetts Institute of Technology].
2. **Bugaievskiy, S. O.** (2015). Suchasni polehcheni zalizobetonni perekryttia z vykorystanniam vkladyshev-porozhnyoutvoriuvachiv, yaki ne vyimaiut [Modern lightweight reinforced concrete floors with non-removable void formers]. *Naukovyi visnyk budivnytstva*, *3*(81), 73–87. [in Ukrainian]
3. **Pavlikov, A. M.** (2017). *Zalizobetonni konstruktsii: budivli, sporudy ta yikh chastyny* [Reinforced concrete structures: Buildings, structures and their parts]. Poltava NTU. [in Ukrainian]
4. **Bondar, A. V., & Zahika, V. M.** (2020). Suchasni tekhnologii zbirno-monolitnykh perekryttiv dlia rekonstruktsii hromadskykh budivel [Modern technologies of precast-monolithic floors for public building reconstruction]. *Suchasni tekhnologii, materialy i konstruktsii v budivnytstvi*, *29*(2), 35–44. [in Ukrainian]
5. **Terec, L. R., & Terec, M. A.** (2013). The BubbleDeck floor system: A brief presentation. *CONSTRUCTII*, *2*.
6. **Pavlikov, A. M., & Kochkariov, D. V.** (2019). *Zalizobetonni konstruktsii: praktychni metody rozrakhunkiv ta konstruiuvannia* [Reinforced concrete structures: Practical calculation and design methods]. ASMI. [in Ukrainian]
7. **Kripak, V., Koliakova, V., & Haidai, M.** (2021). Doslidzhennia efektyvnosti zalizobetonnoho monolitnoho perekryttia z porozhnystymy vkladyshamy [Efficiency study of monolithic reinforced concrete slabs with hollow inserts]. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka*, (9), 15–29. [in Ukrainian] <https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.15-29>
8. **Kripak, V., Koliakova, V., & Skopets, V.** (2019). Metody rozrakhunku zalizobetonnykh monolitnykh perekrytt z porozhnystymy vkladyshamy [Calculation methods for monolithic reinforced concrete slabs with hollow inserts]. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka*, *5*, 15–23. [in Ukrainian] <https://doi.org/10.32347/2522-4182.5.2019.15-23>
9. **Basiuk, Ye. A., & Vyliotnyk, I. V.** (2018). Modeliuvannia pustotnykh monolitnykh zalizobetonnykh плит metodom skinchennykh elementiv [Finite element modeling of voided monolithic reinforced concrete slabs]. In *Aktualni zadachi suchasnykh*

- tehnolohii* (Vol. 1, pp. 52–53). Ternopil National Technical University. [in Ukrainian]
10. **Butska, O. L., Nikiforova, T. D., & Butskiy, R. V.** (2024). Modeliuvannya polehchenoho ploskoho perekryttia z porozhnostiamy iz plastykovykh kul [Modeling of lightweight flat slabs with plastic spherical voids]. *Ukrainskyi zhurnal budivnytstva ta arkhitektury*, *2*, 7–12. [in Ukrainian]
<https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.260324.7.1036>
 11. **Ibrahim, A. M., Ali, N. K., & Salman, W. D.** (2013). Flexural capacities of reinforced concrete two-way BubbleDeck slabs of plastic spherical voids. *Diyala Journal of Engineering Sciences*, *6*(2).
 12. **Surendar, M., & Ranjitham, M.** (2016). Numerical and experimental study on BubbleDeck slab research. *International Journal of Engineering Science and Computing*, *6*(5).
 13. **Shetkar, A., & Hanche, N.** (2015). An experimental study on BubbleDeck slab system with elliptical balls. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, *4*(6).
 14. **Tiwari, N., & Zafar, S.** (2016). Structural behaviour of BubbleDeck slabs and its application. *International Journal for Scientific Research & Development*, *4*(2).
 15. **Harishma, K. R., & Reshmi, K. N.** (2015). A study on BubbleDeck slab. *International Journal of Advanced Research Trends in Engineering and Technology*, *2*(Special Issue X).
 16. **BubbleDeck UK.** (2008). *BubbleDeck voided flat slab solutions: Technical manual and documents* (Version 5).
<https://www.BubbleDeck-UK.com>
 17. **BubbleDeck UK.** (2007). *BubbleDeck engineering design & properties overview: Technical manual and documents* (Issue 3). <https://www.BubbleDeck-UK.com>
 18. **Ministry of Regional Development and Construction of Ukraine.** (2012). *DSTU B EN 1992-1-1:2010. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings* [in Ukrainian].
 19. **Ministry of Construction, Architecture, and Housing of Ukraine.** (2009). *DBN V.1.2-2:2006. Loads and impacts* [in Ukrainian].
 20. **Barabash, M. S., Kiriaziev, P. M., Lapenko, O. I., & Romashkina, M. A.** (2019). *Osnovy kompiuternoho modeliuvannya* [Basics of computer modeling] (2nd ed.). NAU. [in Ukrainian]
 21. **Veriuzhskiy, Yu. V., Kolchunov, V. I., Barabash, M. S., & Genzerskiy, Yu. V.** (2006). *Kompiuterni tekhnolohii proektuvannya zalizobetonnykh konstruksii* [Computer-aided design of reinforced concrete structures]. Knyzhkove vyd-vo NAU. [in Ukrainian]
 22. **Ministry of Construction of Ukraine.** (2006). *DSTU B V.1.2-3:2006. Deflections and displacements. Design requirements* [in Ukrainian].
 23. **Butska, O. L., Nikiforova, T. D., Shevchenko, T. Yu., & Butskiy, R. V.** (2024). Vybir optimalnykh parametriv polehchenoho ploskoho perekryttia z porozhnostiamy iz kul [Selection of optimal parameters for lightweight flat slabs with spherical voids]. *Ukrainskyi zhurnal budivnytstva ta arkhitektury*, *2*, 13–18. [in Ukrainian]
<https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.260324.13.1037>
 24. **State Standard of Ukraine.** (2018). *DBN V.1.2-14:2018. General principles of reliability and structural safety of buildings and structures* [in Ukrainian].
 25. **State Standard of Ukraine.** (2019). *DSTU 3760:2019. Reinforcing steel for reinforced concrete structures. General technical conditions* [in Ukrainian].

ЛІТЕРАТУРА

1. **Tina Lai** Structural behavior of bubble deck slab and their applications to lightweight bridge decks /Tina Lai //*M.Tech thesis, MIT, 2009.*
2. **Бугаєвський С.О.** Сучасні полегшені залізобетонні перекриття з використанням вкладишів-порожниноутворювачів, які не виймають /С.О. Бугаєвський //*Науковий вісник будівництва.- Харків: ХНУМГ ім.О.М. Бекетова, 2015№3 (81)-с 73-87.*
3. **Павліков А.М.** Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : підручник /А.М. Павліков. – *Полтава : ПолтНТУ, 2017. – 284 с.*
4. **В. Бондар** Сучасні технології збірно-монолітних перекриттів для реконструкції громадських будівель /А. В. Бондар, В. М. Загіка //*Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – м.Вінниця: ВНТУ, (2020)Том 29 № 2 -С.35-44.*
5. **Terec LR** The bubbledeck floor system: a brief presentation /Terec LR, Terec MA //*CS I, INCD*

URBAN-INCERC Branch of Cluj-Napoca, CONSTRUCTII 2013– No. 2

6. **Павліков А. М.** Залізобетонні конструкції : практичні методи розрахунків та конструювання : навч. посіб. /А. М. Павліков, Д. В. Кочкаръов ; за ред. д. т. н. проф. А. М.Павлікова; *ПолтНТУ. – Полтава : АСМІ, 2019. – 238 с.*
7. **Кріпак, В., Колякова, В., & Гайдай, М. (2021).** Дослідження ефективності залізобетонного монолітного перекриття з порожнистими вкладишами. *Будівельні конструкції. Теорія і практика, (9), 15–29.* <https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.15-29>
8. **Kripak, V., Kolyakova, V., & Skopets, V. (2019).** Методи розрахунку залізобетонних монолітних перекриттів з порожнистими вкладишами. *Будівельні конструкції. Теорія і практика, (5), 15–23.* <https://doi.org/10.32347/2522-4182.5.2019.15-23>
9. **Басюк Є.А.** Моделювання пустотних монолітних залізобетонних плит методом скінченних елементів /Є.А. Басюк, І.В. Вильотник // *Актуальні задачі сучасних технологій : зб. тез доповідей міжнар. наук.-техн. конф. Молодих учених та студентів, (Тернопіль, 28–29 листоп. 2018.) / М-во освіти і науки України, Терн. націон. техн. ун-т ім. І. Пулюя [та ін.]. – Тернопіль : ФОП Паляниця В. А., 2018 – Т. 1. – с. 52-53.*
10. **Буцька О. Л.** Моделювання полегшеного плоского перекриття з порожнечами із пластикових куль /Буцька О.Л., Нікіфорова Т.Д., Буцький Р.В. // *Український журнал будівництва та архітектури. – Дніпро: ПДАБА, 2024 - № 2 - с.7-12 (DOI: 10.30838/J.BPSACEA.2312.260324.7.1036);*
11. **Amer M.** Flexural capacities of reinforced concrete two-way bubble deck slabs of plastic spherical voids /Amer M. Ibrahim, Nazar K. Ali, Wissam D. Salman // *Diyala Journal of Engineering Sciences, ISSN 1999-8716, Vol. 06, No. 02, June 2013.*
12. **11 M. Surendar.** Numerical and Experimental Study on Bubble Deck Slab Research /M. Surendar M. Ranjitham // *Article Volume 6 Issue No. 5 DOI 10.4010/2016.1445 ISSN 2321 3361 © 2016 IJESC.*
13. **Arati Shetkar.** An experimental study on bubble deck slab system with elliptical balls / Arati Shetkar and Nagesh Hanche. // (2015). *ISSN: 0976-2876.*
14. **Neeraj Tiwari.** Structural Behaviour of Bubble Deck Slabs and Its Application Neeraj Tiwari Sana Zafar // *Main Paper IJSRD - International Journal for Scientific Research & Development/ Vol. 4, Issue 02, 2016 | ISSN (online): 2321-0613.*
15. **Harishma KR.** A study on Bubble Deck slab /Harishma KR, Reshmi KN // *International Journal of Advanced Research Trends in Engineering and Technology (IJARTET) (2015) Vol. II, Special Issue X.*
16. **BubbleDeck voided Flat Slab Solutions- Technical Manual and Documents, Version:5, Issue 1, BubbleDeck UK, White Lodge, Wellington Road, St Saviour, JERSEY, C.I., 2008, Available: www.BubbleDeck-UK.com.**
17. **BubbleDeck Engineering Design & Properties Overview - Technical Manual and Documents, Issue 3, BubbleDeck UK, White Lodge, Wellington Road, St Saviour, JERSEY, C.I., 2007, Available: www.BubbleDeck-UK.com.**
18. **ДСТУ Б EN 1992-1-1:2010.** Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд / *Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Державне підприємство «Укрархбудінформ», Київ, 2012. – 312 с.*
19. **ДБН В.1.2-2:2006** Навантаження і впливи / *Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, -Київ-2009.-97с.*
20. **Основи комп'ютерного моделювання: навч. посібник / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язев, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. 2-е вид. стер. – К.: НАУ, 2019. – 492 с.**
21. **Комп'ютерні технології проектування залізобетонних конструкцій: Навч. посібник / Ю.В. Верюжський, Вл. І. Колчунов, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерський. – К.: Книжкове вид-во НАУ, 2006. – 808 с.**
22. **ДСТУ Б В.1.2-3:2006** Прогини і переміщення. Вимоги проектування – К. : *Мінбуд України, 2006. – 15 с.*
23. **Буцька О.Л.** Вибір оптимальних параметрів полегшеного плоского перекриття з порожнечами із куль /Буцька О.Л., Нікіфорова Т.Д., Шевченко Т.Ю., Буцький Р.В. // *Український журнал будівництва та архітектури. – Дніпро: ПДАБА, 2024 - № 2 - с.13-18*
[DOI:10.30838/J.BPSACEA.2312.260324.13.1037](https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.260324.13.1037)

24. ДБН В.1.2-14:2018 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. / *Державний стандарт України*. – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2018 – 36с.
25. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. З поправкою / *Державний стандарт України*. – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 21 с.

ВПЛИВ ГЕОМЕТРИЧНИХ ПАРАМЕТРІВ ПЕРЕКРИТТЯ НА ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ ПОЛЕГШЕНИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ ТИПУ BUBBLEDECK

*Olena BUTSKA,
Mykola MAKHINKO,
Kostiantyn SHLIAKHOV*

Анотація. У статті надано результати числового дослідження роботи варіантів плит полегшеного монолітного перекриття системи типу BubbleDeck, які виробляють з використанням пластикових порожнистих куль-вставок для вилучення неефективного бетону з нейтральної зони плити. Такий підхід допускає суттєво зменшити масу конструкції, не знижуючи при цьому її несучу здатність. Метою дослідження було вивчення впливу геометричних параметрів перекриття, зокрема, діаметра пластикових куль, висоти плити та прольоту — на напружено-деформований стан та техніко-економічних показники плити перекриття з використанням вставок із пластикових куль.

Для досягнення мети було створено дев'ять варіантів моделей плит полегшеного перекриття з діаметрами куль 180 мм, 315 мм і 500 мм, які розміщені в плитах розміром 6×6 м, 7×7 м та 8×8 м відповідно. Висота плит змінювалась в залежності від діаметру куль від 230 мм до 600 мм. Усі варіанти було змодельовано в програмному комплексі Ліра. У моделях враховано реальні навантаження, включно з власною вагою, експлуатаційним і сніговим навантаженням.

У результаті аналізу моделей встановлено, що використання пластикових вставок дозволяє зменшити масу плити до 39% у порівнянні з традиційними суцільними перекриттями. При цьому прогини у всіх варіантів не перевищують нормативних меж. Найкращі результати з точки зору загальних техніко-економічних показників отримано для варіанта з діаметром куль 315 мм і прольотом 7×7 м. Для цього типу плити обсяг бетону зменшився на 39%, а витрати арматури — на 10–12%.

У статті також наведено схеми деформацій та порівняльні таблиці характеристик усіх варіантів плит. Зроблено висновки щодо доцільності використання системи типу *BubbleDeck* при проектуванні будівель цивільного призначення, зокрема в умовах обмеженого навантаження на фундаменти або за необхідності зниження витрат на матеріали та логістику.

Ключові слова: полегшені перекриття; монолітна плита; пластикові кулі; BubbleDeck; числове моделювання.

Стаття надійшла до редакції 26.04.2025 р.

INVESTIGATION OF THE INFLUENCE OF GROUND ACCELERATIONS IN DIFFERENT DIRECTIONS ON A BUILDING IN THE RAILWAY TRAFFIC ZONE

Olha LUKIANCHENKO¹, Andriy KOZAK², Denys KOSTIN³

^{1,2,3} Kyiv National University of Construction and Architecture

¹Research institute of structural mechanics

31, Povitrianyh Syl Avenue, Kyiv, Ukraine, 03037

¹lukianchenko.oo@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0003-1794-6030>

²kozak.aa@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-3192-1430>

³kostin.dy@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0009-0000-2191-933X>

Summary. The article focuses on the impact of loads from railway rolling stock on the condition of the ballast prism, the propagation of vibrations in the foundation, and their effect on the dynamic behavior of a high-rise reinforced concrete frame building. The study examines the dynamic response of a 17-story monolithic reinforced concrete residential building located near railway traffic in an urban environment. The building is elongated in plan and has sections of varying heights, which may influence the stress-strain state of the structural frame under different directions of ground vibrations. Additionally, the effect of ground vibrations on the structural frame depending on the building's orientation relative to railway tracks is analyzed.

To model the dynamic behavior of the high-rise building under the influence of rolling stock loads, a two-stage approach was applied. First, a finite element model of the ballast prism and soil foundation was developed as a two-dimensional elastoplastic half-space with a length of 200 m and a depth of 60 m. The load from the rolling stock was introduced as a vertical periodic disturbance concentrated at the center of mass of the system, consisting of the bogie frame, wheelsets of a freight train car, and the ballast prism.

The influence of rolling stock loads on the foundation was examined using a nonlinear static formulation based on the Newton-Raphson method. Modal analysis of the foundation and ballast prism was performed using the Lanczos method.



Olha LUKIANCHENKO
professor of the department of structural mechanics, doctor of technical sciences, professor



Andriy KOZAK
associate professor of the department of structural mechanics, Ph.D., associate professor



Denys KOSTIN
PhD student of the department of structural mechanics

The dynamic behavior of the foundation was analyzed using the fourth-order Runge-Kutta method. Horizontal and vertical ground accelerations were obtained at various distances and depths within the foundation model.

In the second stage, a 3D model of the building was developed. The stress-strain state of the structure was examined using the spectral method under the influence of design loads and kinematic ground disturbances, applied along the height of the building's foundation in the form of acceleration vectors.

The conditions for the reliability and structural safety of the building were evaluated under a combination of loads, including the impact of ground vibrations induced by railway rolling stock. Additionally, the optimal orientation of the building in relation to railway tracks was analyzed.

Keywords: dynamics; finite element method; rolling stock; ground acceleration; high-rise frame building.

PROBLEM STATEMENT

Today, as Ukraine actively collaborates with European Union countries in the transportation sector, an important direction is the deepening of cooperation through the utilization of transit potential. The implementation of infrastructure projects, along with military and technical assistance, raises the issue of an increasing number of railway transport vehicles operating near civilian buildings and structures in densely built urban areas. Therefore, research aimed at determining the impact of ground vibrations caused by rolling stock on buildings located within railway zones is highly relevant.

Developing a mathematical model that enables the study of the effect of rolling stock loads on the dynamic behavior of a high-rise building situated at a considerable distance from the load's source is a complex task. This challenge involves creating a model of a high-rise building while accounting for its interaction with the ground, as well as a model of rolling stock-ground interaction. Since the interaction between rolling stock and railway tracks is a complex problem requiring numerous differential equations, mathematical modeling using computational frameworks is widely applied in vibration studies. To simplify the process, various calculation schemes with different levels of detail are used.

Due to the identical vertical excitations under the left and right wheels of the wheelset, many researchers reduce the rolling stock-ground interaction model to a two-dimensional representation, where the bogie frame and wheelset are assumed to be perfectly rigid bodies with their masses concentrated at their centers of mass. Several approaches exist for incorporating the elastic properties of the ground foundation. The simplest option is the

Winkler foundation model, which can be implemented using finite elements with single-point linear elastic springs. However, the primary drawback of this model is its inability to consider the soil's distributed properties. An alternative to the Winkler foundation model is the elastic half-space or elastic layer model, which is the approach adopted in this study.

REVIEW OF PREVIOUS STUDIES

The dynamic effects of moving loads have been extensively studied by researchers. Since 1847, when the Chester Bridge in England collapsed due to the dynamic impact of moving loads, the issue of safe operation of structures under the influence of rolling stock has remained relevant. Early attempts at theoretical solutions to this problem led to the conclusion that dynamic effects are twice as significant as static ones. Since then, theoretical and experimental research has primarily focused on the impact of moving loads on railway tracks and bridges.

The loads exerted by rolling stock on railway tracks and the stress-strain state of track superstructures are often determined using well-established methodologies by V. V. Bolotin, S. P. Timoshenko, B. G. Korenyev, and I. M. Rabinovich.

The stability of train movement was thoroughly studied in the 1930s by G. Marais and remains a relevant topic today. Numerous scientific studies and papers have been dedicated to this issue in recent years. Marais' research is particularly noteworthy as it comprehensively considers all conditions affecting railway rolling stock movement, jointly analyzing the structural quality of both rolling stock and railway tracks. Based on this research, a safety criterion for train motion was established. He was the first to introduce the term "rolling stock stability on railway tracks". This issue is critically important, as modern railways increasingly apply higher axle loads and higher speeds. A significant concern is the risk of resonance phenomena. However, due to internal friction primarily within springs, suspension joints, and support elements

vibration absorption is possible, significantly reducing the risk of resonance.

Rolling stock loads on railway tracks consist of vertical and horizontal longitudinal and transverse forces [1]. These forces generate both stationary periodic and stochastic vibrations in structural elements.

Numerous studies have focused on analyzing rolling stock vibrations alongside railway tracks, determining dynamic wheel-to-rail loads, and evaluating equivalent track loading [2]. Other works explore the stress-strain condition, behavior, and degradation mechanisms of ballast prisms [3].

Vibrations caused by high-speed train movement present a serious environmental issue. Many researchers have examined numerical, empirical, and hybrid methods for predicting ground vibrations induced by trains. The theoretical study of vibration propagation generated by harmonic or constant moving loads along a layered beam supported by a layered half-space is discussed in [5]. The soil is modeled as a series of parallel viscoelastic layers resting on either an elastic half-space or a rigid foundation. The railway track, including rails, track plates, sleepers, and ballast, is represented as an infinite layered beam structure.

Several foreign studies [6–14] have investigated the effects of ground vibrations from trains moving through underground tunnels on buildings. Research in [8] has found that piles generally dampen vibration propagation compared to shallow foundations.

The study presented in [15] explores the impact of reinforced subgrades and vibration-protection blocks on ground-transmitted vibrations in surface railway tracks. Reinforcing railway subgrades with higher stiffness materials is commonly applied in soft soil areas to reduce track settlement and deflection while simultaneously mitigating ground-induced vibration transmission.

Despite the extensive body of research on various types of structural impacts such as seismic effects and wind-induced pulsations the issue of vibrations generated by above-ground railway transport remains relatively understudied. There is a lack of reliable data on

how these vibrations propagate across the earth's surface and affect buildings. Investigating these effects will provide opportunities to ensure safe building operation, prevent structural failure, and protect human lives.

MAIN STUDY

The objective of this research is to examine specific aspects of the impact of train movement and the resulting ground vibrations on a high-rise frame building located near railway tracks.

The characteristics of the foundation and rolling stock are presented in [16]. Soil foundations are considered as a flat elastic half-space.

Figure 1 illustrates the finite element model of the soil foundation along with the ballast prism, developed using the MSC NASTRAN software package [17].

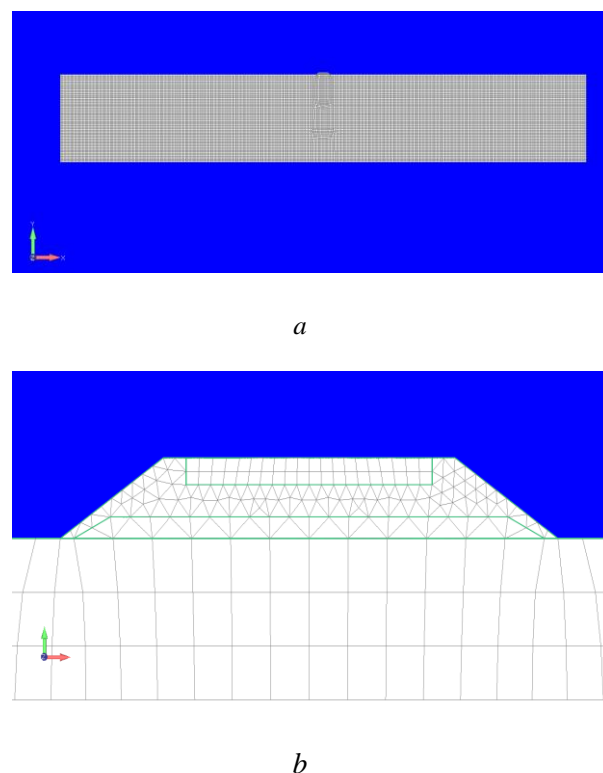


Fig.1. Computational model of the ballast prism and foundation: a) finite element model (FEM); b) fragment of the FEM

Рис.1. Розрахункова модель баластової призми та основи: а) Скінченноелементна модель (СЕМ); б) Фрагмент СЕМ

The characteristics of the soil were investigated at a distance [0 – 100]m from the action of the vertical load in the static and dynamic performances. The nonlinear problem is solved by the Newton-Raphson method of phase-static loading. Dynamic task of determining the eigenfrequencies and mode shapes of the model was performed using Lanczos method. Ground motion together with the ballast under the influence of the vertical load, which is modeled as a periodic load with a frequency equal to the eigenfrequency of the vertical oscillations of the freight a rolling stock were investigated. The task of forced vibration is solved by direct numerical integration of differential motion equations of the Runge Kutta 4th order method.

In the computational model of the building, ground accelerations corresponding to a distance of 50 m were applied at the foundation level. This distance from the railway track axis is the minimum permissible distance for new buildings to mitigate the effects of vibration.

The finite element model of the high-rise reinforced concrete frame building was developed using the SCAD software package [18]. The model comprises 87,148 beam and shell finite elements and 81,478 nodes, each with six degrees of freedom (Fig. 2).

The building has a height of 60.45 m and an elongated plan, with axial dimensions of 50.3×22.85 m on one side and 50.3×10.65 m on the other. It consists of one underground and sixteen above-ground floors. The first ten floors maintain identical slab contours. Above the 11th-floor slab, the slabs decrease in plan dimensions, forming sections of varying heights. The underground level, which houses a parking area, has a height of 3.6 m, while the first floor, containing commercial and office spaces, has a height of 4.2 m. The typical residential floor height is 3.75 m.

The structural scheme of the building is frame-braced, ensuring adequate rigidity due to a massive core formed by monolithic diaphragms of elevator shafts and stairwells. The infill between the frame elements consists

of brick and aerated concrete blocks. The foundation is a monolithic reinforced concrete raft, 1.2 m thick, supported by 171 bored piles.

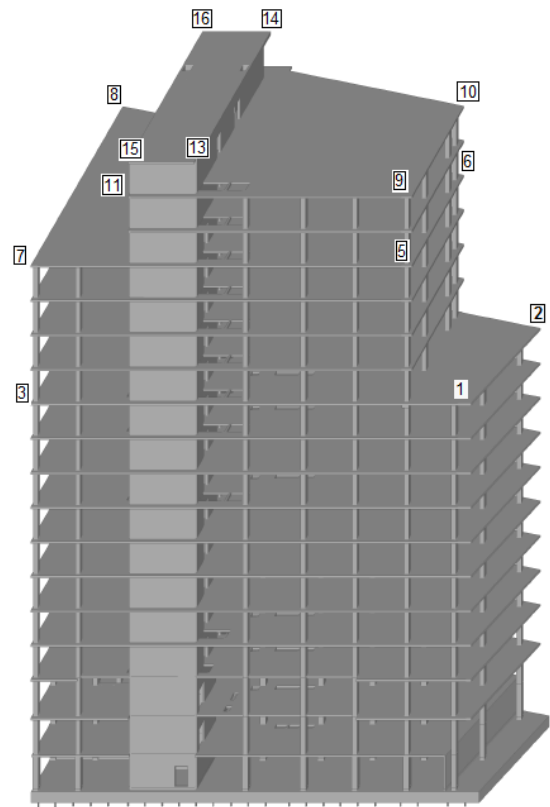


Fig.2. Spatial scheme of the building with numbering of control points

Рис.2. Просторова схема будинку з нумерацією контрольних точок

The dynamic behavior of the building was analyzed under the influence of design static and dynamic loads specified in national regulatory documents [19–20].

Ground vibrations were defined as acceleration vectors applied along the height of the foundation in the computational model.

A modal analysis of the spatial model of the building was performed using the subspace iteration method. Figure 3 presents the 10 eigenmodes obtained from the dynamic calculation.

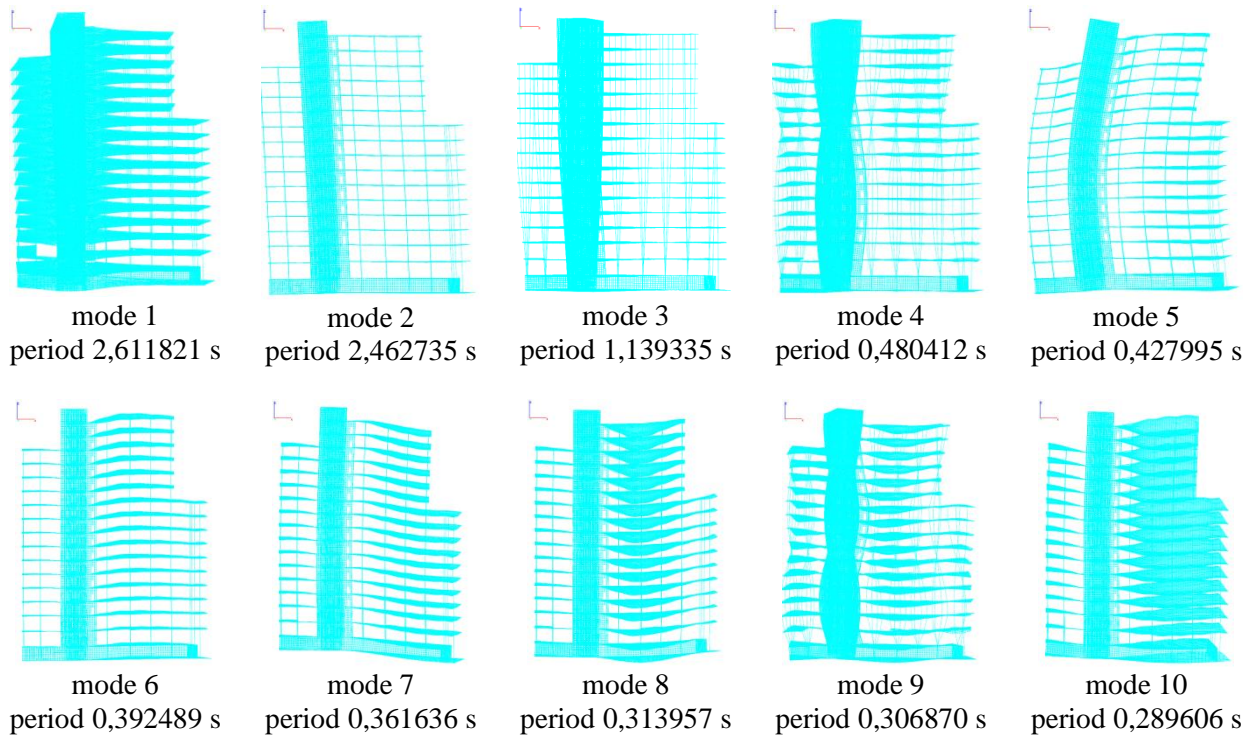


Fig.3. Vertical projections of the building's eigenmodes and corresponding vibration periods
Рис.3. Вертикальні проєкції форм власних коливань будинку і періоди коливань відповідно

Two calculation scenarios were conducted: in the first scenario, accelerations were applied in the directions of the global X and Y axes; in the second scenario, accelerations were applied at a 45-degree angle to the X and Y axes.

The horizontal displacements of the building frame were verified (Fig. 4, 5), providing a basis for determining the optimal orientation of the building in relation to railway tracks.

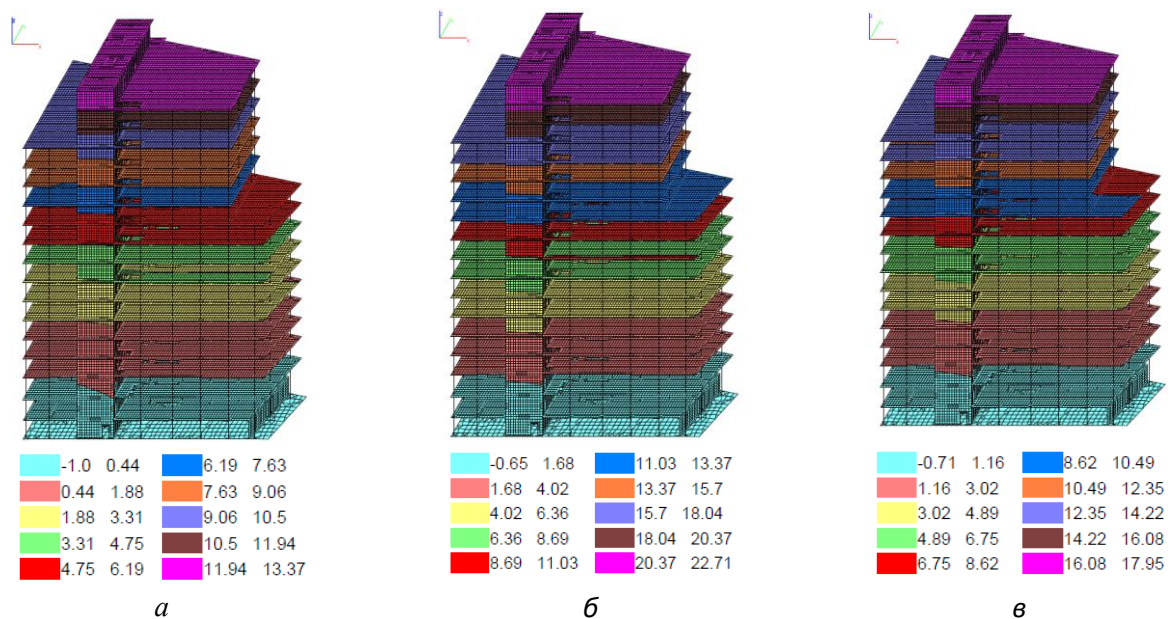


Fig.4. Horizontal displacements of the building frame along the X axis, mm: a) without ground accelerations; b) with accelerations in the X direction; c) with accelerations at an angle to the X direction
Рис.4. Горизонтальні переміщення каркасу по X, мм: а) без прискорень ґрунту; б) з прискореннями у напрямку у напрямку X; с) з прискореннями під кутом до X

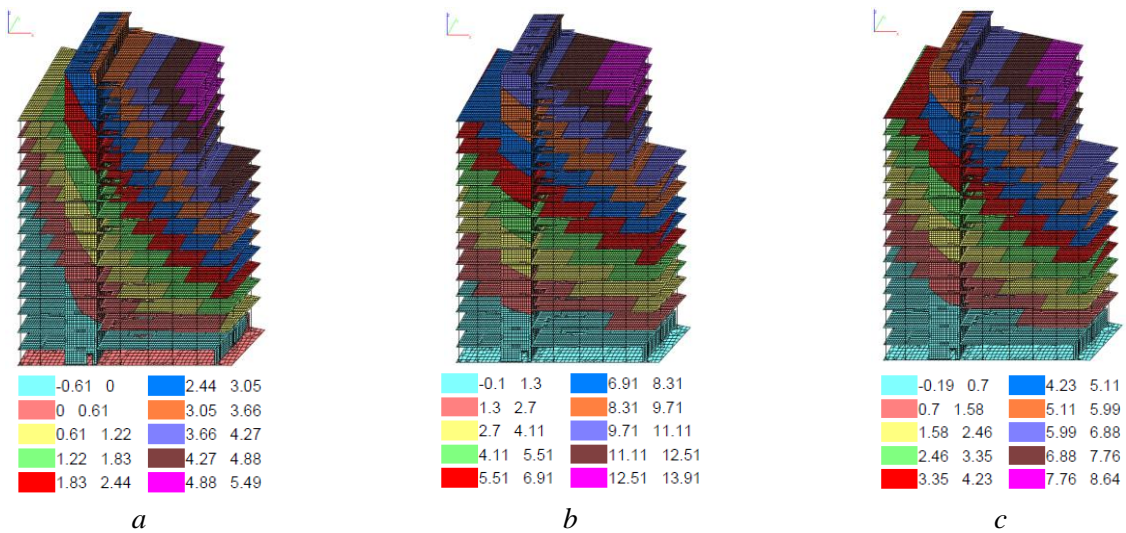


Fig.5. Horizontal displacements of the building frame along the Y axis, mm: a) without ground accelerations; b) with accelerations in the Y direction; c) with accelerations at an angle to the Y direction

Рис.5. Горизонтальні переміщення каркасу по Y, мм: а) без прискорень ґрунту; б) з прискореннями у напрямку у напрямку Y; с) з прискореннями під кутом до Y

Results of the study: horizontal displacements of the building frame, both without and under the influence of accelerations

applied in different specified directions at control points marked in the computational model (Fig. 2), are presented in Table 1.

Table 1. Total displacements of the building frame at control points

Табл. 1. Загальні переміщення каркасу у контрольних точках

Point Number	Displacement Along X, mm (No Acceleration)	Displacement Along X, mm (With Acceleration)	Displacement Along X, mm (With Acceleration at an Angle to X)	Displacement Along Y, mm (No Acceleration)	Displacement Along Y, mm (With Acceleration)	Displacement Along Y, mm (With Acceleration at an Angle to Y)
Slab at elevation 30.450						
1	5,70	11,44	8,69	4,65	10,32	6,66
2	5,73	11,25	8,55	4,9	10,64	6,92
3	5,71	11,44	8,69	-0,03	4,48	1,91
4	5,59	10,91	8,27	-0,05	4,46	1,90
Slab at elevation 49.200						
5	9,8	17,68	13,78	5,24	12,71	8,00
6	9,8	17,41	13,57	3,44	12,71	8,00
7	9,76	17,64	13,74	0,76	6,92	3,34
8	9,76	17,16	13,37	0,68	6,86	3,28
Slab at elevation 56.700						
9	11,98	20,91	16,44	5,49	13,91	8,64
10	12,12	20,72	16,32	5,46	13,89	8,62
11	12,1	21,00	16,53	2,27	9,62	5,23
12	12,1	20,64	16,27	2,30	9,64	5,25
Slab at elevation 60.450						
13	13,31	22,71	17,95	3,25	11,26	6,41
14	13,35	22,33	17,67	3,27	11,23	6,43
15	13,30	22,71	17,95	2,47	10,25	5,59
16	13,37	22,35	17,69	2,51	10,29	5,63

As a result of the displacement analysis, it was determined that the orientation of the building at an angle to the railway tracks is more favorable. The impact of kinematic ground excitation applied at an angle to the building was found to be lower compared to the influence of accelerations along the global X and Y axes.

CONCLUSIONS AND FUTURE RESEARCH PROSPECTS

The conducted research has identified a significant impact of ground vibrations induced by rolling stock on a frame building located in the railway traffic zone. The obtained data on the dynamic behavior of the building frame allow us to conclude the following:

- a comparison of displacements without ground accelerations and under their influence revealed a substantial increase in frame displacements at control points.
- displacements along the orthogonal axes of the global coordinate system (X and Y), caused by ground accelerations in these directions, nearly doubled.
- displacements along the X and Y axes due to ground accelerations applied at a 45-degree angle to the axes increased by a factor of 1.5.
- the most favorable building orientation is at an angle to the railway tracks, as this positioning proved to be less vulnerable to the effects of ground vibrations.

Further research may focus on refining the mathematical model of the soil foundation, specifically by incorporating multiple soil layers with varying physical characteristics. Additionally, it would be valuable to examine the behavior of brick and panel buildings within railway traffic zones.

REFERENCES

1. **Ustenko O.V.** (2021) Osnovy teorii kolyvan ta stiykosti ruhomogo skladu [Fundamentals of the theory of vibrations and stability of rolling stock]: posibnyk, Kharkiv: – 130 s. [in Ukrainian]
2. **I.Bondarenko, V.Lukoševičius, R.Kersys, L.Neduzha** Investigation of Dynamic Processes of Rolling Stock–Track Interaction: Experimental Realization – MDPI - Mar 2023 .– 20 p.
<https://www.mdpi.com/2071-1050/15/6/5356>
3. **V.Sluganović, S.Lakušić, D.Lazarević** (2019) Track ballast modelling by discrete element method – GRAĐEVINAR 71 (7), P. 589-600.
<http://www.casopis-gradjevinar.hr/archive/article/2350>
4. **L. Dyachenko** (2017) An assessment of the dynamic interaction of the rolling stock and the long-span bridges on high-speed railways / L. Dyachenko, A. Benin // MATEC Web of Conferences, 107.
https://www.matec-conferences.org/articles/mateconf/pdf/2017/2/1/mateconf_dyn2017_00014.pdf
5. **X. Sheng, C. J. C. Jones, M. Petyt** (1999) Ground vibration generated by a load moving along a railway track // *Journal of Sound and Vibration* 228(1), - P.129 – 156.
6. **M. F. M. Hussein and H. E. M. Hunt** (2006) A power flow method for evaluating vibration from underground railways, // *Journal of Sound and Vibration* 293, no. 3-5, pp. 667–679.
7. **P. Coulier, G. Degrande, K. A. Kuo, and H. E. M. Hunt** (2010) A comparison of two models for the vibration response of piled foundations to inertial and underground-railway-induced loadings, in *17th International Congress on Sound and Vibration (ICSV17), Cairo*.
8. **Tisal Lakshitha Edirisinghe, James P. Talbot** (2021) A power-flow based investigation into the response of buildings to ground-borne vibration from underground railways // *MERCon 2021 - 7th International Multidisciplinary Moratuwa Engineering Research Conference, Proceedings*.
9. **S. Jones, K. A. Kuo, M. F. M. Hussein, and H. E. M. Hunt** (2012) Prediction uncertainties and inaccuracies resulting from common assumptions in modelling vibration from underground railways, *Proc. Inst. Mech. Eng. F J. Rail Rapid Transit*, vol. 226, no. 5, pp. 501–512.
10. **Costa PA, Arcos R, Soares P, Colaço A.** (2019) Hybrid approach for the assessment of vibrations and re-radiated noise in buildings due to railway traffic: concept and preliminary validation. In: *Advances in engineering*

materials, structures and systems: innovations, mechanics and applications - proceedings of the 7th international conference on structural engineering. Mechanics and Computation; p. 79–84.

11. **E. Ntotsios, M.F.M. Hussein, D.J. Thompson** (2014) A comparison between two approaches for calculating power spectral densities of ground-borne vibration from railway trains. *Eurodyn 2014, Porto, Portugal. 30 Jun - 02 Jul 2014. 8 pp.*
12. **G. Lombaert, G. Degrande, S. Francois and D.J. Thompson** (2013) Groundborne vibration due to railway traffic. *Proceedings of the 11th International Workshop on Railway Noise, IWRN11, J. Nielsen et al. (Eds), Uddevalla, Sweden, 266-301, September 2013.*
13. **X. Sheng, C.J.C. Jones, and D.J. Thompson** (2004) A theoretical model for ground vibration from trains generated by vertical track irregularities. *Journal of Sound and Vibration, 272(3-5), 937–965.*
14. **G. Lombaert and G. Degrande** (2009) Ground-borne vibration due to static and dynamic axle loads of *InterCity and high speed trains. Journal of Sound and Vibration, 319(3-5), 1036–1066.*
15. **M.G.R. Toward, J. Jiang, A. Dijckmans, P. Coulier** (2014) Mitigation of railway induced vibrations by using subgrade stiffening and wave impeding blocks // *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EURO DYN 2014 Porto, Portugal, 30 June - 2 July.*
16. **Lukianchenko O.O., Kostina O.V., Geraschenko O.V.** (2014) Influence of loading is from a rolling stock on the dynamic behavior of multi-storey building // *Strength of Materials and Theory of Structures. – Issue. 93. – P. 100-109.* <http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-93/14.pdf>
17. **MSC NASTRAN 2021 Reference Guide** November 29, 2020. https://help-be.hexagonmi.com/bundle/MSC_Nastran_2021_Reference_Guide/raw/resource/enus/MSC_Nastran_2021_Reference_Guide.pdf
18. **SCAD Office. Versia 23.** Vychislitelnyi kompleks SCAD++ [Computing complex SCAD++] V.S. Karpilovskiy, E.Z. Kriksunov, A.A. Malyarenko, A.V. Perelmuter, M.A. Perelmuter, S.Y. Fialko. — *Izdatelstvo «SCAD SOFT»*, 2024.— 992 s. [in Russian]
19. **Ministerstvo regionnoho rozvytku ta budivnytstva Ukrainy** (2020) **ДБН В.1.2-2:2006.** Навантаження і впливи. Норми проектування [Loads and influences. Design standards]. *Київ – 68 s.* [in Ukrainian]
20. **Minregion Ukrainy** (2022) **ДБН В.1.2-14:2018.** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд [DBN V.1.2-14:2018. System for ensuring the reliability and safety of construction sites. General principles for ensuring the reliability and structural safety of buildings and structures] *Київ.* – 35 s. [in Ukrainian]
21. **Bazhenov V.A., Luk'yanchenko O.A., Vorona Yu.V., Kostina E.V.** (2018) On Stability of Parametric Oscillations of a Shell in the Form of Hyperbolic Paraboloid // *International Applied Mechanics, Volume 54, №3. – P. 36-49.*
22. **Lukianchenko O.O., Kostina O.V.** (2022) Kolyvannia parametrychno zbudzenyh pruznyh obolonok [Vibrations of parametric excited elastic shells]. – *Kyiv: Vyd-vo "Karavela" – 164 s.* [in Ukrainian]

ЛІТЕРАТУРА

1. **Устенко О.В.** Основи теорії коливань та стійкості рухомого складу: *посібник, Харків: 2021. – 130 с.*
2. **I. Bondarenko, V.Lukoševičius, R.Kersys, L.Neduzha** (2023) *Investigation of Dynamic Processes of Rolling Stock–Track Interaction: Experimental Realization – MDPI - Mar 2023. – 20 p.* <https://www.mdpi.com/2071-1050/15/6/5356>
3. **V.Sluganović, S.Lakušić, D.Lazarević** (2019) Track ballast modelling by discrete element method – *GRAĐEVINAR 71 (7), P. 589-600.* <http://www.casopis-gradjevinar.hr/archive/article/2350>
4. **L.Dyachenko** (2017) An assessment of the dynamic interaction of the rolling stock and the long-span bridges on high-speed railways / *L. Dyachenko, A. Benin // MATEC Web of Conferences.*
5. **X. Sheng, C. J. C. Jones, M. Petyt** (1999) Ground vibration generated by a load moving along a railway track // *Journal of Sound and Vibration 228(1), - P.129 – 156.*
6. **M. F. M. Hussein and H. E. M. Hunt** (2006) A power flow method for evaluating vibration from underground railways, *J. Sound Vib., vol. 293, no. 3-5, pp. 667–679.*

7. **P. Coulier, G. Degrande, K. A. Kuo, and H. E. M. Hunt** (2010) A comparison of two models for the vibration response of piled foundations to inertial and underground-railway-induced loadings, in *17th International Congress on Sound and Vibration (ICSV17)*, Cairo.
8. **T.L. Edirisinghe, J.P. Talbot** (2021) A power-flow based investigation into the response of buildings to ground-borne vibration from underground railways // *MERCon 2021 - 7th International Multidisciplinary Moratuwa Engineering Research Conference, Proceedings*.
9. **S. Jones, K. A. Kuo, M. F. M. Hussein, and H. E. M. Hunt** (2012) Prediction uncertainties and inaccuracies resulting from common assumptions in modelling vibration from underground railways, *Proc. Inst. Mech. Eng. F J. Rail Rapid Transit*, vol. 226, no. 5, pp. 501–512.
10. **Costa PA, Arcos R, Soares P, Colaço A.** (2019) Hybrid approach for the assessment of vibrations and re-radiated noise in buildings due to railway traffic: concept and preliminary validation. In: *Advances in engineering materials, structures and systems: innovations, mechanics and applications - proceedings of the 7th international conference on structural engineering. Mechanics and Computation; 2019. p. 79–84.*
11. **E. Ntotsios, M.F.M. Hussein, D.J. Thompson** (2014) A comparison between two approaches for calculating power spectral densities of ground-borne vibration from railway trains. *Eurodyn 2014, Porto, Portugal. 30 Jun - 02 Jul 2014. 8 pp.*
12. **G. Lombaert, G. Degrande, S. Francois and D.J. Thompson** (2013) Groundborne vibration due to railway traffic. *Proceedings of the 11th International Workshop on Railway Noise, IWRN11, J. Nielsen et al. (Eds), Uddevalla, Sweden, 266-301, September 2013.*
13. **X. Sheng, C.J.C. Jones, and D.J. Thompson** (2004) A theoretical model for ground vibration from trains generated by vertical track irregularities. *Journal of Sound and Vibration*, 272(3-5), 937–965.
14. **G. Lombaert and G. Degrande** (2009) Ground-borne vibration due to static and dynamic axle loads of InterCity and high speed trains. *Journal of Sound and Vibration*, 319(3-5), 1036–1066.
15. **M.G.R. Toward, J. Jiang, A. Dijckmans, P. Coulier** (2014) Mitigation of railway induced vibrations by using subgrade stiffening and wave impeding blocks // *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EURO-DYN 2014 Porto, Portugal, 30 June - 2 July 2014.*
16. **Lukianchenko O.O., Kostina O.V., Geraschenko O.V.** (2014) Influence of loading is from a rolling stock on the dynamic behavior of multi-storey building // *Strength of Materials and Theory of Structures. – Issue. 93. – P. 100-109.*
17. **MSC NASTRAN 2021 Reference Guide November 29, 2020. NA:V2021:Z:Z:Z:DC-REF-PDF.**
18. **SCAD Office. Версія 23.** Вычислительный комплекс SCAD++ / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер, С.Ю. Фиалко. — *Издательство «СКАД СОФТ»*, 2024. — 992 стр.
19. **ДБН В.1.2-2:2006.** Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2. [Чинні з 2020-06-01]. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2006. – 68 с.
20. **ДБН В.1.2-14:2018.** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною №1. [Чинні з 2022-09-01.] Київ, Мінрегіон України, 2022. – 35 с.
21. **Vazhenov V.A., Luk'yanchenko O.A., Vorona Yu.V., Kostina O.V.** (2018) On Stability of Parametric Oscillations of a Shell in the Form of Hyperbolic Paraboloid // *International Applied Mechanics, Volume 54, №3. – P. 36-49.*
22. **Лук'янченко О.О., Костіна О.В.** Коливання параметрично збуджених пружних оболонок. – Київ: Вид-во "Каравела", 2022. – 164 с.

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПРИСКОРЕНЬ ҐРУНТУ РІЗНИХ НАПРЯМКІВ НА БУДІВЛЮ В ЗОНІ РУХУ ЗАЛІЗНИЧНИХ ПОТЯГІВ

Ольга ЛУК'ЯНЧЕНКО,
Андрій КОЗАК,
Денис КОСТИН

Анотація. У статті приділено увагу впливу навантаження від рухомого складу на стан баластової призми, розповсюдженню вібрацій

в основі та їх впливу на динамічну поведінку багатоповерхової каркасно-монолітної будівлі.

Досліджено динамічну поведінку 17-поверхового монолітно-каркасного житлового будинку, що розташований поблизу руху залізничних потягів у міській забудові. Будівля видовжена у плані, має різноповерхові ділянки, що може вплинути на напружено-деформований стан каркасу при різних напрямках коливань ґрунту. Також проаналізовано вплив вібрацій ґрунту на каркас в залежності від орієнтації будинку відносно залізничних колій.

Для моделювання динамічної поведінки багатоповерхової будівлі при дії навантаження від рухомого складу застосовано двоетапний підхід: спочатку сформована скінченно-елементна модель баластової призми і ґрунту у вигляді плоского пружнопластичного напівпростору довжиною 200 м. і глибиною 60 м. Навантаження від рухомого складу подано у вигляді вертикального періодичного збурення, зосередженого в центрі мас системи, що складається з рами візка, колісних пар вагону вантажного потягу та баластової призми.

Вплив навантаження від рухомого складу на основу досліджено в нелінійній статичній постановці методом Ньютона-Рафсона. Модальний аналіз основи і баластової призми виконано методом Ланцоша. Динамічна поведінка основи досліджена методом Рунге-Кутти четвертого порядку. Отримані горизонтальні і вертикальні прискорення ґрунту на різних відстаннях і глибинах моделі основи. На другому етапі сформована 3D модель будинку.

За допомогою спектрального методу досліджено напружено-деформований стан будівлі при дії розрахункових навантажень та кінематичного збурення ґрунту, прикладеного по висоті фундаменту будинку у вигляді векторів прискорень.

Перевірені умови надійності і конструктивної безпеки будівлі при дії комбінації навантажень, що включає вплив вібрації ґрунту основи від рухомого складу. А також проаналізовано пріоритетний напрямок орієнтації будівлі стосовно залізничних колій.

Ключові слова: динаміка; метод скінченних елементів; рухомий склад; прискорення ґрунту; багатоповерховий каркасний будинок.

Стаття надійшла до редакції 10.05.2025 р

CHANGING IN THE STRESS-STRAIN STATE WITH NON-UNIFORM DAMAGED REINFORCED CONCRETE

Nazarii MYKHALEVSKYI¹, Pavlo VEGERA², Zinovii BLIKHARSKYI³

^{1,2,3}Lviv Polytechnic National University, Lviv

¹ nazarii.a.mykhalevskiy@lpnu.ua, <https://orcid.org/0009-0007-8107-7892>

² pavlo.i.vehera@lpnu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-3437-1825>

³ zinovii.y.blikharskyi@lpnu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-4823-6405>

Abstract. This article considers the influence of local one-sided damage on the stress-strain state of a reinforced concrete beam. The research is aimed at analyzing changes in load-bearing capacity, deformations, and potential failure mechanisms caused by unilateral damage. Reinforced concrete is one of the most widespread and important construction materials used in various engineering structures, from residential and public buildings to bridges and other infrastructure facilities. However, despite its high durability and significant reliability, reinforced concrete may undergo substantial damage under the influence of various aggressive environmental factors [1].

All these factors lead to increased deformations, a decrease in load-bearing capacity, and may result in the failure of the reinforced concrete structure. Particular attention should be paid to defects caused by unilateral moisture exposure [2], when moisture penetrates from only one side of the structure, leading to an unpredictable stress-strain behavior during design and operation. As a result, concrete spalling may occur [3].

Unilateral moisture exposure can have various effects on different types of structures depending on their dimensions, loads, and operating conditions. To study such damage, a special experimental method was developed to simulate localized damage on the side surface of reinforced concrete beams.

Within the framework of the study, an analysis was carried out between theoretical modeling using the finite element method in the LIRA software and the experimental results. The Digital Image Correlation (DIC) method was applied, which



Nazarii MYKHALEVSKYI
PhD student, Department of Building Structures and Bridges



Pavlo VEGERA
Associate Professor, Department of Building Structures and Bridges
PhD in Technical Sciences,
Associate Professor



Zinovii BLIKHARSKYI
Professor, Department of Building Structures and Bridges
Doctor of Technical Sciences,
Professor

allows for the detection of cracks and deformations [4].

The DIC method provides high accuracy in tracking the distribution of deformations on the surface of a specimen in real time, which makes it extremely useful for studying the development of damage and its impact on the load-bearing capacity of reinforced concrete structures [5].

The obtained research results make it possible not only to improve the understanding of the behavior of reinforced concrete elements under conditions of one-sided wetting but also to significantly increase the efficiency of structural health monitoring.

This will allow potential problems to be detected more promptly [6] and ensure the necessary preventive measures to avoid severe damage, thereby improving the safety and durability of structures during operation.

Keywords: damage; deformation; defects; digital image correlation; reinforced concrete beams.

INTRODUCTION

In modern construction, reinforced concrete plays a key role as one of the most reliable and widespread structural materials.

Its extensive use is due to the combination of high strength, stiffness, and durability.

However, over time, reinforced concrete is exposed to adverse environmental influences that may lead to its gradual degradation [7].

The main threats to reinforced concrete structures include concrete carbonation, reinforcement corrosion, moisture exposure, aggressive chemicals, and temperature fluctuations [8]. These factors cause changes in the internal structure of the material, the formation of cracks, and a reduction in the bond between concrete and reinforcement, which significantly affects the load-bearing capacity and safety of structures [9]. Special attention should be given to elements damaged as a result of moisture exposure on the lateral surface [10].

Such conditions can cause local stresses, crack development, delamination of the concrete surface layer, and reinforcement corrosion [11].

Early diagnostics and detailed investigation of such damage are crucial for ensuring structural reliability. Modern non-destructive testing methods [12], particularly Digital Image Correlation (DIC), allow for high-precision assessment of the deformation state of structures and identification of potential failure zones at early stages [13]. Studying these processes will contribute to the development of effective monitoring methods and ensure detailed analysis of the condition of reinforced concrete structures. To study the damage mechanisms caused by unilateral wetting, an experimental investigation was conducted simulating localized damage on the lateral

surface of a beam, which allows for analysis of changes in its stress-strain state.

Under real operating conditions, reinforced concrete structures are often subjected to a combination of adverse factors.

The cumulative effect of these factors leads to the gradual deterioration of concrete, the formation of cracks, and the destruction of the protective layer. As a result, the stress-strain state of the structure changes [14,15], significantly deviating from the conditions anticipated during the design phase. In particular, local stress concentrations, redistribution of internal forces, displacement of the neutral axis, and deformation asymmetry may occur, which can lead to skew bending [16], deflections in unexpected directions, and a reduction in load-bearing capacity [17].

Thus, operational damage causes nonlinear and spatial changes in the stress-strain state [18], which are difficult to consider using standard design procedures.

This necessitates the implementation of experimental control methods, periodic diagnostics, and updated calculation models that take into account the actual operating conditions of the structure [19,20].

MAIN STUDY

To validate the theoretical assumptions and compare them with the results of experimental investigations, numerical modeling of a reinforced concrete beam with localized damage was performed using the finite element method (FEM) [21,22,23].

This approach made it possible to assess the stress distribution, deformation pattern, and the influence of the damage on the overall stiffness of the structure prior to conducting the physical experiment. The obtained computational data were compared with the results of full-scale tests to verify the accuracy of the model and validate the theoretical assumptions. The study used a specimen of a reinforced concrete beam with a rectangular cross-section and geometric dimensions of 2100×100×200 mm.

The beam was simply supported on two supports with a clear span of 1900 mm.

To create a bending load, two concentrated forces were applied symmetrically at one-third of the span from each support.

Load control was performed using dynamometers, and the load was applied incrementally in steps of 10% of the expected load-bearing capacity. This setup allows for the creation of a constant pure bending region in the central part of the beam and ensures a more uniform distribution of internal forces. To simulate localized damage caused by one-sided wetting, a defect measuring $200 \times 200 \times 30$ mm was made on the side surface of the beam in the pure bending zone (Fig. 1).

The damage was introduced prior to the beginning of the loading process.

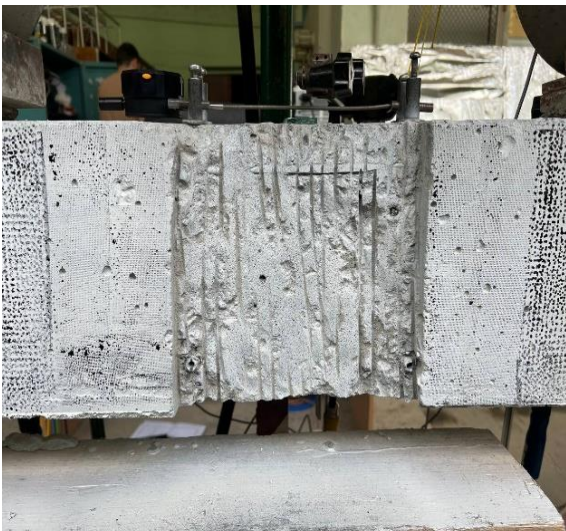


Fig. 1. General view of the damage
Рис.1. Загальний вигляд пошкодження

This damage simulates conditions in which reinforced concrete is exposed to prolonged moisture from one side, a scenario typical of many real operating environments, such as water infiltration or cycles of freezing and thawing. Such exposure leads to delamination of the concrete layer, increased deformations and cracking, and, as a consequence, to a reduction in load-bearing capacity, a change in the inclination of the neutral axis, and an alteration of the stress-strain state that deviates from the design assumptions. For the experimental procedure, three-dimensional digital image correlation (3D-DIC) was used on the damaged side of the reinforced concrete

beam. This system allows for precise tracking of displacements and deformations on the specimen surface during loading (Fig. 2).



Fig. 2. View from the damaged side
Рис.2. Вигляд із сторони пошкодження.

To implement digital image correlation, a system consisting of four cameras was used: two of them were oriented to capture the entire length of the beam, while the other two focused on the pure bending zone for detailed analysis of deformations in this critical area.

On the opposite side of the reinforced concrete beam, deformations were measured using micro-indicators (Fig. 3), which provided wireless data transmission to a personal computer in real time.



Fig. 3. Placement of the micro-indicators.
Рис.3. Схема розташування мікроіндикаторів

The instrument layout provided for the installation of the first micro-indicator at a height of 20 mm from the top edge of the beam, while the remaining sensors were mounted at 30 mm intervals along the height of the cross-

section. To monitor horizontal displacements deflection micro-indicator were installed on the side surface of the beam in three zones: the study showed that the presence of localized damage leads to a reduction in the load-bearing capacity of the beam compared to the reference undamaged beam, as confirmed by both numerical and experimental data presented in the article [24]. Notably, significant horizontal displacements of the beam were recorded during the experiment. This behavior indirectly under the points of load application and in the central part of the span.

Similarly, micro-indicators were placed to record vertical displacements.

Thanks to the combination of digital image correlation, non-contact measurements using micro-indicators, and numerical modeling by the finite element method, a comprehensive picture of the behavior of the reinforced concrete beam with localized damage was obtained. In particular, deformations of the compressed concrete zone, reinforcement, as

well as vertical and horizontal deflections of the structure were analyzed. The results indicate a disturbance in the stiffness balance across the width of the cross-section, which potentially leads to a change in the geometric position of the neutral axis. Such damage causes the neutral axis to shift, resulting in the beam effectively working under conditions of skew bending.

This can be critical from the standpoint of further structural serviceability, as it causes displacements and stresses not anticipated in the design. Such a change in deformation behavior is an important indicator of the transition of the structure to a more complex stress state, in which stresses and deformations develop not only in the principal bending plane. Figure 4 presents a comparative graph illustrating the relationship between the bending moment M and the reinforcement strain ϵ_{yk} , obtained using three methods: from micro-indicators, from digital image correlation, and from the LIRA software.

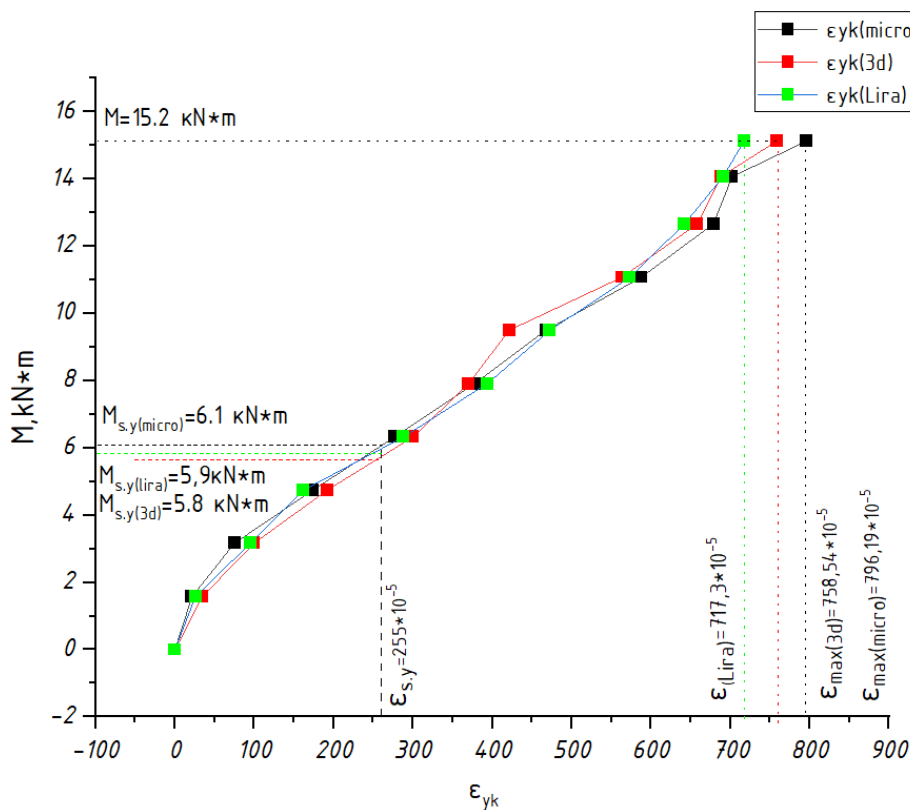


Fig. 4. Comparative graph of reinforcement strains

Рис.4. Порівняльний графік деформацій арматури

The analysis of the graphs makes it possible to determine the moment at which the yield strength of the reinforcement is reached for each method, as well as the maximum reinforcement strain values for each approach.

The graph shows the yield moment values as follows: $M_{s,y(micro)}=6.1kNm$; $M_{s,y(LIRA)}=5.9kN\cdot m$

, $M_{s,y(3D)}=5.8kN\cdot m$. The results obtained using micro-indicators, image correlation, and theoretically using the LIRA software demonstrate close agreement and are also presented in Table 1.

Table.1. Reinforcement strains: experimental and numerical data

Табл.1. Деформації арматури: експериментальні та числові дані

$M, kN\cdot m$	$\epsilon_{yk}(micro)$	$\epsilon_{yk}(3d)$	$\epsilon_{yk}(Lira)$	3d та micro	Lira vs micro
1,5825	21,63	34,5	25,85	59.5%	19.5%
3,165	75,19	99,78	95,25	32.7%	26.7%
4,7475	174,07	192,4	162,23	10.5%	6.8%
6,33	277,07	300,1	288,25	8.3%	4.0%
7,9125	378,01	370,28	393,9	2.0%	4.2%
9,495	467,6	421,2	472,65	9.9%	1.1%
11,0775	588,13	563,74	573,6	4.1%	2.5%
12,66	678,77	658,35	642,3	3.0%	5.4%
14,06	702,4	688,3	691,2	2.0%	1.6%
15,12	796,19	758,57	717,3	4.7%	9.9%

Figure 5 shows the strain graph of the compressed concrete zone near the undamaged edge.

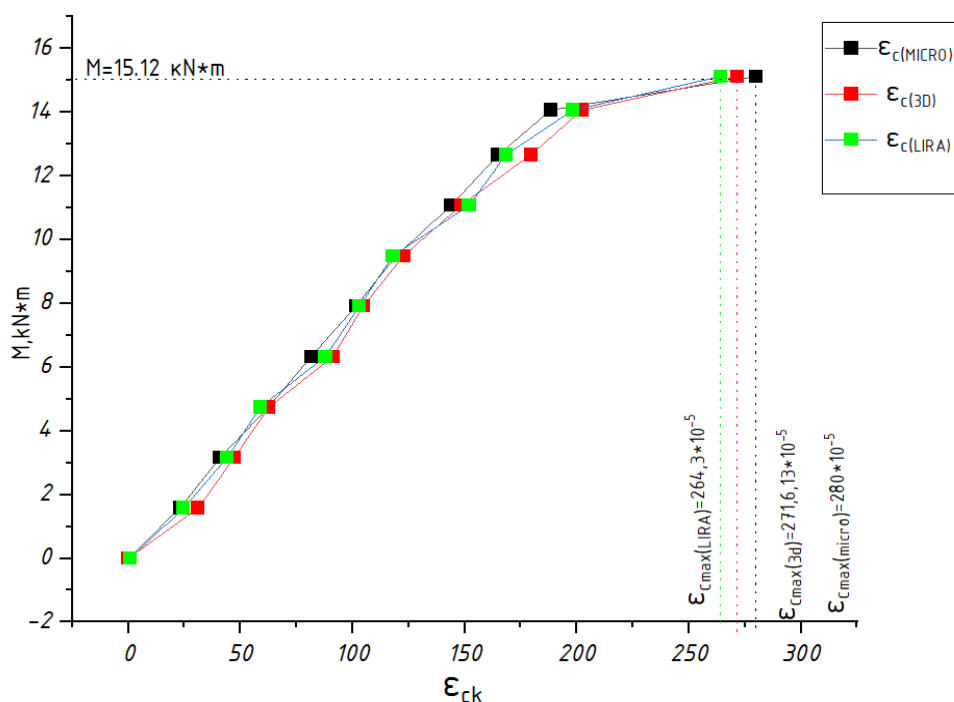


Fig. 5. Comparative graph of concrete compression zone strains

Рис.5. Порівняльний графік деформацій стиснутої зони бетону

The obtained graphs demonstrate a high level of consistency between the results of different methods, indicating the reliability of the measurements and the effectiveness of each approach for assessing the deformational behavior of concrete.

The maximum strains recorded by all methods fall within a narrow range (264–280 × 10⁻⁵), which further confirms the accuracy of both the experiment and the numerical modeling.

The maximum compressive strains of the concrete, obtained by all methods, exceeded the normative limit established for concrete of class C35/45 according to DBN [25].

Table 2 presents the comparative values of compressive strains in the concrete, which confirm the overall increase in strain with the growth of the bending moment.

Minor discrepancies between the experimental and numerical data remain within acceptable limits and support the validity of the applied approaches.

Table.2. Concrete compression zone strains: experimental and numerical data

Табл.2. Деформації стиснутої зони бетону: експериментальні та числові дані.

M,кН*м	ε _{ck(micro)}	ε _{ck(3d)}	ε _{ck(Lira)}	3d vs micro	Lira vs micro
1,5825	23	31,2	24,6	35%	7.0%
3,165	41	47,3	44,17	15%	7.7%
4,7475	62,5	62,8	58,83	0.5%	5.9%
6,33	81,5	91,2	87,88	11%	7.8%
7,9125	101,5	104,8	103,1	3.3%	1.6%
9,495	119,5	122,8	118,1	2.8%	1.2%
11,0775	144	148,4	152,1	3.1%	5.6%
12,66	165	179,5	168,4	8.8%	2.1%
14,06	188,5	202,4	198,33	7.4%	5.2%
15,12	280	271,6	264,3	3.0%	5.6%

Figure 6 shows the graph of vertical deflections of the reinforced concrete beam.

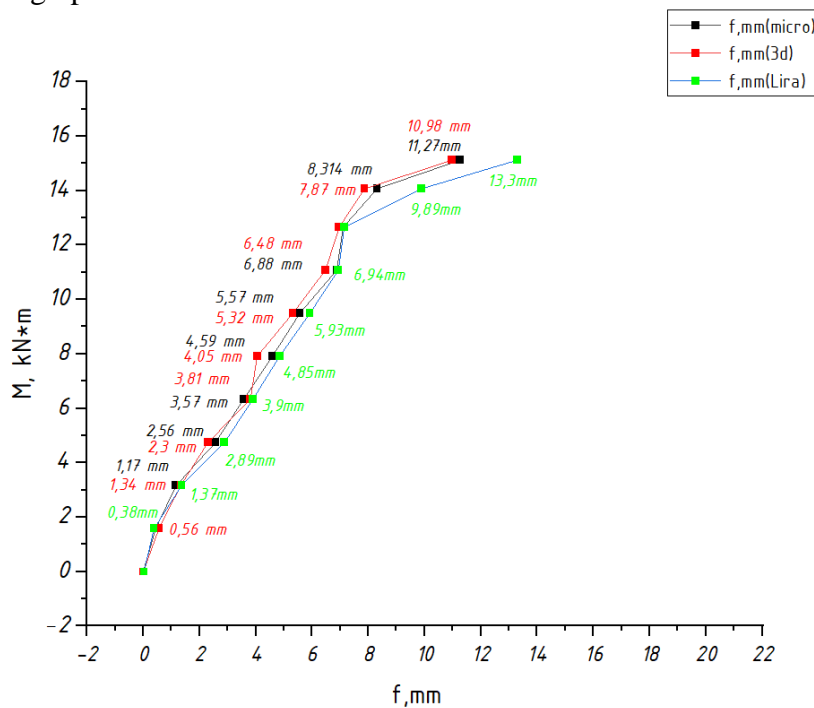


Fig. 6. Comparative graph of vertical deflections

Рис.6. Порівняльний графік вертикальних прогинів

Throughout the entire load range, the results show overall agreement between the experimental data and the numerical method.

Before reaching physical failure, the theoretical deflection values exhibit slightly greater deviation from the experimental results.

This is due to the fact that the modeling assumes somewhat idealized conditions for the behavior of the reinforced concrete beam (Table 3). **Table.3.** Vertical deflections: experimental and numerical data

Табл.3. Вертикальні прогини: експериментальні та числові дані

M,кН*м	f,mm (micro)	f,mm (3d)	f,mm (Lira)	3d vs micro	Lira vs micro
1,5825	0,448	0,56	0,387	25%	13,6%
3,165	1,176	1,34	1,37	13,95%	16,5%
4,7475	2,568	2,3	2,89	10,44%	12,4%
6,33	3,571	3,81	3,9	6,69%	9,21%
7,9125	4,592	4,05	4,85	11,8%	5,62%
9,495	5,57	5,32	5,93	4,49%	6,46%
11,0775	6,88	6,48	6,94	5,81%	0,87%
12,66	7,11	6,97	7,15	1,97%	0,56%
14,0666	8,314	7,87	9,89	5,34%	18,6%
15,121	11,27	10,98	13,3	2,57%	18,1%

Figure 7 presents the results of horizontal displacements.

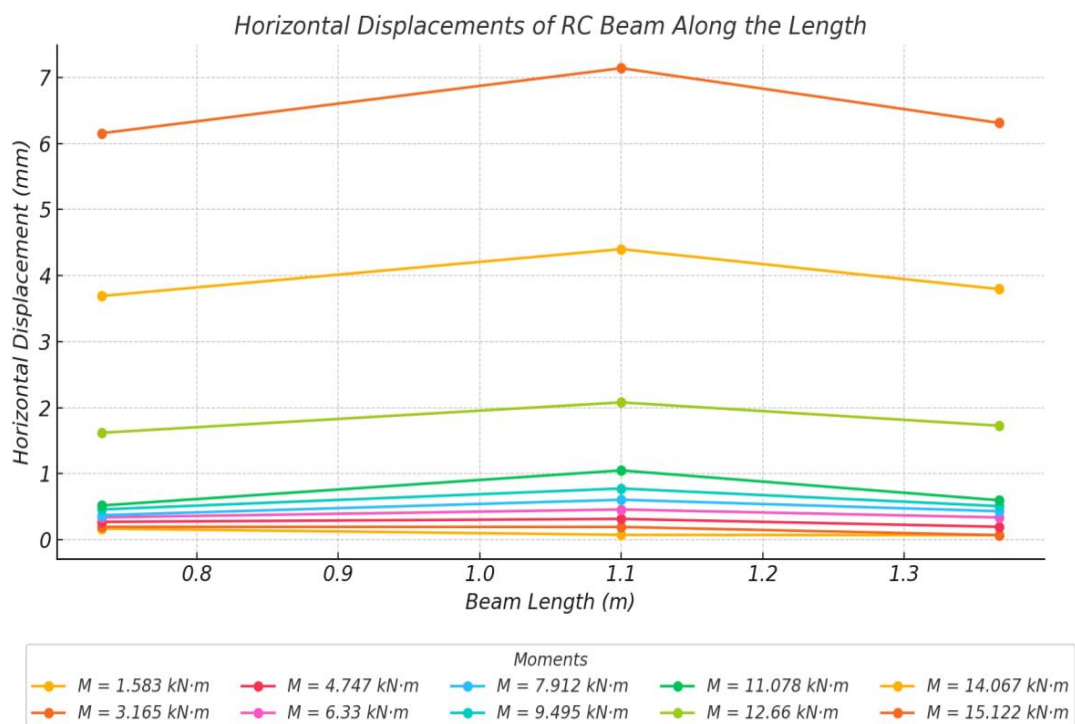


Fig. 7. Horizontal deflections of the specimen along the beam length

Рис.7. Горизонтальні прогини зразка по довжині балки

The results show that horizontal displacements gradually increase with increasing load, with the largest values observed in the damaged zone (Table.4).

The lateral displacement of the beam indicates a shift of the neutral axis and the beam's behavior under skew bending conditions.

Table 4. Horizontal displacements of the beam .
Табл.4. Горизонтальні переміщення балки

M, kN*m	Horizontal displacement, mm
1,5825	0,074
3,165	0,194
4,7475	0,316
6,33	0,458
7,9125	0,606
9,495	0,74
11,0775	1,05
12,66	2,08
14,06667	4,4
15,12167	7,139

The experiment recorded the presence of a residual deflection of the reinforced concrete beam after unloading (Fig. 8).

This residual deflection indicates irreversible changes in the structure of both the concrete and the reinforcement. Such residual deflections are important for assessing the



Fig. 8. Residual horizontal deflection
Рис.8. Залишковий горизонтальний прогин

Thus, tracking horizontal displacements is a critical step in studying the performance of damaged reinforced concrete elements.

Their analysis allows for a more accurate assessment of the impact of a local defect on the overall deformation behavior of the beam, as well as for incorporating this influence into numerical models.

remaining load-bearing capacity of the structure after loading.

A visual inspection of the specimen after testing also confirmed the presence of residual vertical deflection in the loading zone, which correlates with the measurement results



Fig. 9. View of the reinforced concrete beam after the experiment from the damaged side.
Рис.9. Вигляд залізобетонної балки після експерименту із сторони пошкодження

CONCLUSIONS

In this study, localized damage was successfully modeled on the side surface of a reinforced concrete beam to simulate the effect of one-sided moisture exposure. The experiment, conducted using the three-dimensional Digital Image Correlation (DIC) method, enabled both qualitative and quantitative assessment of strain distribution and tracking of damage development in the area of the local defect. The results confirm that unilateral moisture exposure can significantly influence the stress-strain state of the structure.

A promising direction for future research is the study of the influence of local damage on the behavior of reinforced concrete elements under loading. The continued use of the three-dimensional DIC method will make it possible to observe the initiation and propagation of cracks in real time due to operational damage.

This approach will contribute to a deeper understanding of structural behavior and support the development of more effective diagnostic methods and predictions of the residual service life of reinforced concrete structures. The obtained results established a correlation between the damage and the deformation behavior. A shift of the neutral axis, skew bending formation, development of horizontal displacements, and the appearance of asymmetric deformations were observed. A comparative analysis was carried out for the strains obtained using micro-indicators, DIC, and LIRA software.

The average deviation of reinforcement strain between DIC and micro-indicators was 13.7%, and between LIRA and micro-indicators – 8.3%. The average deviation of compressive concrete strain between DIC and micro-indicators was 9.3%, and between LIRA and micro-indicators – 5.3%. All values fall within the allowable experimental error.

Vertical deflections in the damaged zone reached 11.27 mm (according to micro-indicators), which correlates well with the calculated values of 10.98 mm (3D DIC) and 13.3 mm (LIRA model). The maximum reinforcement strains were 280×10^{-6} , while horizontal deflection exceeded 7 mm. The

obtained numerical results confirm the shift of the neutral axis and the beam's behavior under skew bending conditions.

REFERENCES

1. **Mykhalevskiy N. A., Vegera P. I., & Blikharskyi Z. Y., (2023).** The influence of damage to reinforced concrete beams on strength and deformability: the review. *Theory and Building Practice*, 5(1), 112-119. <https://doi.org/10.23939/jtbp2023.01.112>
2. **Fu, C., Ye, H., Jin, N., & Huang, Y. (2020).** Chloride penetration in reinforced concrete beams under combined sustained loading and drying-wetting cycles. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 32(4), 04020025. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0003076](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003076)
3. **Liu, Fang & Tonghuan, Zhang & LUO, Tao & Zhou, Mengzhen & Zhang, Kunkun & Ma, Weiwei. (2020).** Study on the Deterioration of Concrete under Dry-Wet Cycle and Sulfate Attack. *Materials* (Basel, Switzerland). <https://www.mdpi.com/1996-1944/13/18/4095>
4. **Destrebecq, J. F., Toussaint, E., & Ferrier, E. J. E. M. (2011).** Analysis of cracks and deformations in a full scale reinforced concrete beam using a digital image correlation technique. *Experimental Mechanics*, 51, 879-890. <https://doi.org/10.1007/s11340-010-9358-y>
5. **Ruocci, G., Rospars, C., Moreau, G., Bisch, P., Erlicher, S., Delaplace, A., & Henault, J. M. (2016).** Digital Image Correlation and Noise-filtering Approach for the Cracking Assessment of Massive Reinforced Concrete Structures. *Strain*, 52(6), 503 - 521 <https://doi.org/10.1111/str.12192>
6. **Lacidogna, G., Piana, G., Accornero, F., & Carpinteri, A. (2020).** Multi-technique damage monitoring of concrete beams: acoustic emission, digital image correlation, dynamic identification. *Construction and Building Materials*, 242, 118114. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118114>
7. **Blikharskyi, Y., Vashkevych, R., Kopyika, N., Bobalo, T., & Blikharskyi, Z. (2021).** Calculation residual strength of reinforced concrete beams with damages, which occurred during loading. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 1021, No. 1, p. 012012). IOP Publishing.

- <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/1021/1/012012/meta>
8. **Hu, J. Y., Zhang, S. S., Chen, E., & Li, W. G. (2022).** A review on corrosion detection and protection of existing reinforced concrete (RC) structures. *Construction and Building Materials*, 325, 126718. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126718>
 9. **Semko, Oleksandr & Filonenko, Olena & Yurin, Oleg & Avramenko, Yurii & Mahas, Nataliia. (2023).** Characteristic damages of reinforced concrete structures of the covering exposed to moisture. *AIP Conference Proceedings*. 030039. <https://doi.org/10.1063/5.0120020>.
 10. **Bonić, Z., Čurčić, G. T., Davidović, N., & Savić, J. (2015).** Damage of concrete and reinforcement of reinforced-concrete foundations caused by environmental effects. *Procedia engineering*, 117, 411–418. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.187>
 11. **Vidal, T., Castel, A., & François, R. (2004).** Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete. *Cement and concrete research*, 34(1), 165174 [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00246-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00246-1)
 12. **Dongyang, Li & Huang, P.Y. & Chen, Zhan-Biao & Yao, Guowen & Guo, Xin & Zheng, Xiaohong & Yang, Yi. (2020).** Experimental study on fracture and fatigue crack propagation processes in concrete based on DIC technology. *Engineering Fracture Mechanics*. 235. 107166. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2020.107166>
 13. **Perera, R., Huerta, C., Torres, L., Baena, M., Barris, C. (2023).** Concrete Beam Screening Through DIC Images. In: *Ilki, A., Çavunt, D., Çavunt, Y.S. (eds) Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient. fib Symposium 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 350. Springer, Cham.* https://doi.org/10.1007/978-3-031-32511-3_28
 14. **Pavlikov A. M., & Diachenko Ye. V. (2004)** Determination of the angle of the neutral line in calculations of the strength of the rectangular section of reinforced concrete elements under bi-axial bending in the case of a triangular form of a compressed zone. *Scientific and technical collection. Urban utilities*, 55, 324-328. (in Ukrainian). <http://eprints.kname.edu.ua/2627/>
 15. **Lin, S.C., Li, D., & Yang, B. (2019).** Experimental study and numerical simulation on damage assessment of reinforced concrete beams. *International journal of impact engineering*, 132, 103323. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2019.103323>
 16. **Voskobiinyk, O.P, Kitaiev O.O., Makarenko Ya.V., Buhaienko Ye.S. (2011).** Experimental investigation of reinforced concrete beams with defects and damages that cause the skew bending. *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(29), 87-92. (in Ukrainian). <http://reposit.pntu.edu.ua/handle/PoltNTU/8074>
 17. **Malipatil, Kiran & Itti, S.. (2021).** Stress Intensity Factor and Damage Index of Reinforced Concrete Beam. http://10.1007/978-981-15-4779-9_19.
 18. **Fayyad, Tahreer & Lees, J.(2014):** Application of Digital Image Correlation to Reinforced Concrete Fracture. *Procedia Materials Science*. 3 <https://doi.org/10.1016/j.mspro.2014.06.256>
 19. **Sanz-Diez de Ulzurrun Casals, Gonzalo & Zanuy, Carlos. (2023).** Assessment of the Bending Behaviour of RC Beams Under Impact Loads with DIC. https://doi.org/10.1007/978-3-031-32519-9_22.
 20. **Anastasopoulos, D., De Roeck, G., & Reynders, E. P. (2019).** Influence of damage versus temperature on modal strains and neutral axis positions of beam-like structures. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 134, 106311. <https://doi.org/10.1016/j.ymsp.2019.106311>
 21. **Mykhalevskyi, N.A., Vegera, P.I., & Blikharskyi, Z.Y. (2023).** Analysis of the effect of uneven damage of reinforced concrete beam using the FEMAP software package. *Modern construction and architecture*, 6, 54-61. <http://visnyk-odaba.org.ua/2023-06/6-6.pdf>
 22. **Klymenko Ye.V., Antoniuk N.R., & Polianskyi K.V. (2019).** Modeling the work of damaged reinforced concrete beams in the SC “LIRA-SAPR”. *Bulletin of the Odessa State Academy of Construction and Architecture*, 77, 58-65. (In Ukrainian) <http://dx.doi.org/10.31650/2415-377X-2019-77-58-65>.

23. Santoro, M. G., & Kunnath, S. K. (2013). Damage-based RC beam element for nonlinear structural analysis. *Engineering structures*, 49, 733-742.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.12.02>
24. Mykhalevskiy N. A., Vegera P. I., & Blikharskiy Z. Y., (2025). Investigation of stress-strain parameters in RC beams using DIC. *Theory and Building Practice*, 7(1), 31-41. <https://doi.org/10.23939/jtbp2025.01.031>
25. **Constructions of buildings and structures (2011)**. Concrete and reinforced concrete structures. Basic principles. DBN V.2.6-98:2009. *State Building Codes of Ukraine*. . Kyiv: Ministry of Regional Development and Construction of Ukraine (in Ukrainian). URL: http://interiorfor.com/wp-content/uploads/2017/01/26_98_2009.pdf
- ЖИТЕПАТΥРА
1. Mykhalevskiy N. A., Vegera P. I., & Blikharskiy Z. Y., (2023). The influence of damage to reinforced concrete beams on strength and deformability: the review. *Theory and Building Practice*, 5(1), 112-119. <https://doi.org/10.23939/jtbp2023.01.112>
2. Fu, C., Ye, H., Jin, N., & Huang, Y. (2020). Chloride penetration in reinforced concrete beams under combined sustained loading and drying–wetting cycles. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 32(4), 04020025. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0003076](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003076)
3. Liu, Fang & Tonghuan, Zhang & LUO, Tao & Zhou, Mengzhen & Zhang, Kunkun & Ma, Weiwei. (2020). Study on the Deterioration of Concrete under Dry-Wet Cycle and Sulfate Attack. *Materials* (Basel, Switzerland). <https://www.mdpi.com/1996-1944/13/18/4095>
4. Destrebecq, J. F., Toussaint, E., & Ferrier, E. J. E. M. (2011). Analysis of cracks and deformations in a full scale reinforced concrete beam using a digital image correlation technique. *Experimental Mechanics*, 51, 879-890. <https://doi.org/10.1007/s11340-010-9358-y>
5. Ruocci, G., Rospars, C., Moreau, G., Bisch, P., Erlicher, S., Delaplace, A., & Henault, J. M. (2016). Digital Image Correlation and Noise-filtering Approach for the Cracking Assessment of Massive Reinforced Concrete Structures. *Strain*, 52(6), 503 -521 <https://doi.org/10.1111/str.12192>
6. Lacidogna, G., Piana, G., Accornero, F., & Carpinteri, A. (2020). Multi-technique damage monitoring of concrete beams: acoustic emission, digital image correlation, dynamic identification. *Construction and Building Materials*, 242, 118114. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118114>
7. Blikharskiy, Y., Vashkevych, R., Kopyika, N., Bobalo, T., & Blikharskiy, Z. (2021). Calculation residual strength of reinforced concrete beams with damages, which occurred during loading. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 1021, No. 1, p. 012012). IOP Publishing. <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/1021/1/012012/meta>
8. Hu, J. Y., Zhang, S. S., Chen, E., & Li, W. G. (2022). A review on corrosion detection and protection of existing reinforced concrete (RC) structures. *Construction and Building Materials*, 325, 126718. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126718>
9. Semko, Oleksandr & Filonenko, Olena & Yurin, Oleg & Avramenko, Yurii & Mahas, Nataliia. (2023). Characteristic damages of reinforced concrete structures of the covering exposed to moisture. *AIP Conference Proceedings*. 030039. <https://doi.org/10.1063/5.0120020>.
10. Bonić, Z., Čurčić, G. T., Davidović, N., & Savić, J. (2015). Damage of concrete and reinforcement of reinforced-concrete foundations caused by environmental effects. *Procedia engineering*, 117, 411–418. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.187>
11. Vidal, T., Castel, A., & François, R. (2004). Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete. *Cement and concrete research*, 34(1), 165-174 [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00246-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00246-1)
12. Dongyang, Li & Huang, P.Y. & Chen, Zhan-Biao & Yao, Guowen & Guo, Xin & Zheng, Xiaohong & Yang, Yi. (2020). Experimental study on fracture and fatigue crack propagation processes in concrete based on DIC technology. *Engineering Fracture Mechanics*. 235. 107166. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2020.107166>
13. Perera, R., Huerta, C., Torres, L., Baena, M., Barris, C. (2023). Concrete Beam Screening Through DIC Images. In: *Ilki, A.*

- Çavunt, D., Çavunt, Y.S. (eds) *Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient. fib Symposium 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 350. Springer, Cham.*
https://doi.org/10.1007/978-3-031-32511-3_28
14. Павліков, А.М., Дяченко, С.В. (2004). Визначення кута нахилу нейтральної лінії при розрахунках міцності прямокутного перерізу залізобетонних елементів при двохвісному згині у випадку трикутної форми стисненої зони. Науково-технічний збірник «Міське господарство», 55, 324–328.
<http://eprints.kname.edu.ua/2627/>
15. Lin, S.C., Li, D., & Yang, B. (2019). Experimental study and numerical simulation on damage assessment of reinforced concrete beams. *International journal of impact engineering*, 132, 103323.
<https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2019.103323>
16. Воскобійник, О.П., Кітаєв, О.О., Макаренко, Я.В., & Бугаєнко, Є.С. (2011). Експериментальні дослідження залізобетонних балок з дефектами та пошкодженнями, які викликають косий згин. *Академічний журнал. Промислове машинобудування, цивільне будівництво*, 1(29), 87-92.
<http://reposit.pntu.edu.ua/handle/PolNTU/8074>
17. Malipatil, Kiran & Itti, S.. (2021). Stress Intensity Factor and Damage Index of Reinforced Concrete Beam.
http://10.1007/978-981-15-4779-9_19.
18. Fayyad, Tahreer & Lees, J. (2014): Application of Digital Image Correlation to Reinforced Concrete Fracture. *Procedia Materials Science*. 3
<https://doi.org/10.1016/j.mspro.2014.06.256>
19. Sanz-Diez de Ulzurrun Casals, Gonzalo & Zanuy, Carlos. (2023). Assessment of the Bending Behaviour of RC Beams Under Impact Loads with DIC.
https://doi.org/10.1007/978-3-031-32519-9_22.
20. Mykhalevskiy, N.A., Vegera, P.I., & Blikharskyi, Z.Y. (2023). Analysis of the effect of uneven damage of reinforced concrete beam using the FEMAP software package. *Modern construction and architecture*, 6, 54-61.
<http://visnyk-odaba.org.ua/2023-06/6-6.pdf>
21. Anastasopoulos, D., De Roeck, G., & Reynders, E. P. (2019). Influence of damage versus temperature on modal strains and neutral axis positions of beam-like structures. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 134, 106311.
<https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2019.106311>
22. Клименко, С. В., Антонюк, Н. Р., & Полянський, К. В. (2019). Моделювання роботи пошкоджених залізобетонних балок в пк «Ліра-Сапр». *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*, 77, 58-65.
<http://dx.doi.org/10.31650/2415-377X-2019-77-58-65>.
23. Santoro, M. G., & Kunnath, S. K. (2013). Damage-based RC beam element for nonlinear structural analysis. *Engineering structures*, 49, 733-742.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.12.02>
24. Mykhalevskiy N. A., Vegera P. I., & Blikharskyi Z. Y., (2025). Investigation of stress-strain parameters in RC beams using DIC. *Theory and Building Practice*, 7(1), 31-41.
<https://doi.org/10.23939/tbp2025.01.031>
25. Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. (2011). Будівлі та споруди. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення (ДБН В.2.6-98:2009)
http://interiorfor.com/wp-content/uploads/2017/01/26_98_2009.pdf

ЗМІНА НАПРУЖЕНО – ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПРИ ОДНОБІЧНОМУ ПОШКОДЖЕННІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

Назарій МИХАЛЕВСЬКИЙ

Павло ВЕГЕРА

Зіновій БЛІХАРСЬКИЙ

Анотація. У цій статті розглядається вплив локального однобічного пошкодження на напружено-деформований стан залізобетонної балки. Дослідження спрямоване на аналіз змін несучої здатності, деформацій та потенційних механізмів руйнування внаслідок одностороннього пошкодження. Залізобетон є одним із найпоширеніших і найважливіших будівельних матеріалів, що використовується в різноманітних інженерних конструкціях, від житлових і громадських будівель до мостів і інших інфраструктурних об'єктів. Однак,

незважаючи на свою високу довговічність і велику надійність, залізобетон може піддаватися значним пошкодженням під впливом різних агресивних факторів зовнішнього середовища.

Усі ці фактори спричиняють збільшення деформацій, зниження несучої здатності, що може призвести до руйнування залізобетонної конструкції. Особливу увагу слід приділяти дефектам, що виникають внаслідок однобічного зволоження, коли волога проникає лише з одного боку конструкції, що призводить до непередбачуваного проектування НДС. Внаслідок цього виникає лущення бетону.

Однобічне намокання може мати різноманітний вплив на різні типи конструкцій, залежно від їх розмірів, навантажень та умов експлуатації. З метою дослідження таких пошкоджень було розроблено спеціальну експериментальну методику моделювання локального пошкодження на бічній поверхні залізобетонних балок. Для цього в межах дослідження було проведено аналіз між теоретичним моделюванням, що виконане за допомогою методу скінченних елементів в ПК «ЛІРА» та експериментом. У ході дослідження

застосовано метод цифрової кореляції зображень (Digital Image Correlation — DIC), що дозволяє фіксувати тріщини та деформації. Метод DIC забезпечує високу точність у відстеженні розподілу деформацій на поверхні зразка в реальному часі, що робить його надзвичайно корисним для вивчення розвитку пошкоджень та їх вплив на несучу здатність у залізобетонних конструкціях.

Отримані результати дослідження дають змогу не лише покращити розуміння роботи залізобетонних елементів в умовах однобічного намокання, а й значно підвищити ефективність моніторингу технічного стану будівельних конструкцій.

Це дозволить більш оперативно виявляти потенційні проблеми і забезпечити необхідні заходи для попередження значних пошкоджень, що в свою чергу збільшить безпечність та довговічність конструкцій у процесі експлуатації.

Ключові слова: пошкодження деформація; дефекти; цифрова кореляція зображень; залізобетонні балки.

Стаття надійшла до редакції -22.05.25 р.

COMPARISON OF THEORETICAL CALCULATED DEFLECTIONS ACCORDING TO THE EULER- BERNOULLI AND TYMOSHENKO BEAM MODELS WITH EXPERIMENTALLY OBTAINED

Kyiv national university of construction and architecture
31, Povitrianykh Syl Ave., Kyiv, Ukraine, 03037
bitiukov.do@gmail.com, <https://orcid.org/0009-0002-1438-7595>

Abstract. The article presents the results of an experimental and theoretical study of the prediction of deflections of timber beams made of three types of wood: massive, glued laminated and cross-laminated timber. The aim of the work is to compare the adequacy of the classical Euler-Bernoulli and the Timoshenko beam theory in predicting deflections under static loading.

Deflections of simply-supported beams under concentrated loading in the middle of the span were experimentally investigated. Experimental values of deflections and mechanical characteristics were determined for each type of timber. Theoretical deflections were calculated according to the Euler-Bernoulli and Timoshenko beam theories for identical conditions.

Comparative analysis showed that the Euler-Bernoulli beam theory underestimates the deflections, with relative errors within 9%...15%, indicating a significant influence of shear deformations. On the other hand, the Timoshenko beam theory demonstrated much better convergence with experimental data, with errors within -2%...+4%.

To increase the accuracy of prediction by Euler-Bernoulli beam theory, it is proposed to introduce averaged empirical shear coefficients determined on the basis of experimental results. The application of these coefficients allowed to significantly reduce the discrepancies between the theoretical and experimental values of deflections for all studied timber types.

The obtained results confirm the importance of considering shear deformations in the analysis of beams made of timber-based materials. The application of the Timoshenko beam theory or the modified Euler-Bernoulli theory with consideration of empirical shear coefficients is more reasonable for accurately predicting their deformation behavior.



Dmytro BITIUKOV
postgraduate student of the
department of steel and timber
structures

Keywords: massive timber; glued laminated timber (glulam); cross-laminated timber (CLT); deformation modulus; shear modulus; Euler-Bernoulli beam theory; Timoshenko beam theory.

INTRODUCTION

In modern construction and reconstruction, significant attention is paid to the use of timber as an ecological and renewable construction material. Timber beams are important load-bearing elements in plenty types of structures, and accurate prediction of their behavior under load is critical to ensure the reliability and durability of structures. Despite the centuries-old history of the use of timber, the study of the peculiarities of its mechanical behavior and the application of modern theoretical models for its analysis remain relevant, taking into account the appearance in the last century of a number of new timber-based materials [1, 17].

In modern engineering analysis and design of structures, beams play a key role as elements that work in bending.

For adequate design and analysis of the behavior of beams under load, numerous theoretical models have been developed, each

one has its own scope of application and is based on certain simplifying assumptions regarding the material, geometry and deformations of the element.

The Euler-Bernoulli beam theory (EBT) and the Timoshenko beam theory (TBT) stand out among the classical and most widely used theories. The Euler-Bernoulli theory, which is the foundation for many engineering calculations, is based on the hypothesis of the invariance of the normals to the neutral axis of the beam during deformation and the absence of shear deformations. The Timoshenko beam theory takes into account the effect of shear deformation and rotational inertia, which makes it more accurate for the analysis of short and thick beams, as well as beams subjected to high-frequency dynamic loads [2, 3, 18, 19, 20].

Beside these fundamental models, there are other, more complex theories that include additional factors, such as the effects of curvature of cross-section, nonlinearity of the material, more complex cross-section shape. The development of computational technology has also led to the emergence of numerical methods, such as the finite element method (FEM), which allow to analyze beams with complex geometry and support/connection conditions without significant simplifying assumptions. The Rayleigh beam theory is an extension of the Euler-Bernoulli theory, which takes into account the rotational inertia of beam cross-sections [4, 5].

The Reddy-Bickford third-order beam theory is a variant of the higher-order beam theory that takes into account the effects of shear deformation during beam deformation. Unlike the classical Euler-Bernoulli beam theory, which neglects shear deformation, and the first-order Timoshenko beam theory, which assumes a constant distribution of shear strains over the cross-section, the Reddy-Bickford beam theory uses a cubic function to describe the longitudinal displacement along the thickness of the beam. This allows for the nonlinear distribution of shear strains and stresses to be considered, which is more realistic for thick beams or composite materials [15, 16].

High-order beam theory models extend Timoshenko theory by introducing additional degrees of freedom or higher derivatives for a more accurate description of deformations [6, 7].

Theories of composite beams - the analysis of such beams requires consideration of the features of their structure, such as the difference in the deformation modulus of the layers, the strength of the connection between the layers, etc. [8, 9].

Although the finite element method is not a “theoretical model” in the traditional sense (as a set of analytical equations), it is a powerful tool for the analysis of beams of any complexity, based on the discretization of a continuous system into a finite number of elements [10, 11].

In this article, as a continuation of research [12], the results of comparing experimental data and theoretical calculations according to the two most common beam theories: Euler-Bernoulli and Timoshenko are presented.

THE PURPOSE

To investigate the possibility of application of the Euler-Bernoulli and Timoshenko beam theories for theoretical calculations of deflections of beams made of three different types of timber: massive (MT), glued laminated (GLT), and cross-laminated timber (CLT).

To conduct a comparative analysis of experimentally obtained deflection values with the results of theoretical calculations according to both beam theories to assess their adequacy in predicting deformations of timber beams. Based on this comparison, to determine empirical refinement coefficients for the Euler-Bernoulli beam theory, which would consider the influence of shear deformation and allow to increase the accuracy of its predictions for the studied types of wooden beams.

THE MAIN CONTENT

Previously, three types of timber beams produced of local pine were experimentally investigated: massive, glulam and CLT (Fig. 1).

The experiments were performed for simply supported hinged beams with a concentrated

load in the middle of the span. The calculated beam span $l = 1960$ mm, width $b = 90$ mm, height $h = 145$ mm.

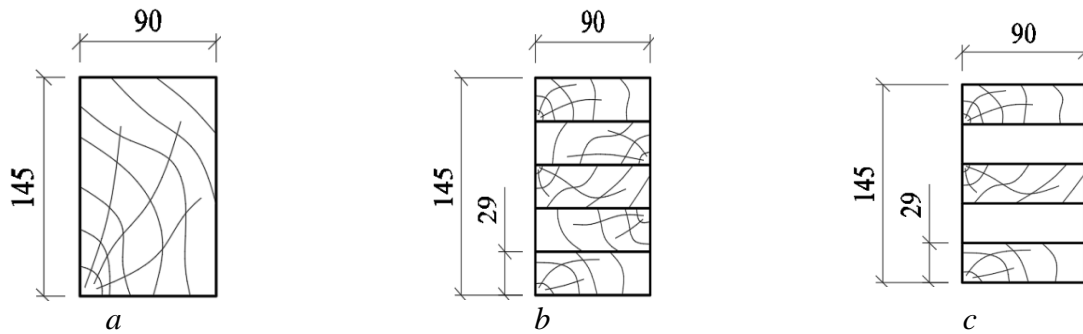


Fig. 1. Beams cross-section: a – massive; b – glulam; c – CLT

Рис.1. Перерізи балок: а - масивна; б - клеєна; в - CLT (клеєний багатошаровий конструктивний матеріал)

The deformation modulus, shear modulus and deflections are determined (Tables 1).

The Euler-Bernoulli beam theory is the most common and basic approach for analyzing the bending of long and thin beams.

Table 1. Experimentally determined deformation modulus and shear modulus

Табл.1. Модуль пружності та модуль зсуву

Timber type	E_{mean}, GPa	G_{mean}, GPa
MT	7.658	0.479
GLT	7.292	0.456
CLT	6.108	0.382

- The main assumptions (Fig. 2):
- the beam is straight, prismatic and made of a linear-elastic homogeneous material;
 - the cross-sections that were flat and perpendicular to the beam axis before loading remain flat and perpendicular to the beam axis after loading (shear deformation is ignored);
 - the deformations are small;
 - the loading acts in the bending plane;
 - the beam axis is a neutral axis, where bending does not cause tension or compression.

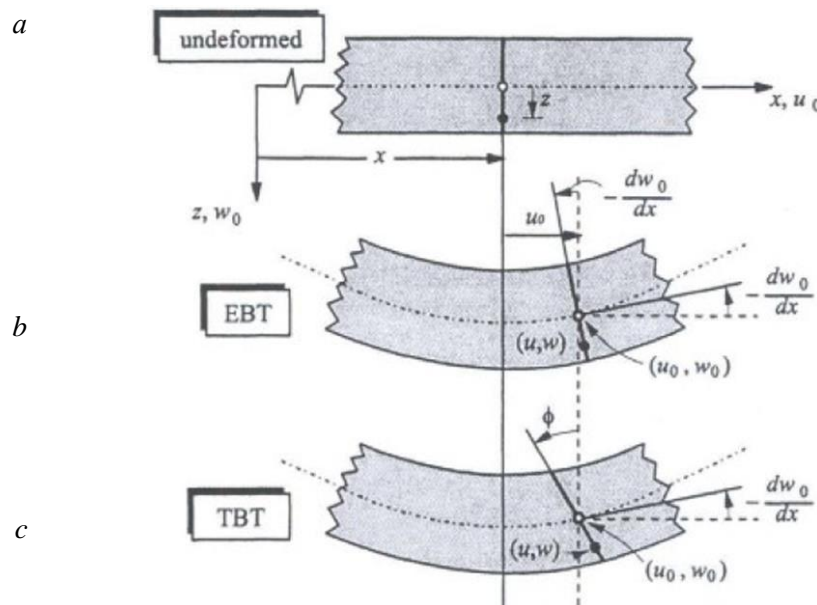


Fig. 2. Beams schemes: a – undeformed; b – Euler-Bernoulli beam; c – Timoshenko beam [13]

Рис.2. Схеми балок: а – недеформована; б – балка Ейлера-Бернуллі; в – балка Тимошенка [13]

The main differential equation of beam bending according to EBT [3]:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 w}{dx^2} \right) - q(x) = 0 \quad (1)$$

where x – coordinate along the beam axis;
 w – beam deflection;
 EI – bending stiffness;
 $q(x)$ – distributed load.

For a simply supported hinged beam subjected to a concentrated load applied at the midspan, according to the Euler-Bernoulli beam theory, the maximum deflection is determined by the expression [3]:

$$w_{max} = \frac{Pl^3}{48EI} \quad (2)$$

where P – concentrated load;
 l – beam span.

The Timoshenko beam theory extends the classical Euler-Bernoulli theory by considering shear deformations and rotational inertia, making it more accurate in the analysis of short, thick, or high-frequency beams.

The main assumptions (Fig. 2):

- the beam is straight, prismatic and made of a linear-elastic homogeneous material;
- the cross-sections remain flat, but not necessarily perpendicular to the neutral axis of the beam after loading;
- small deformations and rotations;
- the rotational inertia of the cross-section considered;
- the loading acts perpendicular to the beam axis.

In the case of the Timoshenko beam theory, we have two main differential equations [3]:

$$\frac{d}{dx} \left[\kappa GA \left(\frac{dw}{dx} + \varphi \right) \right] + q(x) = 0 \quad (3)$$

$$\frac{d}{dx} \left(EI \frac{d\varphi}{dx} \right) - \kappa GA \left(\frac{dw}{dx} + \varphi \right) = 0 \quad (4)$$

where x – coordinate along the beam axis;
 w – beam deflection;
 EI – bending stiffness;
 $q(x)$ – distributed load;
 φ – rotation of the beam section;
 GA – shear stiffness;
 κ – correction coefficient of shear stiffness (depends on the cross-section shape, $\kappa = 5/6$ for beams with rectangular cross-section).

The maximum deflection is determined by the expression [3]:

$$w_{max} = \frac{Pl^3}{48EI} + \frac{PL}{4\kappa GA} \quad (5)$$

Comparing the expressions for determining the deflections for EBT expression (2) and TBT expression (5), we see that in the expression of Timoshenko beams:

- the first part is the simple deflection for the Euler-Bernoulli beam, which takes into account only bending deformations;
- the second part is the deflection subjected to shear, which occurs due to the fact that the cross-section of the beam is deformed (this is ignored in the classical theory).

Виконавши порівняння виразів для визначення прогинів для ТБЕБ вираз (2) та ТБТ вираз (5), бачимо що у виразі балки Тимошенка:

For a more detailed analysis and the ability to trace the influence of the load level on the values of theoretical deflections determined by EBT and TBT, it was decided to perform calculations for three load levels: ~35%, ~70% and 100% of the maximum applied load during the experimental study. The calculation results are given in Table 2.

The theoretically calculated results were compared with the experimentally obtained ones. Having analyzed the theoretical deflection results, we can conclude that for the studied types of beams, the EBT gives a rather significant underestimation of deflections

compared to the experimentally obtained ones: MT–10...12%; GLT–9...12%; CLT–14...15%.

On the other hand, calculated results by the TBT model, gives a fairly good correspondence between the theoretically calculated results and the experimental ones: MT – -0.6...1.3%; GLT – -1.8...0.8%; CLT – 3...4%.

Table 2. Experimentally determined δ_e and theoretically calculated deflections under load P_e according to the Euler-Bernoulli beam theories δ_{EB} and Timoshenko δ_T

Табл. 2. Експериментально визначені прогини δ_e та теоретично розраховані прогини під навантаженням P_e згідно з теорією балки Ейлера-Бернуллі δ_{EB} та теорією балки Тимошенка δ_T

Timber type	P_e, kN	δ_e, mm	δ_{EB}, mm	$\frac{\delta_e - \delta_{EB}}{\delta_{EB}} \times 100\%$	δ_T, mm	$\frac{\delta_e - \delta_T}{\delta_T} \times 100\%$
MT	3.27	3.28	2.93	12.0	3.24	1.3
	6.10	6.00	5.46	9.8	6.04	-0.6
	8.81	8.74	7.89	10.7	8.72	0.2
GLT	3.27	3.34	3.08	8.6	3.40	-1.8
	6.10	6.28	5.74	9.4	6.34	-1.0
	8.81	9.23	8.29	11.4	9.16	0.8
CLT	2.62	3.37	2.94	14.5	3.25	3.6
	5.15	6.58	5.78	13.8	6.39	2.9
	7.11	9.14	7.99	14.4	8.82	3.6

For the possibility consideration of the effect of shear deformation for the Euler-Bernoulli beam theory, the principle described in [14] was applied, where by taking into account the shear deformation of the cross-section, lattice structures (trusses) were equalized to beam ones for the dynamic properties calculation. Consequently, the averaged shear coefficient k_G was applied. The coefficient k_G is determined by the ratio of the beam deflection determined by EBT δ_{EB} to the actual beam deflection under static loading δ_e .

$$k_G = \frac{\delta_{EB}}{\delta_e} \quad (6)$$

The determined coefficients k_G are performed in Table 3.

The averaged shear coefficient is aimed at reducing the stiffness characteristics of the beam according to the Euler-Bernoulli model and accordingly expression (2) takes the form:

$$w_{max} = \frac{Pl^3}{48EI k_{G,mean}} \quad (7)$$

where $k_{G,mean}$ —mean value of the coefficients k_G determined for each type of beam

; The k_G coefficients calculated according to expression (6) are given in Table 3.

Table 3. Determined coefficients k_G
Табл. 3. Визначення коефіцієнта k_G

Timber type	k_G	$k_{G,mean}$
MT	0.89	0.90
	0.91	
	0.90	
GLT	0.92	0.91
	0.91	
	0.90	
CLT	0.87	0.88
	0.88	
	0.87	

A comparison of the calculated deflections according to the refined Euler-Bernoulli beam theory, taking into account the shear deformation, by the averaged k_G coefficient with the experimentally obtained data was performed.

The comparison results are performed in Table 4.

Table 4. Experimentally determined δ_e and theoretically calculated deflections under load P_e according to the Euler-Bernoulli beam theory considering the shear coefficient $\delta_{EB,G}$

Табл. 4. Порівняння експериментально визначених прогинів δ_e з теоретично розрахованими за теорією Ейлера-Бернуллі з урахуванням зсувового коефіцієнта $\delta_{EB,G}$

Timber type	P_e, kN	δ_e, mm	$\delta_{EB,G}, mm$	$\frac{\delta_e - \delta_{EB,G}}{\delta_{EB,G}} \times 100\%$
MT	3.27	3.28	3.25	1.0
	6.10	6.00	6.06	-0.9
	8.81	8.74	8.75	-0.1
GLT	3.27	3.34	3.38	-1.1
	6.10	6.28	6.30	-0.3
	8.81	9.23	9.10	1.4
CLT	2.62	3.37	3.36	0.2
	5.15	6.58	6.61	-0.4
	7.11	9.14	9.12	0.2

The EBT model refined by applying the k_G coefficient showed a high correspondence of the theoretically calculated results with the experimental ones: MT–0...9-1%; GLT–1.1...1.4%; CLT – -0.4...0.2%.

CONCLUSION

The conducted experimental and theoretical study of the deflections of beams made of massive (MS), glued laminated (GLT) and cross-laminated timber (CLT) allowed us to compare the adequacy of the application of the classical Euler-Bernoulli beam theory (EBT) and the Timoshenko beam theory (TBT).

Analysis of theoretical calculations showed that the use of EBT leads to a significant underestimation of deflections compared to experimental data for all studied types of timber beams (MT – 10...12%; GLT – 9...12%; CLT – 14...15%). This indicates a significant influence of shear deformations on the actual deformation behavior of timber beams and composite beams made of timber-based materials.

On the other hand, the use of the Timoshenko beam theory demonstrated a high correspondence of the theoretically calculated deflections to the experimental values (MT – -0.6...1.3%; GLT–1.8...0.8%; GLT –

3...4%). This confirms the accessibility of consideration of the shear deformations while analyzing beam elements made of timber-based materials to ensure high accuracy in predicting their behavior under load.

To increase the accuracy of predicting deflections according to the classical Euler-Bernoulli beam theory, an averaged empirical shear coefficient $k_{G,mean}$ was applied. The use of this coefficient allowed to significantly improve the convergence of theoretical and experimental results (MT – -0.9...1%; GLT – -1.1...1.4%; CLT – -0.4...0.2%). The determined averaged values of the shear coefficient $k_{G,mean}$ are: 0.90 for MT, 0.91 for GLT and 0.88 for CLT.

Thereby, the results of the study confirm that for accurate prediction of deflections of wooden beams, preference should be given to the theory of the Timoshenko beam or other theories that take into account the shear deformation. In cases where the Euler-Bernoulli theory is applied, it is recommended to use the proposed empirical shear coefficients to consider the influence of shear deformations and increase the accuracy of calculations.

For the further research, it will be advisable to investigate the influence of the cross-sectional dimensions, beam length, number and thickness of lamellas (for GLT and CLT) on the accuracy of calculations with the EBT and TBT models, as well as to determine and compare the shear coefficients $k_{G,mean}$.

Besides the stated above, the importance of this work is emphasized in the context of calculations of multilayer composite beams under dynamic and impulse loads. The obtained results simplify future analysis of experimental studies, in particular, due to the possibility of effective analysis of natural frequencies, which is crucial in modeling and predicting the dynamic behavior of structures.

REFERENCES

1. Mykhailovskyi, D., & Komar, O. (2024). Analysis of existing research on wood under impact and ballistic loads [in Ukrainian]. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, *15*, 19-28. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.19-28>
2. Gaur, A., & Dhurvey, P. (2020). Comparative study of beam theories on the effect of span-depth ratio for symmetric and un-symmetric loadings. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, (936) (1), 012047. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/936/1/012047>
3. Ahmed, A. M., & Rifai, A. M. (2021). Euler-Bernoulli and Timoshenko beam theories analytical and numerical comprehensive revision. *European Journal of Engineering and Technology Research*, 6(7). <https://dx.doi.org/10.24018/ejers.2021.6.7.2626>
4. Zhu, K., & Chung, J. (2019). Vibration and stability analysis of a simply-supported Rayleigh beam with spinning and axial motions. *Applied Mathematical Modeling*, 66, 362-382. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2018.09.021>
5. Nguyen, A. R. (2017). *Comparative spectral analysis of flexible structure models: The Euler-Bernoulli beam model, the Rayleigh beam model and the Timoshenko beam Model* (Master's thesis). University of New Hampshire. <https://scholars.unh.edu/thesis/1160/>
6. Huang, Y., Wu, J. X., Li, X. F., & Yang, L. E. (2013). Higher-order theory for bending and vibration of beams with circular cross section. *Journal of Engineering and Mathematics*, (80), 91-104. <https://doi.org/10.1007/s10665-013-9620-2>
7. Argyridi, A. K., & Sapountzakis, E. J. (2017). Higher order beam element for the local buckling analysis of beams. *6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.7712/120117.5407.17453>
8. Sha, X., & Davidson, J. S. (2023). Verification of composite beam theory with finite element model for pretensioned concrete members with prestressing FRP tendons. *Materials*, (16), 6376. <https://doi.org/10.3390/ma16196376>
9. Lyu, Y.-T., Hung, T.-P., Ay, H.-C., Tsai, H.-A., & Chiang, Y.-C. (2022). Evaluation of laminated composite beam theory accuracy. *Materials*, (15) (19), 6941. <https://doi.org/10.3390/ma15196941>

10. **Rahmani, F., Kamgar, R., & Rohgozar, R. (2020).** Finite element analysis of functionally graded beams using different beam theories. *Civil Engineering Journal*, (6) (11), 2086-2102.
<https://dx.doi.org/10.28991/cej-2020-03091604>
11. **Bianco, M. J., Könke, C., Habtemariam, A., & Zabel, V. (2018).** Exact finite element formulation in generalized beam theory. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, (10), 295-323.
<https://doi.org/10.1007/s40091-018-0199-8>
12. **Bitiukov, D. O., & Bilyk, S. I. (2025).** Determination and analysis of physical and mechanical characteristics of beams made of solid, glued and cross-laminated timber [in Ukrainian]. *Prostorovyj rozvytok*, (11), 265-281.
<https://doi.org/10.32347/2786-7269.2025.11.265-281>
13. **Fernandez Nieto, R. (2023).** *Comparison of beam theories for cross sectional deflection parameter analysis of Euler, Timoshenko and Reddy beam theories* (Bachelor's thesis). Eindhoven University of Technology.
14. **Bilyk, A. S., & Ternoviy, M. I. (2024).** Numerical research of the coefficients of the dynamic work of steel framing covers reduced to a beam structure under the action of a concentrated impulsive load. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (113), 265-274.
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.113.265-274>
15. **Reddy, J. N., Ruocco, E., Loya, J. A., & Neves, A. M. A. (2021).** Theories and analysis of functionally graded beams. *Applied Sciences*, (11) (15), 7159.
<https://doi.org/10.3390/app11157159>
16. **Taima, M. S., El-Sayed, T. A., Shehab, M. B., Farghaly, S. H., & Hand, R. J. (2022).** Vibration analysis of cracked beam based on Reddy beam theory by finite element method. *Journal of Vibration and Control*, *29*(19-20), 4589-4606.
<https://doi.org/10.1177/10775463221122122>
17. **Mykhailovskyi, D., Komar, M., Skliarova, T., & Bondarchuk, B. (2024).** Application of glued and cross-laminated timber in reconstruction and new construction [in Ukrainian]. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (15), 54-65.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.54-65>
18. **Wang, T., Xu, J., Qi, Z., & Zhao, T. (2025).** Shear stress correction in Euler-Bernoulli beam theory. *Journal of Mechanical Science and Technology*, (39) (5), 2627-2637.
<https://doi.org/10.1007/s12206-025-0422-z>
19. **Fogang, V. (2020).** *Timoshenko beam theory exact solution for bending, second-order analysis, and stability* [Supplementary Material].
<https://doi.org/10.20944/preprints202011.0457.v1>
20. **Kim, T., Park, I., & Lee, U. (2017).** Forced vibration of a Timoshenko beam subjected to stationary and moving loads using the modal analysis method. *Shock and Vibration*, *2017*, 3924921.
<https://doi.org/10.1155/2017/3924921>

ЛІТЕРАТУРА

1. **Михайловський Д., Комар О.** Аналіз існуючих досліджень деревини на ударні та балістичні навантаження // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. 2024. Вип. 15, сс. 19–28.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.19-28>
2. **Akash Gaur, Priyanka Dhurvey.** Comparative study of beam theories on the effect of span-depth ratio for symmetric and unsymmetric loadings // *IOP Conf. series: Materials Science and Engineering*. 2020. 936
<https://doi.org/10.1088/1757-899X/936/1/012047>
3. **Abdarrhim M. Ahmed, Abdussalam M. Rifai.** Euler-Bernoulli and Timoshenko beam theories analytical and numerical comprehensive revision // *European Journal of Engineering and Technology Research*. 2021. Vol. 6. Issue 7
<https://dx.doi.org/10.24018/ejers.2021.6.7.2626>
4. **Kefei Zhu, Jintai Chung.** Vibration and stability analysis of a simply-supported Rayleigh beam with spinning and axial motions // *Applied Mathematical Modeling*. 2019. Vol. 66. pp.362-382.
<https://doi.org/10.1016/j.apm.2018.09.021>
6. **Anhhong Rose Nguyen.** Comparative spectral analysis of flexible structure models: the Euler-Bernoulli beam model, the Rayleigh beam model and the Timoshenko beam Model: Master's Thesis // *University of New Hampshire*, 2017.
<https://scholars.unh.edu/thesis/1160/>

7. **Y. Huang, J.X. Wu, X.F. Li, L.E. Yang.** Higher-order theory for bending and vibration of beams with circular cross section // *Journal of Engineering and Mathematics*, 2013, 80: pp. 91-104.
<https://doi.org/10.1007/s10665-013-9620-2>
8. **Amalia K. Argyridi, Evangelos J. Sapountzakis.** Higher order beam element for the local buckling analysis of beams // *Conference: 6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. 2017.
<https://doi.org/10.7712/120117.5407.17453>
9. **Xin Sha, James S. Davidson.** Verification of composite beam theory with finite element model for pretensioned concrete members with prestressing FRP tendons // *Materials*. 2023. 16, 6376.
<https://doi.org/10.3390/ma16196376>
10. **Yu-Ting Lyu, Tsung-Pin Hung, Her-Chang Ay, Hsiu-An Tsai, Yih-Cherng Chiang.** Evaluation of laminated composite beam theory accuracy // *Materials*. 2022. 15, 6941.
<https://doi.org/10.3390/ma15196941>
11. **Farshad Rahmani, Reza Kamgar, Reza Rohgozar.** Finite element analysis of functionally graded beams using different beam theories // *Civil Engineering Journal*. 2020. Vol.6. No. 11. pp. 2086-2102.
<https://dx.doi.org/10.28991/cej-2020-03091604>
12. **M.J. Bianco, C. Könke, A. Habtemariam, V. Zabel.** Exact finite element formulation in generalized beam theory // *International Journal of Advanced Structural Engineering*. 2018. Vol. 10. pp. 295-323.
<https://doi.org/10.1007/s40091-018-0199-8>
13. **Бітюков Д.О., Білик С.І.** Визначення та аналіз фізико-механічних характеристик балок з масивної, клеєної та перехресно-клеєної деревини // *Просторовий розвиток: Науковий збірник*. – К., КНУБА, 2025. Вип. 11. сс. 265-281.
<https://doi.org/10.32347/2786-7269.2025.11.265-281>
14. **Rodrigo Fernandez Nieto.** Comparison of beam theories for cross sectional deflection parameter analysis of Euler, Timoshenko and Reddy beam theories: Bachelor's Thesis // *Eindhoven University of Technology*, 2023.
15. **Bilyk A.S., Ternoviy M.I.** Numerical research of the coefficients of the dynamic work of steel framing covers reduced to a beam structure under the action of a concentrated impulsive load // *Strength of Materials and Theory of Structures. Scientific-and-technical collected articles*. – К.: КНУБА, 2024. – Issue 113. – P. 265-274
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.113.265-274>
16. **J. N. Reddy, Eugenio Ruocco, Jose A. Loya, Ana M. A. Neves.** Theories and analysis of functionally graded beams // *Applied Sciences*. 2021. Issue. 11. 7159.
<https://doi.org/10.3390/app11157159>
18. **Taima M.S., El-Sayed T.A., Shehab M.B. Farghaly S.H., Hand R.J.** Vibration analysis of cracked beam based on Reddy beam theory by finite element method // *Journal of Vibration and Control*. 2022. 29 (19-20). pp. 4589-4606.
<https://doi.org/10.1177/10775463221122122>
19. **Михайловський Д., Комар М., Склярова Т., Бондарчук Б.** Застосування клеєної та поперечно-клеєної деревини при реконструкції та новому будівництві // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. 2024. Вип. 15, сс. 54–65.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.54-65>
20. **Tianyu Wang, Jinshuai Xu, Zhaohui Qi, Tianjiao Zhao.** Shear stress correction in Euler-Bernoulli beam theory // *Journal of Mechanical Science and Technology*. 2025. 39(5). pp. 2627-2637
<https://doi.org/10.1007/s12206-025-0422-z>
21. **Fogang V.** Timoshenko beam theory exact solution for bending, second-order analysis, and stability // *Supplementary Material*. 2020.
<https://doi.org/10.20944/preprints202011.0457.v1>
22. **Taehyun Kim, Pwook Park, Usik Lee.** Forced vibration of a Timoshenko beam subjected to stationary and moving loads using the modal analysis method // *Shock and Vibration*. 2017. ID 3924921
<https://doi.org/10.1155/2017/3924921>

**ПОРІВНЯННЯ РОЗРАХУНКОВИХ
ПРОГІНІВ ПО МОДЕЛЯМ БАЛОК
ЕЙЛЕРА-БЕРНУЛЛІ ТА
ТИМОШЕНКА З
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО
ОТРИМАНИМИ**

Дмитро БІТЮКОВ

Анотація. У статті представлено результати експериментально-теоретичного дослідження прогнозування прогинів дерев'яних балок, виготовлених з трьох поширених типів деревини: масивної, клеєної та перехресно-клеєної. Метою роботи стало порівняння адекватності класичної теорії балки Ейлера-Бернуллі та теорії балки Тимошенка у прогнозуванні їхніх прогинів під статичним навантаженням.

Експериментально досліджено прогини шарнірно опертих балок при зосередженому навантаженні посередині прольоту. Для кожного типу деревини визначено експериментальні значення прогинів та механічні характеристики. Теоретично розраховано прогини за теорією балки Ейлера-Бернуллі та Тимошенка для ідентичних умов.

Порівняльний аналіз показав, що теорія балки Ейлера-Бернуллі недооцінює прогини, з відносними похибками до 9%...15%, що свідчить про значний вплив деформацій зсуву. Натомість, теорія балки Тимошенка продемонструвала значно кращу збіжність з експериментальними даними, з похибками в межах -2%...+4%.

Для підвищення точності прогнозування за теорією балки Ейлера-Бернуллі, запропоновано введення усереднених емпіричних коефіцієнтів зсуву, визначених на основі експериментальних результатів. Застосування цих коефіцієнтів дозволило суттєво зменшити розбіжності між теоретичними та експериментальними значеннями прогинів для всіх досліджуваних типів деревини.

Отримані результати підтверджують важливість урахування деформацій зсуву при аналізі балок з матеріалі. Застосування теорії Тимошенка або модифікованої теорії Ейлера-Бернуллі з емпіричними коефіцієнтами є більш обґрунтованим для точного прогнозування їхньої деформативної поведінки.

Ключові слова: масивна деревина (МД), клеєна деревина (КД), перехресно-клеєна деревина (ПКД), модуль деформації, модуль деформації зсуву, теорія балки Ейлера-Бернуллі, теорія балки Тимошенка

Стаття надійшла до редакції 16.05.2025 р.

COMPARISON OF METHODS FOR CALCULATING THE PARAMETERS OF AN EXPLOSION SHOCK WAVE FOR THE DESIGN OF PROTECTIVE ENGINEERING STRUCTURES

Denys MYKHAILOVSKYI¹, Igor SKLIAROV², Oleg KOMAR³

^{1,2,3} Kyiv National University of Construction and Architecture
31, Povitryanykh Syl Avenue, Kyiv, Ukraine, 03037

¹ mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0003-3151-8630>

² skliarov.io@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-6150-5518>

³ komar_oa-2023@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0009-0004-4507-9178>

Abstract. The military aggression of the Russian Federation against Ukraine, through the use of the full range of enemy aerial attack means not only against military targets but also against critical infrastructure objects (hereinafter – CIOs) [1, 2] and other civilian facilities, has brought significant changes in the construction of protective and civil defense structures. The current regulatory documents [3] were developed under the assumption of a single nuclear explosion occurring at a considerable distance from the facility, which is why the design of building structures was carried out without taking into account other damaging factors [4].

The realities of the war have shown that the enemy's use of high-precision weapons in the form of kamikaze unmanned aerial vehicles (hereinafter – UAVs) and various types of missiles requires the immediate development of unified approaches to the construction of modern, highly reliable protective and fortification structures.

Today, Ukraine is actively implementing the “Fortress Country” concept, approved by a resolution of the Cabinet of Ministers of Ukraine. This concept envisions integrated protection of CIOs and other strategically important facilities, which includes the organization of layered air defense systems similar to those used in Israel, the United States, and other countries. This approach is combined with comprehensive civil and engineering protection measures, electronic warfare systems, the deployment of decoys, camouflage, the shift from large strategic facilities to smaller,



Denys MYKHAILOVSKYI

Professor of the Department of Metal and Timber Structures, Doctor of Technical Sciences, Professor



Ihor SKLIAROV

Associate Professor of the Department of Metal and Timber Structures, PhD (Tech.), Associate Professor



Oleh KOMAR

Postgraduate Student of the Department of Metal and Timber Structures

dispersed ones, as well as the transition to natural energy sources. Altogether, these measures are expected to significantly increase the country's resilience to external threats during martial law.

In fact, Ukraine must develop a regulatory framework ensuring that, when designing fortification and engineering protection structures for CIOs and other critical objects, new threats from enemy aerial attacks are duly considered.

Keywords: last wave; overpressure; reflected pressure; explosive substance; TNT equivalent.

PROBLEM STATEMENT

The ongoing military conflict in Ukraine has led to an urgent need for the construction of a large number of fortification and protective structures of various purposes and structural forms. In addition to standard loads and impacts, these structures must also account for specific effects associated with enemy attack threats, as outlined in [11]. Such effects include: the action of an explosion shock wave (hereinafter – ESW), fragmentation damage, partial or complete penetration of munitions into the body of the protective structure (which may be followed by detonation), high temperatures, and more.

To describe the explosion (detonation) of an industrial explosive charge, the point explosion model is commonly used. In the case of an explosion above the surface (airburst), a spherical shock wave is generated, while a ground-level explosion produces a hemispherical wave.

The aim of this study is to review existing engineering-analytical methods for determining the main characteristics of the explosion shock wave (ESW) resulting from enemy aerial attacks. Selecting the correct calculation method for different types of threats and materials used in protective barriers is a critical

task for the proper design of fortification and protective structures.

According to works [5–7], the main types of enemy weapons used for aerial strikes against critical infrastructure (CI) include air-, land-, and sea-launched missiles, as well as loitering munitions (kamikaze UAVs). The primary damaging factors in such attacks are fragmentation and the explosion shock wave.

Despite the existence of a large number of publications on this topic [8–10], the calculation of ESW parameters remains highly relevant. In this work, we attempt to generalize and present the main existing methods for determining ESW parameters.

CORE RESEARCH

1. Methodology by M.O. Sadovsky

During the explosion of a TNT charge with an effective mass m_{ef} in the air, the overpressure at the shock wave front can be calculated using the empirical formula by M.O. Sadovsky [12], derived from the analysis of experimental data obtained during TNT detonations under standard atmospheric conditions. The formula is named after its originator, Mykhailo Oleksandrovych Sadovsky:

$$p_s = 0,084 \frac{\sqrt[3]{m_{ef}}}{R} + 0,27 \frac{\sqrt[3]{m_{ef}^2}}{R^2} + 0,7 \frac{m_{ef}}{R^3}; \quad (1)$$

where: p_s – overpressure of the explosion shock wave, MPa;

$m_{ef} = k_{ef} \eta m_e$ – equivalent mass of the explosive, which depends on the actual mass of the explosive, the TNT equivalent, and the type of explosion, kg;

R – distance from the explosion point to the location where the overpressure of the shock wave is being determined, m.

The coefficient k_{ef} accounts for the type of explosive material, while η accounts for the nature of the explosion. For TNT – $k_{ef} = 1$; for RDX – 1,31; for TEN – 1,39; for HMX – 1,28; for Amatol 80/20 – 0,98; for black powder – 0,66; for Pentolite 50/50 – 1,13; for Oxyliquits – 0,9-1. For an airburst explosion $\eta = 1$. For dense loams and clays $\eta = 1,6$. The maximum pressure on the ground surface during an airburst explosion depends on the detonation

height. However, for a relatively small height, less than R , the given formula remains valid. In this case, the shock wave propagates along the ground surface with a vertical front.

Reference [12] provides a variant of M.O. Sadovsky's formula for determining the overpressure at the shock wave front in the case of a surface explosion, where the explosion energy is distributed not over a full sphere, but only over a hemisphere:

$$p_s = 0,095 \frac{\sqrt[3]{m_{ef}}}{R} + 0,39 \frac{\sqrt[3]{m_{ef}^2}}{R^2} + 1,3 \frac{m_{ef}}{R^3}; \quad (2)$$

where: p_s – overpressure of the explosion shock wave, MPa;
 m_{ef} – the mass of the explosive in TNT equivalent, kg;
 R – the distance from the explosion point to the location where the overpressure of the explosion shock wave is being determined, m.

The duration of the compression phase (in seconds) can be calculated using the following formula:

$$t_s = 1,5 \cdot 10^{-3} \sqrt[6]{m_{ef}} \sqrt{R}; \quad (3)$$

and the pressure impulse during the compression phase, in Pa·s:

$$i_s = 126 \frac{\sqrt[3]{m_{ef}^2}}{R}. \quad (4)$$

The duration of the compression phase (in seconds) for a surface explosion can be calculated using the following formula:

$$t_s = 1,7 \cdot 10^{-3} \sqrt[6]{m_{ef}} \sqrt{R}; \quad (5)$$

pressure impulse during the compression phase, in Pa·s:

$$i_s = 200 \frac{\sqrt[3]{m_{ef}^2}}{R}. \quad (6)$$

Experimental studies have shown that M.O. Sadosky's formulas provide good agreement for overpressure calculations when the TNT equivalent of the explosive exceeds 2 kg.

2. Methodology by A.N. Birbraer

Reference [13] presents a somewhat different methodology for determining the parameters of an explosion shock wave. The

pressure from an air shock wave is primarily determined based on the mass of the explosive charge, the distance from the explosion center, and the environmental conditions. An approximate method for calculating the shock wave parameters is provided below. The effect of an air explosion depends on the scaled distance, expressed in $\text{m/kg}^{1/3}$:

$$\bar{R} = \frac{R}{\sqrt[3]{m_{ef}}}; \quad (7)$$

where: R – distance from the explosion point to the object under study, m;

$m_{ef} = (1 - \varepsilon) \cdot a \cdot m_e$ – effective mass of the explosive in TNT equivalent;

m_e – mass of the explosive, kg;

ε – the fraction of explosion energy spent on crater formation (for rocky soils

$\varepsilon = 0,05$; for soft soils

$\varepsilon = 0,2$; if the explosion occurs in the air without crater formation

$\varepsilon = 0$);

$a = k_{ef}$ – the ratio of the specific energy of the explosive to the specific energy of TNT.

The overpressure at the front of the explosion shock wave is equal to, MPa:

$$p_f = \begin{cases} \left(\frac{0.92}{\bar{R}} + \frac{3.5}{\bar{R}^2} + \frac{10.6}{\bar{R}^3} \right) \times 10^{-1} & \text{at } 1.2 \leq \bar{R} < 17.8 \\ 4.2 \bar{R}^{-1.45} \times 10^{-1} & \text{at } 17.8 \leq \bar{R} < 1000 \end{cases} \quad (8)$$

The given formulas are applicable for $R > 3$ m. The formation of the explosion shock wave (ESW) is influenced by whether the explosion is an airburst or surface burst, the

shape of the explosive charge, and its burial depth in the ground prior to detonation. The duration of the compression phase in this case is, s:

$$\tau_+ = \begin{cases} 1.7 \cdot 10^{-3} \sqrt[3]{m_{ef}} \sqrt{\bar{R}} & \text{at } 1.2 \leq \bar{R} < 10 \\ 6.594 \cdot 10^{-3} \sqrt[3]{m_{ef}} [\lg(0.4\bar{R})]^{0.4} & \text{at } 10 \leq \bar{R} < 1000 \end{cases} \quad (9)$$

Since the duration of the explosion shock wave (ESW) during detonation explosions is usually extremely short, the vibrations and strength of structures can be determined using the impulse theorem. For this purpose, the specific impulse of the compression phase i_+ (Pa·s) is used, which is numerically equal to

the area under the pressure curve in this phase (see Fig. 1). Under $12 \leq \bar{R} < 1000$, $m/kg^{1/3}$.

$$i_+ = 350 \frac{\sqrt[3]{m_{ef}}}{\bar{R}} \quad (10)$$

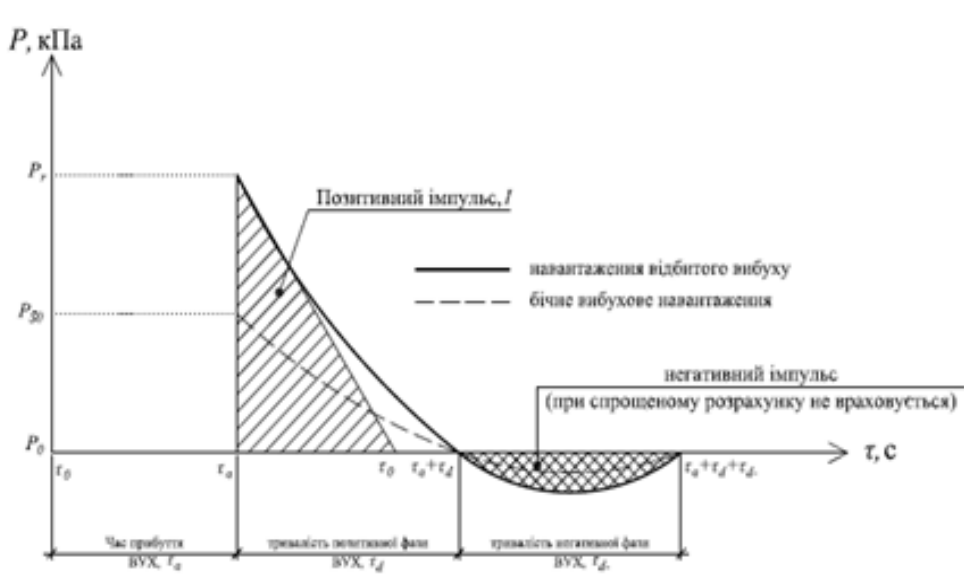


Fig. 1. Parameters of Detonation Blast Wave
Рис. 1. Параметри детонаційної вибухово-ударної хвилі

The pressure distribution during the τ_+ phase can be approximately assumed to follow a triangular law. The negative phase τ_- , is generally less destructive to massive engineering protective structures and therefore can be neglected.

3. Methodology by Brode, H. L. and others

In Brode’s work [14] and in later studies by other researchers [15], the following formula is proposed for determining the overpressure of the explosion shock wave (ESW), in MPa:

$$p_f = \begin{cases} \left(\frac{0.975}{\bar{R}} + \frac{1.455}{\bar{R}^2} + \frac{5.85}{\bar{R}^3} - 0.019 \right) \times 10^{-1} & \text{at } 0.01 \leq p_f < 1 \\ \left(\frac{6.7}{\bar{R}^3} + 1 \right) \times 10^{-1} & \text{at } p_f \geq 1 \end{cases} \quad (11)$$

In formula (11) \bar{R} – the scaled distance from the explosion point to the object, which should be determined using formula (7), expressed in $\text{m/kg}^{1/3}$.

4. Methodology by Henrych, J

$$p_f = \begin{cases} \left(\frac{14.072}{\bar{R}} + \frac{5.540}{\bar{R}^2} + \frac{0.357}{\bar{R}^3} + \frac{0.006}{\bar{R}^4} \right) \times 10^{-1} & \text{at } 0.05 < \bar{R} \leq 0.3 \\ \left(\frac{6.194}{\bar{R}} + \frac{0.326}{\bar{R}^2} + \frac{2.132}{\bar{R}^3} \right) \times 10^{-1} & \text{at } 0.3 < \bar{R} \leq 1.0 \\ \left(\frac{0.662}{\bar{R}} + \frac{4.05}{\bar{R}^2} + \frac{3.288}{\bar{R}^3} \right) \times 10^{-1} & \text{at } 1.0 < \bar{R} \leq 10 \end{cases} \quad (12)$$

In formula (12) \bar{R} – the scaled distance from the explosion point to the object, which should be determined using formula (7), expressed in $\text{m/kg}^{1/3}$.

Reference [16] proposes the following formulas for determining the overpressure of the explosion shock wave (ESW), the duration of the compression phase, and the value of the positive impulse.

The overpressure of the ESW is suggested to be determined by the following condition, in MPa:

The duration of the compression phase is calculated using the formula, s:

$$\tau_+ = \sqrt[3]{m_{ef}} \left(0.107 + 0.444\bar{R} + 0.264\bar{R}^2 - 0.129\bar{R}^3 + 0.0335\bar{R}^4 \right) \cdot 10^3. \quad (13)$$

For formula (13), the following limitation is introduced: $0.05 < \bar{R} \leq 3$.

The value of the specific impulse of the compression phase according to [16] should be determined by the following condition, Pa·s:

$$i_+ = \sqrt[3]{m_{ef}} \begin{cases} \left(66.3 - \frac{111.5}{\bar{R}} + \frac{62.9}{\bar{R}^2} - \frac{10.04}{\bar{R}^3} \right) \cdot 10^{-1} & \text{at } 0.4 < \bar{R} \leq 0.75 \\ \left(-3.22 + \frac{21.1}{\bar{R}} - \frac{21.6}{\bar{R}^2} + \frac{8.01}{\bar{R}^3} \right) \cdot 10^{-1} & \text{at } 0.75 < \bar{R} \leq 3 \end{cases} \quad (14)$$

In formulas (13) and (14) m_{ef} – effective mass of the explosive in TNT equivalent.

The value of the ESW overpressure is recommended to be determined using the following condition, in MPa:

5. Methodology by Korenev B. and others

The work dedicated to the dynamic behavior of building structures [17] contains the following formulas for determining the parameters of the explosion shock wave (ESW).

$$p_f = \left(\frac{0.84}{\bar{R}} + \frac{2.7}{\bar{R}^2} + \frac{7.0}{\bar{R}^3} \right) \times 10^{-1}. \quad (15)$$

The duration of the compression phase is recommended to be determined using the following formula, in seconds:

$$\tau_+ = 1.5 \cdot \sqrt[3]{m_{ef}} \sqrt{R} \cdot 10^{-3}. \quad (16)$$

The value of the specific impulse of the compression phase according to [17] should be determined by the following condition, Pa·s:

$$i_+ = 4 \frac{\sqrt[3]{m_{ef}^2}}{R} \cdot 10^2 = 4 \frac{R}{\bar{R}^2} \cdot 10^2. \quad (17)$$

In formulas (15), (16), and (17): m_{ef} – effective mass of the explosive in TNT equivalent, which depends on the mass of the explosive and the type of explosion, kg; \bar{R} – scaled distance from the explosion point to the object, which should be determined using

formula (7), $\text{m/kg}^{1/3}$; R – distance from the explosion point to the location where the overpressure of the explosion shock wave is determined, m.

6. Methodology by Kinney & Graham

The formulas for determining explosion parameters by Kinney & Graham, presented in [18], have become widely used.

The overpressure at the shock wave front according to [18] is recommended to be calculated using the following formula, in kPa:

$$p_f = p_0 \frac{808 \left(1 + \left(\frac{\bar{R}}{4.5} \right)^2 \right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{\bar{R}}{0.048} \right)^2} \sqrt{1 + \left(\frac{\bar{R}}{0.32} \right)^2} \sqrt{1 + \left(\frac{\bar{R}}{1.35} \right)^2}}, \quad (18)$$

where: \bar{R} – scaled distance from the explosion point to the object, which should be determined using formula (7), $\text{m/kg}^{1/3}$;
 p_0 – atmospheric pressure value (101.3 kPa), in kPa.

The negative overpressure is then calculated using the following formula, in kPa:

$$p_{f-} = -\frac{p_f}{\alpha} e^{-(\alpha+1)}; \quad (19)$$

where α – is the shape coefficient, which should be determined using formula (20).

$$p_{f-} = -\frac{p_f}{\alpha} e^{-(\alpha+1)}. \quad (20)$$

The positive specific impulse of the shock wave is determined using the following formula, in kPa·s:

$$i_+ = \sqrt[3]{m_{ef}} \frac{0.067 \sqrt{1 + \left(\frac{\bar{R}}{0.23} \right)^4}}{\bar{R}^2 \sqrt[3]{1 + \left(\frac{\bar{R}}{1.55} \right)^3}}. \quad (21)$$

For scaled distance values $\bar{R} > 2.8$ a simplified formula may be used:

$$i_+ = \frac{2.1R}{\bar{R}^2}. \quad (22)$$

The duration of the compression phase in this case is, s (in seconds):

$$\tau_+ = \frac{i_+}{p_f} \left(\frac{\alpha^2}{\alpha - 1 + e^{-\alpha}} \right). \quad (23)$$

7. Methodology by Kingery-Bulmash using UFC 4-023-02 charts

For more accurate calculations, the relationships known as the Kingery-Bulmash formulas [19, 20] are currently widely used. The authors applied curve-fitting methods to

represent the data using higher-order polynomial equations.

The results of their work are reflected in UFC 4-023-02, where charts are provided to determine the main parameters of the explosion shock wave depending on the scaled distance Z,

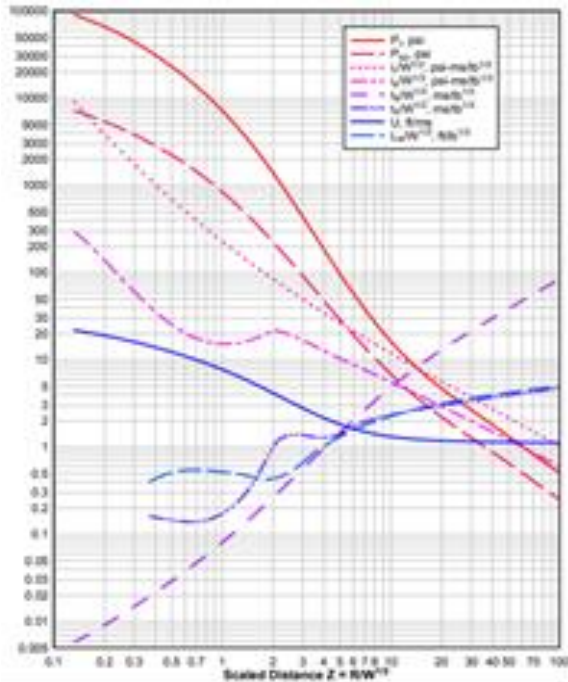


Fig. 2. Parameters of Blast Wave for Air Explosion according to UFC 4-023-02

Рис. 2. Параметри ВУХ при повітряному вибуху згідно UFC 4-023-02

The duration of the impulse action is determined using the following formula, s (in seconds):

$$t = \frac{2 \cdot I}{P} \tag{22}$$

When an explosion occurs, the shock wave propagates as a high-pressure front moving in all directions. Upon reaching a surface, the blast wave interacts with it: air particles are suddenly decelerated, and their kinetic energy is converted into pressure energy, which superimposes, forming the reflected blast pressure. Thus, at the point of impact between the wave front and the obstacle, a reflected pressure is generated, which usually significantly exceeds the incident shock wave pressure due to the additional energy

which is determined using formula (7). To use the charts, unit conversions to the metric system should be made:

$$1 \text{ pound (lb)} = 4.445 \text{ N}; 1 \text{ pound/inch}^2 (1 \text{ psi}) = 6,890 \text{ Pa.}$$

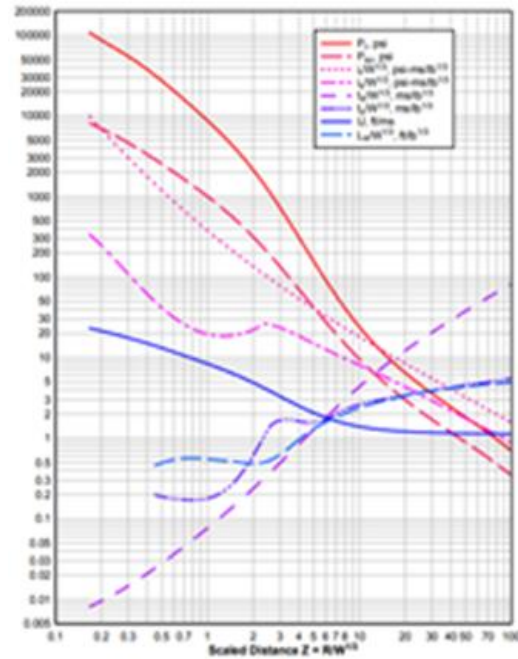


Fig. 3. Parameters of Blast Wave for Surface Explosion to UFC 4-023-02

Рис. 3. Параметри ВУХ при наземному вибуху UFC 4-023-02

contributed by the reflected wave. As shown by the analysis of existing blast wave parameter calculation methods, this effect is often not taken into account in many approaches.

To compare the results of blast wave parameter calculations in methods where no procedure for determining the reflected pressure of an airburst is provided, it can be estimated using the following formula:

$$p_r = \frac{p_f}{2} \left(2 + \frac{\gamma + 1}{\gamma - 1} \cdot \frac{p_{fr}}{\Delta p_f} \right); \tag{23}$$

where p_r – reflected overpressure of the blast wave, MPa;
 p_{fr} – pressure at the blast wave front, MPa;
 γ – adiabatic index of the medium (for air, $\gamma \approx 1.4$).

$$p_{fr} = p_a + p_f; \quad (24)$$

where p_a – atmospheric pressure, approximately 0.1013 MPa;

p_f – overpressure of the blast wave, MPa.

In [13], the following formulas are proposed to calculate the reflected blast wave pressure under the condition that the wave front propagates perpendicularly to the front wall of a structure, MPa:

when the area of the openings in the wall is less than 10%:

$$p_r = 2p_f + \frac{6(p_f)^2}{p_f + 0.72}; \quad (25)$$

when the area of the openings in the wall is more than 10%:

$$p_r = p_f + \frac{2.5(p_f)^2}{\Delta p_f + 0.72}. \quad (26)$$

In these formulas, the first term represents the actual reflected pressure, and the second term accounts for the dynamic (velocity) pressure of the air. The amplification of pressure due to reflection is characterized by the reflection coefficient $k = p_r/p_f$, which in formula (25) is taken as 2.

To compare the calculation results, an analysis was conducted for each of the blast wave parameter estimation methodologies under two different scenarios:

- in the case of indirect impact from a Kh-22 missile at a distance of 15 meters from the calculated structure (TNT equivalent of 718.2 kg);
- in the case of indirect impact from a “Shahed-136” UAV detonating at a distance of 5 meters from the calculated structure (TNT equivalent of 34 kg).

Table 1. Calculated Parameters of Blast Wave for an Airburst Explosion at a Distance of 15 m from the Epicenter, with Explosive Mass of 718.2 kg TNT Equivalent. Airburst Explosion.

Табл. 1. Значення розрахункових параметрів вибухово-ударної хвилі для наземного вибуху на відстані від епіцентру 15 м, вибухової речовини 718,2 кг в тротиловому еквіваленті. Повітряний вибух.

Method	Overpressure value, kPa	Duration of the compression phase, seconds	Specific pressure impulse, Pa·s	Reflected pressure, kPa (for methods that do not include this parameter, calculated using formula (26))
Empirical formulas by M.O. Sadovsky	295,3	0,017	673,54	1485,1
Empirical formulas by Birbrayer	405,2	0,02	1870,94	1924,5
Empirical formulas by Henrych. J	253,8	0,011	3028,84	1302
Empirical formulas by Kinney & Graham	314,3	0,009	864,08	1523,8
Methodology of Kingery-Bulmash using UFC 4-023-02 charts	301,33	0,068	1027,23	1172,49

Table 2. Calculated Parameters of Blast Wave for a Surface Explosion at a Distance of 15 m from the Epicenter, with Explosive Mass of 718.2 kg TNT Equivalent. Surface Explosion.

Табл. 2. Значення розрахункових параметрів вибухово-ударної хвилі для наземного вибуху на відстані від епіцентру 15 м, вибухової речовини 718,2 кг в тротиловому еквіваленті. Наземний вибух.

Method	Overpressure value, kPa	Duration of the compression phase, seconds	Specific pressure impulse, Pa·s	Reflected pressure, kPa (for methods that do not include this parameter, calculated using formula (26))
Empirical formulas by M.O. Sadovsky	472,3	0,02	1069,11	2192,9
Empirical formulas by Birbrayer	572,2	0,019	1744,03	2792,9
Empirical formulas by Henrych. J	235,6	0,011	2852,58	1235,5
Empirical formulas by Kinney & Graham	289,6	0,009	817,68	1433,3
Methodology of Kingery-Bulmash using UFC 4-023-02 charts	427,05	0,011	1427,84	1809,44

Табл. 3. Значення розрахункових параметрів вибухово-ударної хвилі для вибуху в повітрі на відстані від епіцентру 5 м, вибухової речовини 34 кг в тротиловому еквіваленті. Повітряний вибух.

Table 3. Calculated Parameters of Blast Wave for an Airburst Explosion at a Distance of 5 m from the Epicenter, with Explosive Mass of 34 kg TNT Equivalent. Airburst Explosion.

Method	Overpressure value, kPa	Duration of the compression phase, second	Specific pressure impulse, Pa·s	Reflected pressure, kPa (for methods that do not include this parameter, calculated using formula (26))
Empirical formulas by M.O. Sadovsky	358,2	0,006	264,48	1684,7
Empirical formulas by Birbrayer	494,9	0,007	734,66	2185,9
Empirical formulas by Henrych. J	302,3	0,004	1153,99	1480,1
Empirical formulas by Kinney & Graham	380,1	0,003	326,44	1765,1
Methodology of Kingery-Bulmash using UFC 4-023-02 charts	361,65	0,0039	402,75	1503,1

Табл. 4. Значення розрахункових параметрів вибухово-ударної хвилі для наземного вибуху на відстані від епіцентру 5 м, вибухової речовини 34 кг в тротиловому еквіваленті. Наземний вибух.

Table 4. Calculated Parameters of Blast Wave for a Surface Explosion at a Distance of 5 m from the Epicenter, with Explosive Mass of 34 kg TNT Equivalent. Surface Explosion.

Method	Overpressure value, kPa	Duration of the compression phase, seconds	Specific pressure impulse, Pa·s	Reflected pressure, kPa (for methods that do not include this parameter, calculated using formula (26))
Empirical formulas by M.O. Sadovsky	326,1	0,007	419,8	2667,2
Empirical formulas by Birbrayer	454	0,007	684,82	2036,1
Empirical formulas by Henrych. J	280,4	0,004	1090,83	1399,5
Empirical formulas by Kinney & Graham	350,4	0,003	309,57	1656,2
Methodology of Kingery-Bulmash using UFC 4-023-02 charts	516	0,0034	558,51	2320

CONCLUSIONS AND PROSPECTS FOR FURTHER RESEARCH

This work reviews existing global methodologies for determining the parameters of blast shock waves.

The need for developing a clear engineering methodology for calculating building structures under the action of blast shock waves in various attack scenarios using different types of weapons has been raised.

Methods for calculating blast shock wave parameters necessary for further structural analysis of buildings and facilities as a whole are presented.

The obtained results allow the following conclusions:

the empirical formulas of M.O. Sadovsky and A.N. Birbraer approximate experimental results well for charge masses above 2 kg and are simple for practical use; however, they do not account for reflected pressure, which limits their accuracy in calculating effects on engineering structures;

the Kinney & Graham methodology, as well as the Kingery-Bulmash approach (UFC 4-023-02), provide more accurate consideration of the relationships between pressure, impulse, and

compression phase duration, especially for air blasts;

the charts and approximation dependencies from UFC 4-023-02 allow obtaining fairly accurate values for a wide range of distances and charge masses, with the possibility of accounting for complex environmental conditions.

A comparison of methodologies showed that with the same initial parameters, results may differ significantly, necessitating a comprehensive approach when selecting a calculation method for a specific task.

Reflected pressure values, which are not considered by most methods, have a significant impact when assessing the effect of blast shock waves on structures, particularly in cases of frontal impact. For their inclusion, it is advisable to use generalized formulas, such as those proposed in [13].

Prospects for further research include: improving the methodology for calculating blast shock wave parameters of all probable damaging elements needed for the structural analysis of buildings and facilities; developing a unified methodology that would incorporate the advantages of different approaches for various types of explosions (air, surface, underground) and structures (massive, lightweight, with or without openings);

conducting experimental research and computer modeling to refine empirical coefficients in the dependencies used in existing methodologies; investigating the influence of reflected waves in urban environments, where complex building configurations can significantly alter wave characteristics.

The development of modern calculation methods, with awareness of current wartime threats, will enable the most effective construction of engineering protective and fortification structures, thereby greatly contributing to the realization of the “Fortress Country” concept.

REFERENCES

- Bobro, D. H.** (2015). Vyznachennia kryteriiv otsinky ta zahrozy krytychnii infrastrukturi [Determination of assessment criteria and threats to critical infrastructure] [in Ukrainian]. *Stratehichni priorytety. Seriya Ekonomika*, (4) (37), 83-93.
- Biryukov, D. S., & Kondratov, S. I.** (Eds.). (2016). *Zelena knyha z pytan zakhystu krytychnoi infrastruktury v Ukraini* [Green paper on critical infrastructure protection in Ukraine] [in Ukrainian]. NISD.
- Ministry of Communities, Territories and Infrastructure Development of Ukraine.** (2023). *DBN V.2.2-5:2023 Zakhysni sporudy tsyvilnoho zakhystu* [Protective structures of civil defense] [in Ukrainian].
- Chaitanya, K. M.** (n.d.). Progressive collapse of structures. *International Journal of Mechanical Civil and Control Engineering*, 23-29.
- Mykhailovskyi, D. V., Bilyk, A. S., & Skliarov, I. O.** (2024). *Rozrakhunok konstrukttsii budivel i sporud na dii osnovnykh faktoriv urazhennia zasobiv povitrianoho napa-du* [Calculation of building structures for the effects of main air strike damage factors] [Monograph] [in Ukrainian]. Karavela. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.111.155-171>
- Mykhailovskyi, D., & Skliarov, I.** (2023). Methods of calculation and engineering protection of critical infrastructure objects and other strategic facilities against long-range projectiles. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (111), 155-171. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.111.155-171>
- Mykhailovskyi, D. V., Skliarov, I. O., Khomik, M. M., Vavilova, N. V., & Skliarova, T. S.** (2024). Analysis of methods for calculating the penetrating effect of the main types of missiles and fragmentation damage to the structures of protective constructions. *Strength of Materials and Theory of Structures*, *113*, 171-182. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.113.171-182>
- Cormie, D., Mays, G., & Smith, S.** (2020). *Blast effects on buildings* (3rd ed.). ICE Publishing.
- Khadid et al.** (2007). Blast loaded stiffened plates. *Journal of Engineering and Applied Sciences*, *2*(2), 456-461.
- Bounds, W. L.** (2010). *Design of blast-resistant buildings in petrochemical facilities*. ASCE Publications.
- Ministry of Construction of Ukraine.** (2006). *DBN V.1.2-2:2006 Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnykh ob'ektiv. Navantazhennia i vplyvy* [System of reliability and safety of construction objects. Loads and impacts] [in Ukrainian].
- Balagansky, I. A., & Merzhevsky, L. A.** (2004). *Diia zasobiv vrazhennia ta boieprypasiv* [Effects of weapons and ammunition] [in Ukrainian]. NGTU.
- Birbraer, A. N., & Roleder, A. Y.** (2009). *Ekstremalni vplyvy na sporudy* [Extreme impacts on structures] [in Ukrainian]. Politekhnik.
- Brode, H. L.** (1995). Numerical solution of spherical blast waves. *Journal of Applied Physics*, *26*(6), 766-775.
- Mays, G. C., & Smith, P. D.** (Eds.). (1995). *Blast effects on buildings: Design of buildings to optimize resistance to blast loading*. Thomas Telford.
- Henrych, J.** (1979). *The dynamics of explosion and its use*. Elsevier.
- Korenev, B., & Rabinovič, I. M.** (1985). *Baudynamik: Konstruktionen unter speziellen Einwirkungen* [Structural dynamics: Constructions under special impacts]. VEB Verlag für Bauwesen.
- Kinney, G. F., & Graham, K. J.** (1985). *Explosive shocks in air*. Springer. <https://doi.org/10.1007/978-3-642-86682-1>
- Getun, H., Koliakova, V., Bezkliubenko, I., & Solomin, A.** (2023). Konstruktyvni rishennia vybukhostiikykh budivel z prymishchenniamy tsyvilnoho zakhystu naseleння [Structural

solutions for blast-resistant buildings with civil protection premises] [in Ukrainian]. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, *13*, 41-50.

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.13.2023.41-50>

20. Koliakova, V., Dumych, A., & Sumak, A. (2024, January). Stress-strain state of shelter structures under the action of air shock wave. In *Sworld-Us Conference proceedings (No. usc22-01, pp. 49-56)*

<https://doi.org/10.30888/2709-2267.2024-22-00-020>

21. Romashkina, M., Pisarevskiy, B., & Zhuravlov, O. (2024). Rozrakhunok budivli na vplyv dii povitrianoi udarnoi khvyl pryamym dynamichnym metodom z vykorystanniam PK LIRA-SAPR [Building calculation for air blast wave impact using direct dynamic method with LIRA-SAPR software] [in Ukrainian]. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (14), 147-160.

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.147-160>

ЛІТЕРАТУРА

1. Бобро Д.Г. (2015) Визначення критеріїв оцінки та загрози критичній інфраструктурі / *Стратегічні пріоритети*. – Серія ЕКОНОМІКА – № 4 (37). – С. 83-93.
2. Д.С. Бірюков, С.І Кондратов (2016) Зелена книга з питань захисту критичної інфраструктури в Україні: зб. матеріалів міжнар. експерт. нарад / упоряд. Д.С. Бірюков, С.І Кондратов – К. : НІСД. – 176 С.
3. ДБН В.2.2-5:2023 Захисні споруди цивільного захисту. – чинні від 2023-11-01. – Київ: Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023 – 131 с.
4. Krishna Chaitanya m. progressive collapse of structures // *international journal of mechanical civil and control engineering*. – vengatapathy: international institute of scientific research and technology. – P. 23-29.
5. Михайловський Д. В., Білик А. С., Склярів І. О. (2024) розрахунок конструкцій будівель і споруд на дії основних факторів ураження засобів повітряного нападу: Монографія / Київ: Каравела. – 92 С. ISBN 978-960-801-874-7. DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.155-171.
6. Denys Mykhailovskyi, Ihor Skliarov (2023) Methods of calculation and engineering protection of critical infrastructure objects and

other strategic facilities against long-range projectiles / *Strength of materials and theory of structures: scientific and technical collection*. – K.: KNUCA. – ISSUE. 111. – P. 155-171.

DOI: 10.32347/2410-2547.2023.111.155-171.

7. Mykhailovskyi D.V., Skliarov I.O., Khomik M.M., Vavilova N.V., Skliarova T.S. (2024) Analysis of methods for calculating the penetrating effect of the main types of missiles and fragmentation damage to the structures of protective constructions / *strength of materials and theory of structures: scientific and technical collection* - Kyiv: KNUCA. - ISSUE 113. - P. 171-182. DOI: 10.32347/2410-2547.2024.113.171-182.
8. D. Cormie, G. Mays, S. Smith, (2020) Blast effects on buildings, third edition, London, - 320 P. ISBN 978-0-7277-6147-7
9. Khadid ET AL. (2007), “Blast loaded stiffened plates” *Journal of engineering and applied sciences*, VOL. 2(2) PP. 456-461.
10. Bounds, W.L. (2010) Design of blast-resistant buildings in petrochemical facilities; asce publications: RESTON, VA, USA, 2010. – 300 P.
11. ДБН В.1.2-2:2006 система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. навантаження і впливи. норми проєктування – [чинні від 2007-01-01]. – кийв: Український науково-дослідний та проєктний інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського – 75 с.
12. Балаганский И. А., Мерзиевский Л. А. (2004) Дія засобів враження та боєприпасів. Новосибирск: НГТУ. – 408 С.
13. Бирбраер А.Н. (2009) Екстремальні впливи на споруди / А. Н. Бирбраер, А. Ю. Роleder – СПб.: Видавництво Політехнічного Університету, 2009 – 594 С.
14. Brode, H. L. (1995): Numerical solution of spherical blast waves. *Journal of applied physics*, BD. 26(6),. – P. 766 – 775.
15. MAYS, G. C.; SMITH, P. D. (HG.): (1995) Blast effects on buildings – *Design of buildings to optimize resistance to blast loading*. thomas telford, London. – 121 P.
16. Henrych, J.: The dynamics of explosion and its use. elsevier, Amsterdam, 1979. – 558 P.
17. Korenev, B.; Rabinovič, I. M.: *Baudynamik (1985) – Konstruktionen unter speziellen einwirkungen*. veb verlag für bauwesen, Berlin. – 341 P.
18. Kinney, G. F.; Graham, K. J.(1985) Explosive shocks in air. springer, New York – 269 P. ISBN 978-3-642-86682-1.

19. Гетун, Г., Колякова, В., Безклубенко, І., & Соломін, А. (2023). Конструктивні рішення вибухостійких будівель з приміщеннями цивільного захисту населення. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (13), 41–50. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.13.2023.41-50>
20. Koliakova, V., Dumych, A., & Sumak, A. (2024, January). Stress-strain state of shelter structures under the action of air shock wave. In *Sworld-Us Conference proceedings (No. usc22-01, pp. 49-56)*. <https://doi.org/10.30888/2709-2267.2024-22-00-020>
21. Ромашкіна, М., Пісаревський, Б., & Журавльов, О. (2024). Розрахунок будівлі на вплив дії повітряної ударної хвилі прямим динамічним методом з використанням ПК ЛПА-САПР. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (14), 147–160. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.147-160>

ПОРІВНЯННЯ МЕТОДИК РОЗРАХУНКУ ПАРАМЕТРІВ ВИБУХОВО-УДАРНОЇ ХВИЛІ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ СПОРУД ІНЖЕНЕРНОГО ЗАХИСТУ

Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ,
Ігор СКЛЯРОВ,
Олег КОМАР

Анотація. Воєнна агресія РФ проти України, шляхом застосування всієї номенклатури засобів повітряного нападу противника не лише проти військових цілей, але і проти об'єктів критичної інфраструктури (далі - ОКІ) [1, 2] та інших цивільних об'єктів, привнесла суттєві зміни в частині зведення захисних споруд та споруд цивільного захисту. Чинні нормативні документи [3] розроблялись з передумови поодинокого ядерного вибуху на значній відстані від об'єкту, через що і розрахунки будівельних конструкцій виконувались без урахування інших факторів ураження [4]. Реалії війни показали, що застосування ворогом високоточного озброєння у вигляді безпілотних летальних апаратів (далі – БпЛА) – камі-кадзе та багатьох типів ракет, потребують негайного

урахування шляхом розробки єдиних підходів до зведення сучасних за-хисних та фортифікаційних споруд високої надійності.

Сьогодні в Україні активно впроваджується концепція “Країна-фортеця” схвалена постановою Кабінету Міністрів України, згідно якої передбачено інтегральний захист ОКІ та інших об'єктів стратегічного значення, що передбачає організацію ешелонованої протиповітряної оборони аналогічно системам захисту Ізраїлю, США та інших країн, сполученої з комплексними заходами цивільного та інженерного захисту, систем радіоелектронної боротьби, встановлення хибних цілей, маскуванню, перехід від створення великих об'єктів стратегічного значення до менших розосереджених між собою, а також перехід на природні енергетичні джерела, що значною мірою має підвищити стійкість країни до зовнішніх загроз воєнного стану.

Отримані в статті чисельні результати показали, що методики М.О. Садовського та Бірбасера добре апроксимують результати експериментів при масі заряду понад 2 кг і прості у практичному використанні, однак не враховують відбитий тиск, що обмежує їх точність у розрахунках впливу на інженерні конструкції, а методика Kinney & Graham, як і підхід Kingery-Bulmash (UFC 4-023-02), забезпечує більш точне врахування залежностей між тиском, імпульсом і тривалістю фази стиснення, особливо для повітряних вибухів, в той же час графіки та апроксимаційні залежності UFC 4-023-02 дозволяють отримувати досить точні значення для широкого діапазону відстаней та мас зарядів, з можливістю врахування складних умов середовища.

Порівняння методик показало, що при однакових вихідних параметрах результати можуть суттєво відрізнятися, що потребує комплексного підходу при виборі методики розрахунку для конкретного завдання.

В Україні має бути розроблена нормативна база, згідно з якою при проектуванні фортифікаційних споруд, споруд інженерного захисту ОКІ та інших критичних об'єктів мають враховуватись і новітні загрози повітряного нападу противника.

Ключові слова: вибухово-ударна хвиля; надлишковий тиск; відбитий тиск; вибухова речовина; тротиловий еквівалент.

Стаття надійшла до редакції 25.04.2024 р.

EFFICIENCY OF THE COMBINED PILE-RAFT FOUNDATION

Volodymyr KRIPAK¹, Vira KOLIAKOVA², Daniil KUZMENKO³

^{1,2,3} Kyiv National University of Construction and Architecture
31, Povitrianyh Syl Avenue, Kyiv, Ukraine, 03037

¹kripak.vd@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-6575-5015>

²vkolyakova@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-6879-8520>

³danielkuzma228@gmail.com, <https://orcid.org/0009-0004-3026-8953>

Abstract. It is well known that a raft foundation is, in most cases, a more economical alternative to a conventional pile foundation. The concept of incorporating a raft into a piled system is not new and has been implemented in foundation design in several Western countries. However, practical implementation of this concept remains limited and largely absent. Ukrainian design codes only mention the existence of combined pile-raft foundations (CPRFs) and the possibility of their application.

In CPRFs, both components—the raft and the piles—act as load-bearing elements, and their design must follow one of two approaches, depending on which component serves as the primary structural element.

The first approach treats the raft on natural soil as the main foundation system, with piles added to improve its functional performance. In this case, piles are used to reduce and equalize the raft's settlement and to lower the reactive pressure beneath the raft base.

The second approach considers the piles as the main load-bearing elements, with the raft incorporated to reduce the total number of piles. This type of CPRF can be particularly effective in cases of complex soil stratification, where at depths of 10–15 meters there are thick lenses of weak soil, making traditional pile foundations require excessively long piles.

This paper demonstrates, using a specific design case of a pile foundation, the feasibility of implementing an alternative solution in the form of a combined pile-raft foundation.

The structural analysis model of the building was developed as a spatial multi-element system. The



Volodymyr KRIPAK
Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, PhD in Technical Sciences, Professor



Vira KOLIAKOVA
Associate Professor, Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, PhD in Technical Sciences, Associate Professor



Danyil KUZMENKO
Bachelor's degree student, Department of Reinforced Concrete Masonry Structures

raft was modeled as a slab on an elastic foundation with a variable modulus of subgrade reaction across the plan.

The design parameters of the model were determined analytically and through software, using the GRUNT subroutine of the LIRA-SAPPHIRE 2024 software package.

The implemented alternative CPRF solution proved to be both feasible and efficient, satisfying all deformation and stability requirements for both the soil base and the piles. With minor modifications to the raft design, the number of piles was reduced from 290 to 190.

Keywords: pile-raft foundation; raft; pile group; soil base; settlement; reinforcement; soil improvement.

PROBLEM STATEMENT

The idea of incorporating a raft into the functioning of a pile foundation is not new. However, the practical design implementation of this concept is unfortunately limited and largely absent. Ukrainian normative documents only briefly mention the existence of combined pile-raft foundations (CPRFs) and the possibility of their application [1, 2, 3]. Nonetheless, research on combined pile-raft foundations has been and continues to be actively conducted [9, 10, 11, 14, 15, 16, 18, 19]. There are also implementations of such foundations in construction practice, but these are usually individual unique structures [4, 7, 8, 17], or design solutions adopted to reinforce existing foundations [5, 6, 12, 13]. The areas of effective application of CPRFs are thoroughly discussed in [12].

Given that in CPRFs both components—the raft and the piles—act as load-bearing elements, two main design approaches can be distinguished.

The first approach considers the raft on natural soil as the primary foundation type, with piles supplementing the raft foundation to improve its functional characteristics. This type of foundation is also referred to as a raft-pile foundation. Combined raft-pile foundations are effective for buildings on sites where medium-strength soils lie near the surface, and although the soil's bearing capacity is sufficient, a raft foundation alone does not meet deformation requirements. Piles are used to reduce and equalize the raft settlement and to decrease the reactive pressure under the raft base.

The second approach treats the pile foundation as the main type, while the raft is incorporated to reduce the number of piles. Implemented design solutions have shown that CPRFs of this type can be quite effective in cases of specific soil layering, where lenses of

weak soil of significant thickness occur at depths of 10 to 15 meters.

This type of CPRF is classified as a pile-raft foundation, where the majority of the building load is transferred to the piles, and the raft increases the foundation's efficiency by reducing the number of piles required.

This paper examines, using a specific implemented pile foundation design, the possibility of realizing an alternative solution in the form of a combined pile-raft foundation and analyzes its efficiency and prospects for adoption in design practice.

MAIN STUDY

The design of CPRFs, regardless of the selected type, should be carried out using an iterative method through successive approximations toward an optimal solution.

Analyzing the arrangement of vertical elements and the estimated loads on them, the type and dimensions of piles are selected, and a pile layout is designed. In the first approximation, the load distribution between piles and raft can be assumed as 70% and 30%, respectively. The spacing between pile groups should be at least 4 to 5 pile diameters. Based on the first approximation calculation results, the total settlement of the building, pile forces, and soil stress under the raft are analyzed. After adjusting the pile layout (if necessary), modifications are made to the calculation model and the next iteration of analysis is performed.

The study is based on a realized design of the pile foundation for a 20-storey residential building under construction in Sofiivska Borshchahivka village, Kyiv region. The foundation consists of bored injection piles with a diameter of 420 mm and a length of 12 m combined with a continuous reinforced concrete raft 1200 mm thick. For proper comparison, piles in the alternative pile-raft foundation design are taken identical to those in the base design.

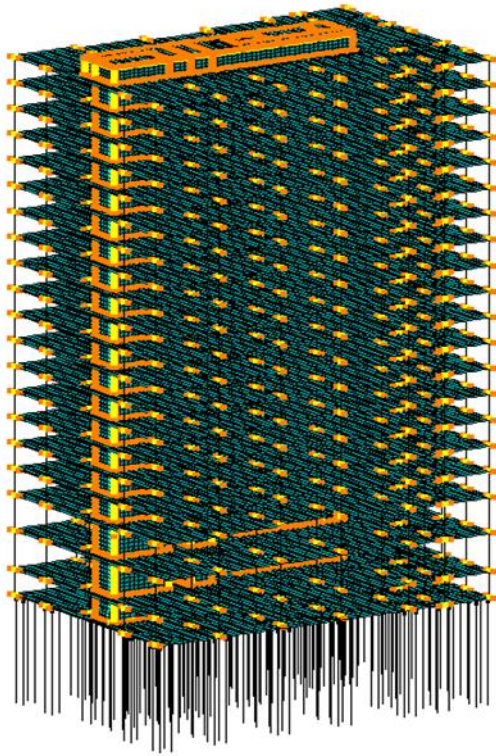


Fig. 1. Calculation-analytical model of the building in LIRA-SAPPHIRE 2024 software

Рис. 1. Розрахунково-аналітична модель будівлі у ПК Ліра-САПФІР 2024

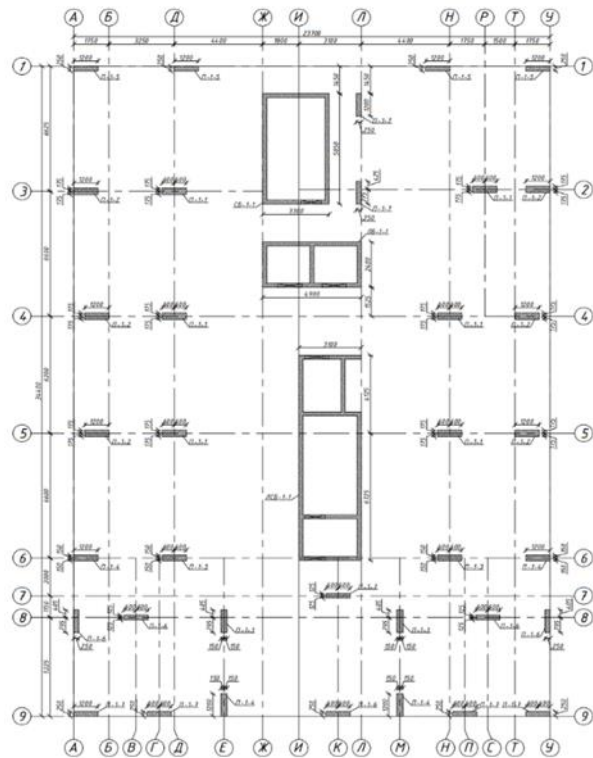


Fig. 2. Arrangement of vertical elements

Рис. 2. Розташування вертикальних елементів

CALCULATION-ANALYTICAL MODEL

The calculation-analytical model of the building was created as a spatial multi-element model. The raft foundation was modeled as a slab on an elastic foundation with a variable in-plan modulus of subgrade reaction (modulus of subgrade reaction).

The base traditional pile foundation was designed using the LIRA-SAPR software suite, while the calculations for the alternative pile-raft foundation were performed using the LIRA-SAPPHIRE 2024 software package. In the calculation model, a plate triangulation step of 250 mm was used for the pile foundation and 500 mm for the combined pile-raft foundation. The calculation model of the building is shown in Fig. 1, and the arrangement of vertical elements is presented in Fig. 2.

The base pile foundation with a high raft included 290 piles transmitting the load to the

soil foundation without considering the contribution of the raft slab.

In the combined pile-raft foundation, approximately 35% fewer piles were designed—190 piles in total.

Piles were modeled as a chain of single-node finite elements of type 57 (FE 57), the stiffness of which was determined based on soil properties using the GRUNT system.

In the horizontal direction, boundary conditions for the foundation slab were implemented using single-node elements type 54 (FE 54). In the vertical direction, boundary conditions were modeled via the GRUNT system according to the geological survey data of the site, which allows for variation in the modulus of subgrade reaction beneath the raft foundation base.

Generally, for pile-raft foundations it is advisable to use bored piles with a diameter of 620 mm or more; however, as noted above, the type and dimensions of the piles were kept unchanged for consistency.

Figure 3 shows the pile field of the base design variant, where 290 piles are arranged, and Figure 4 presents the alternative variant with a reduced number of piles down to 190 units. The logic of pile arrangement in both variants, despite the reduction in quantity, is maintained and dictated by the layout of the

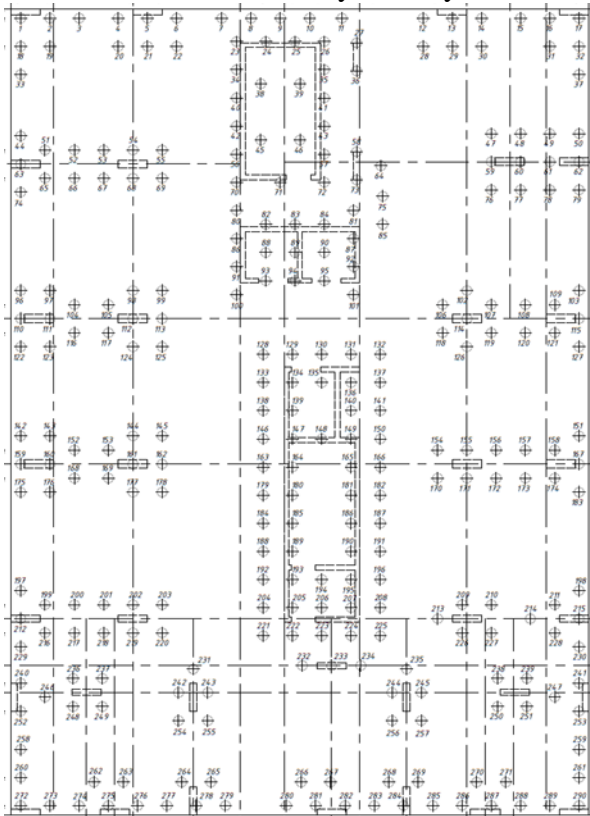


Fig. 3. Arrangement of piles in the base pile foundation, 290 units

Рис. 3. Розташування паль у базовому пильовому фундаменті, 290 шт

ГРУНТОВІ УМОВИ І РОЗРАХУНКОВІ ПАРАМЕТРИ КППФ

Геологічний розріз з посадкою плити фундаменту на ґрунтову основу наведено на рис.5. Безпосередньо під подошвою плитного ростверку залягає пісок дрібний, щільний з такими характеристиками:

$\rho = 1,95 \text{ т/м}^3$; $E = 29,41 \text{ МПа}$; $\varphi = 30$.

Вістря паль спираються на шар ґрунту №8 з наступними характеристиками — пісок дрібний, щільний, насичений водою:

$\rho = 2,1 \text{ т/м}^3$; $E = 49,03 \text{ МПа}$; $\varphi = 33$.

Метод розрахунку осідання КППФ і відповідно розподіл навантажень між його

vertical load-bearing elements. The total load transferred to the soil foundation amounts to 24,400 tons-force (tf).

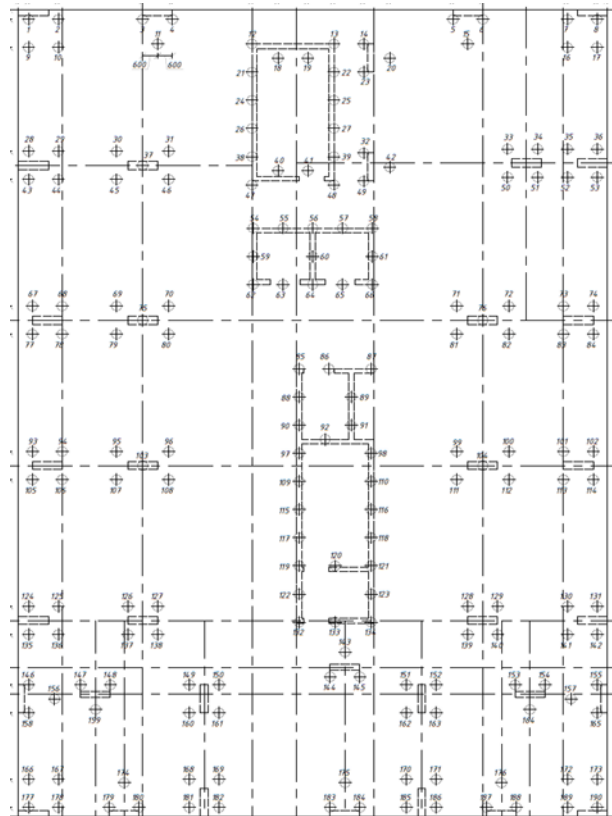


Fig. 4. Pile Arrangement in the Combined Pile-Raft Foundation (CPRF), 190 units

Рис. 4. Розташування паль у КПП фундаменті, 190 шт

елементами базується на спільному врахування жорсткості паль і плитного ростверку. Нижче наведені параметри фундаменту, розраховані відповідно до [].

Жорсткість всіх паль K_c визначена як

$$K_{\text{п}} = \frac{K_1 \cdot n}{R_s} = 36 \cdot 10^5 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad (1)$$

Жорсткість плити ростверка визначена з виразу

$$K_p = \frac{E_s \cdot \sqrt{A}}{(1 - \nu^2) \cdot m_0} = 14 \cdot 10^5 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad (2)$$

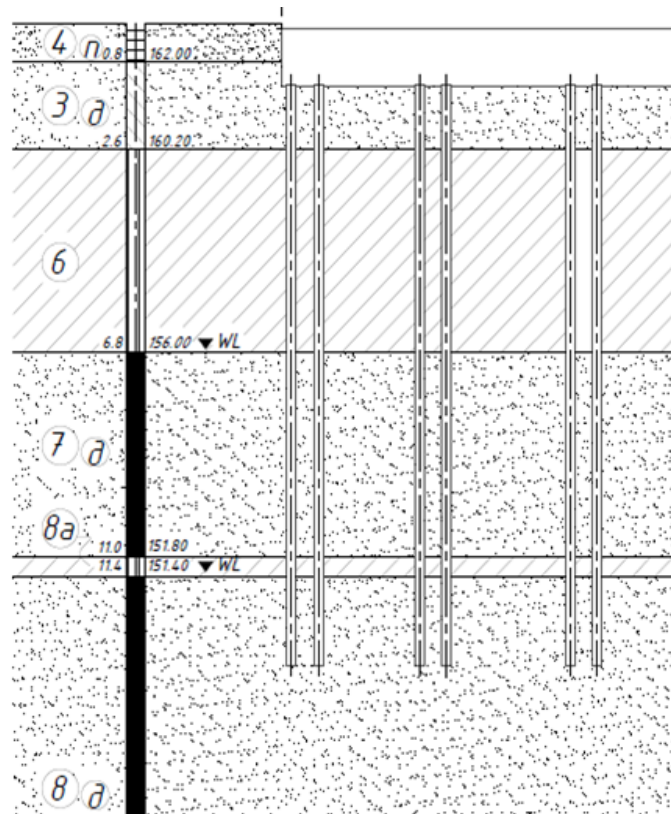


Fig. 5. Geological cross-section and seating of the pile foundation on the soil base
Рис. 5. Геологічний розріз і посадка ППФ на ґрунтову основу

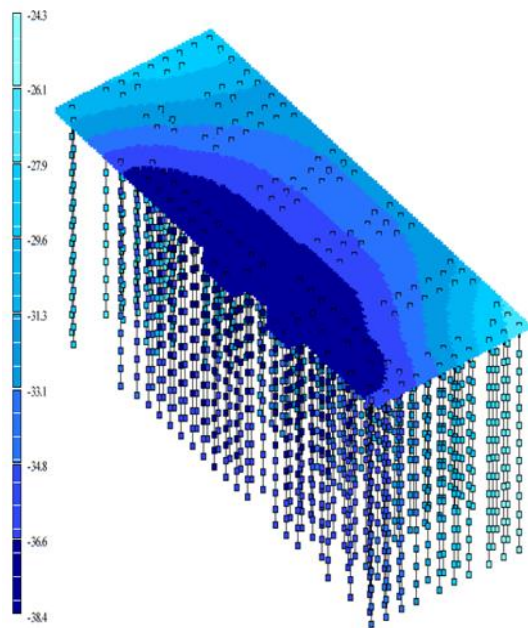


Fig. 6. Settlement of the building with a pile foundation
Рис. 6. Осідання будівлі з пильовим фундаментом

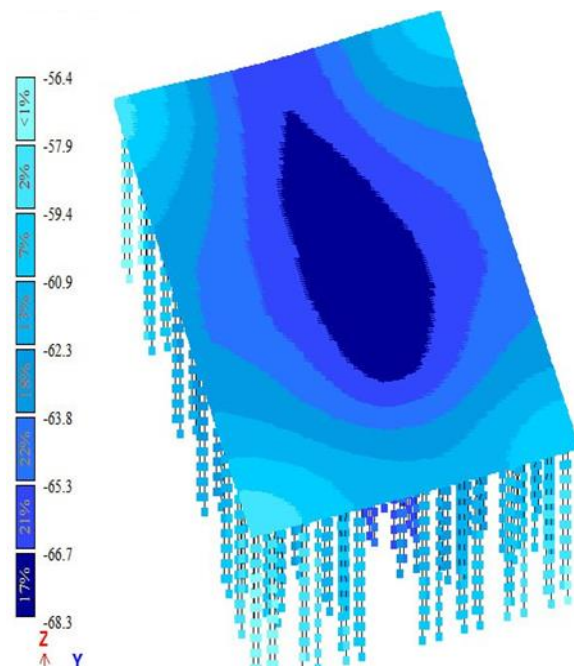


Fig. 7. Settlement of the building with a combined pile-raft foundation
Рис. 7. Осідання будівлі з КПП фундаментом

The characteristics of the soil foundation obtained from the GRUNT program were as follows: modulus of subgrade reaction $C = 4000 \dots 2800 \text{ kN/m}^3$, and the design soil bearing capacity under the base of the raft foundation $R_0 = 540 \text{ kPa}$.

The calculation results of the alternative combined pile-raft foundation (CPRF) variant, performed using the above-mentioned calculation-analytical model, will be presented

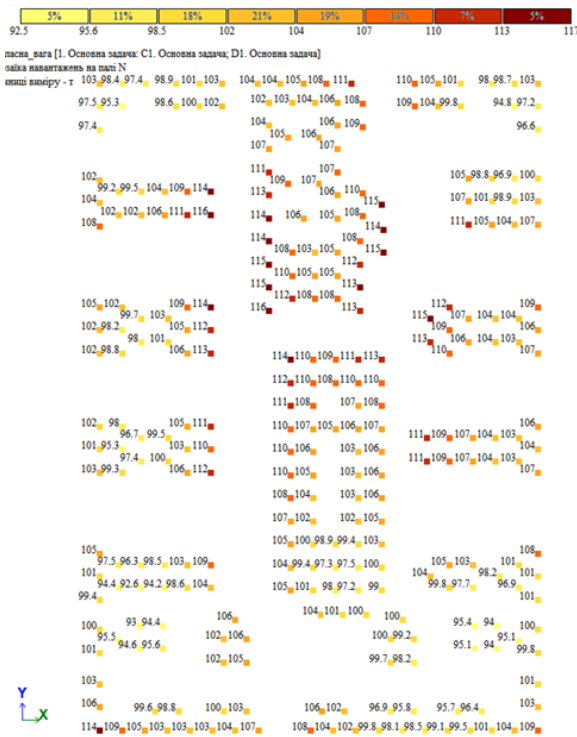


Fig. 8. Forces in piles of the base variant
Рис.8. Зусилля в палях базового варіанту

Figures 8 and 9 show the calculated forces in the piles for the base variant (290 piles) and the alternative variant (190 piles), respectively. It should be noted that the pile layout in the base variant was designed quite efficiently, as the difference between the maximum force (1160 kN) and the minimum force (950 kN) was about 18%.

The force distribution in the pile-raft foundation is less uniform, with a difference of approximately 50%, and three piles are overloaded, with the maximum overload

in comparison with the corresponding results of the base foundation variant.

The maximum building settlements (see Figs. 6 and 7) in the CPRF are greater than those in the pile foundation (68.3 mm. versus 38.4 mm.), but do not exceed the allowable limit of 150 mm [2]. The analytically calculated settlement of the CPRF (61 mm.) shows very good agreement with the results of the numerical analysis.

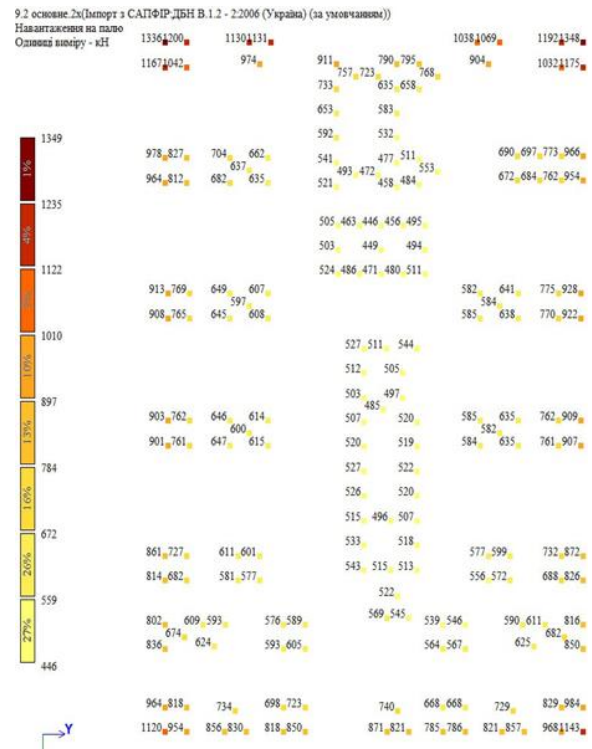


Fig. 9. Forces in piles of the combined pile-raft foundation (CPRF)
Рис.9. Зусилля в палях КППФ

reaching 14.5%. The maximum force in these CPRF piles was 1336 kN, compared to the bearing capacity of 1166 kN obtained from cluster testing.

However, the underloaded piles are mainly located in the central zone beneath the elevator and staircase block, which provides a potential reserve of strength for the CPRF in case of incomplete soil participation beneath the raft base.

The differential settlement of the building is nearly the same for both variants. In the base

variant, it is $38.4 \text{ mm} - 24.3 \text{ mm} = 14.1 \text{ mm}$, while in the alternative variant, it is $68.3 \text{ mm} - 56.4 \text{ mm} = 11.9 \text{ mm}$.

The reactive pressure on the soil under the raft base (see Fig. 8) is uneven, varying from 165.2 kPa to 281.2 kPa. The calculated pressure does not exceed the design soil bearing capacity $R_0=540 \text{ kPa}$, indicating that the raft can be used as a slab foundation and is capable of serving as a load-bearing element in the pile-raft foundation.

An interesting observation arises from the consideration of the required design reinforcement of the raft slab.

Individual reinforcement maps of the raft are presented in Figures 11 through 15. Both variants adopt the same raft thickness of 1200 mm and identical concrete and reinforcement classes.

The distribution of design reinforcement in the upper zone along the X-axis for both variants is shown in Figures 12 and 13. The main slab field requires up to $16 \text{ cm}^2/\text{m}$ in the base variant and $13 \text{ cm}^2/\text{m}$ in the alternative variant. Additional reinforcement zones require

approximately $40\text{--}50 \text{ cm}^2/\text{m}$ in the base variant and $30\text{--}40 \text{ cm}^2/\text{m}$ in the alternative variant. In the CPRF, the relative area of strengthened zones is larger than in the base variant, and the layout of additional zones has been changed.

A similar pattern is observed for the upper reinforcement along the Y-axis.

The reinforcement of the lower zone of the raft slab along the X-axis is shown in Figures 14 and 15. Here, the CPRF requires somewhat more reinforcement in both the main slab field and the additional zones compared to the base variant. Conversely, for the lower reinforcement along the Y-axis, the situation is reversed.

Thus, it can be concluded that in the alternative foundation variant, the quantity of design longitudinal reinforcement in the raft slab practically remains unchanged. However, significant shear forces are generated near the vertical elements in the pile-raft foundation (see Fig. 11), which will require transverse design reinforcement in these areas.

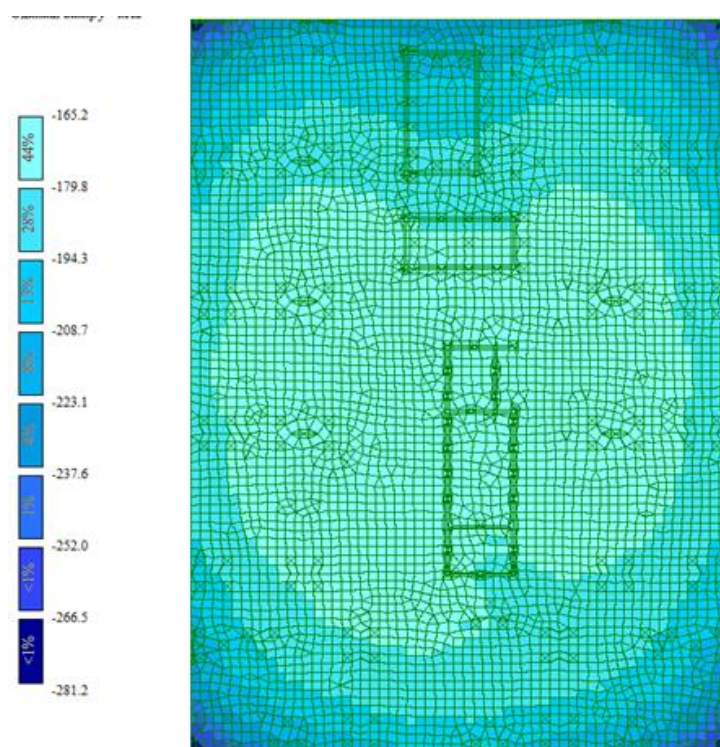


Fig. 10. Reactive pressure beneath the base of the CPRF slab

Рис.10. Реактивний тиск під подошвою плити КППФ

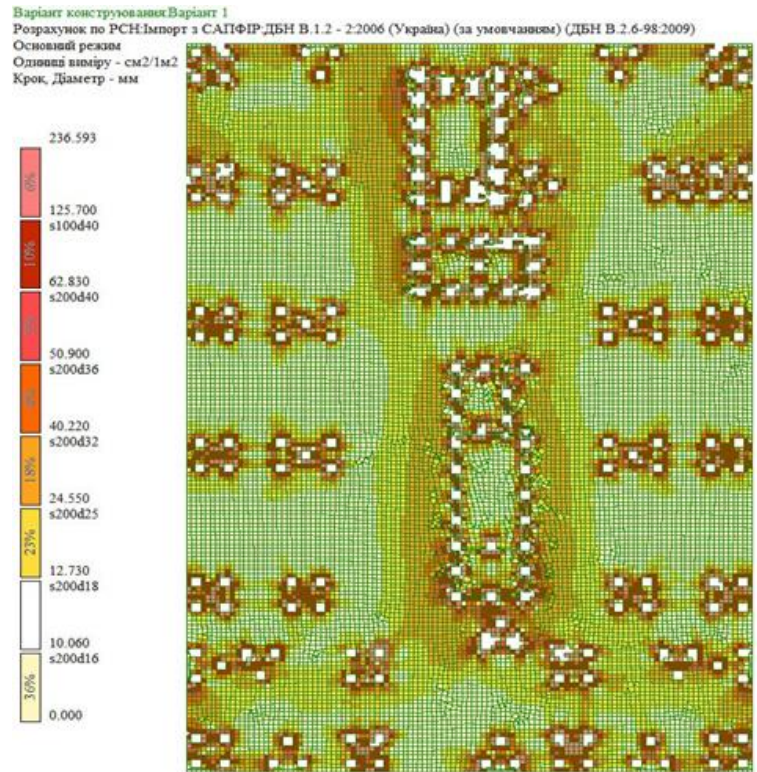


Fig. 11. Design transverse reinforcement of the CPRF raft slab
Рис.11. Розрахункове поперечне армування плити ростверка КППФ

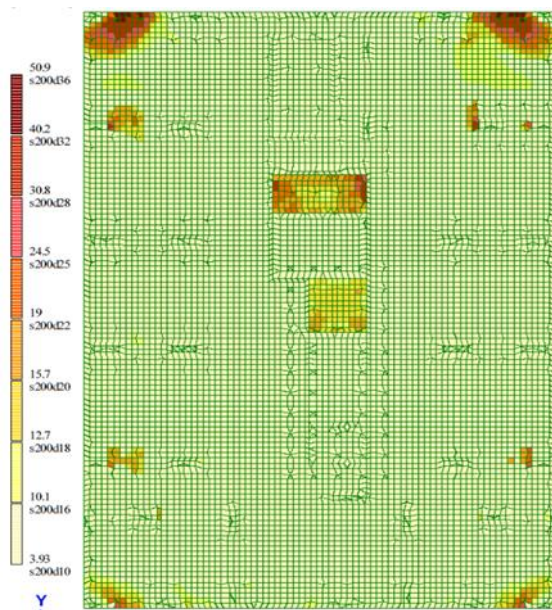


Fig. 12. Reinforcement of the upper slab zone along the X-axis, base variant
Рис. 12. Армування верхньої зони плити по осі X, базовий варіант.

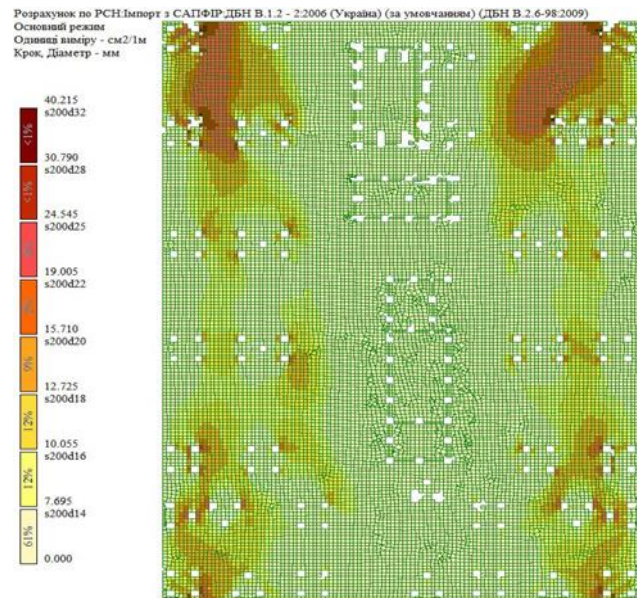


Fig. 13. Reinforcement of the upper slab zone along the X-axis, CPRF variant
Рис. 13. Армування верхньої зони плити по осі X, КППФ

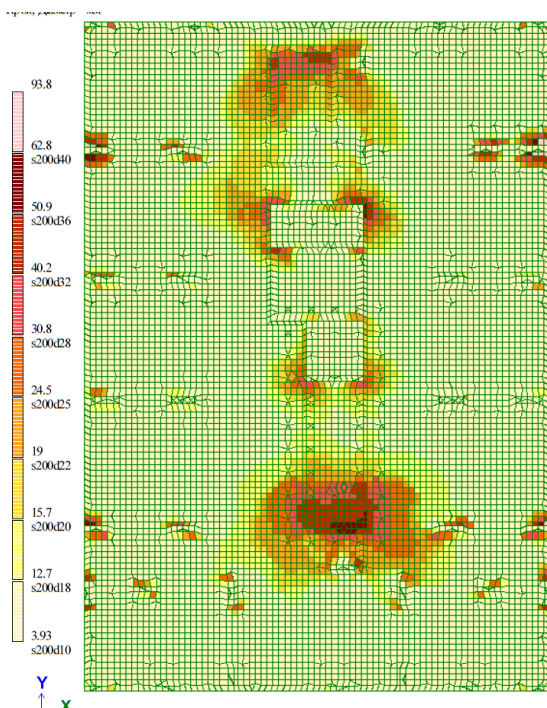


Fig. 14. Reinforcement of the lower slab zone along the X-axis, base variant

Рис. 14. Армування нижньої зони плити по осі X, базовий варіант

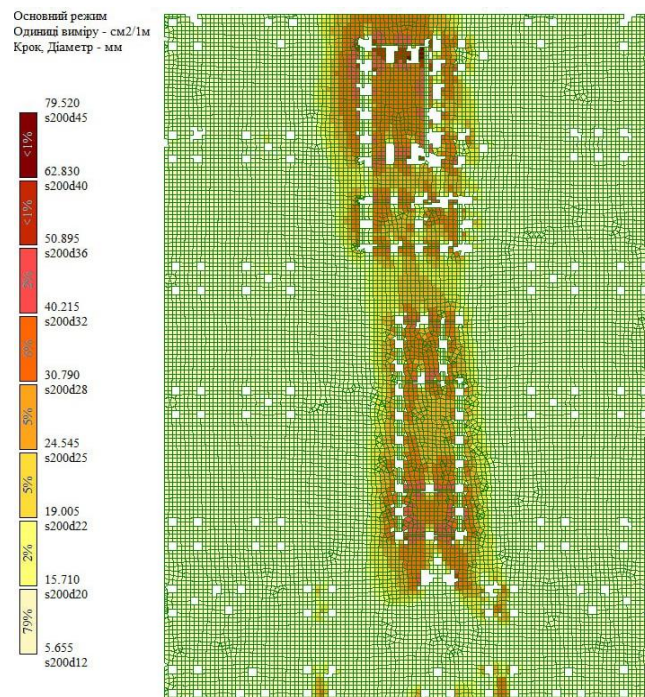


Fig. 15. Reinforcement of the lower slab zone along the X-axis, CPRF variant

Рис. 15. Армування нижньої зони плити по осі X, КППФ

CONCLUSIONS AND PROSPECTS FOR FURTHER RESEARCH

1. This paper, using the example of a specific pile foundation design, demonstrated and confirmed the feasibility of implementing an alternative solution in the form of a combined pile-raft foundation (CPRF).
2. The calculation-analytical model of the building was developed as a spatial multi-element model. The raft was modeled as a slab on an elastic foundation with a variable in-plan modulus of subgrade reaction. The design parameters of the model were determined both analytically and numerically using the GRUNT subprogram within the LIRA-SAPPHIRE 2024 software package.
3. Based on the analytical calculation of pile and slab stiffnesses, an approximate load distribution between piles and the raft was adopted as 70% and 30%, respectively.
4. The maximum settlement of the building in the CPRF is greater than in the pile

foundation (68.3 mm vs. 38.4 mm) but does not exceed the allowable limit of 150 mm [2]. The analytically calculated settlement of the CPRF (61 mm) almost exactly matches the results of the numerical analysis.

5. In the alternative CPRF variant compared to the pile foundation, the amount of design longitudinal reinforcement in the raft slab does not increase. Introduction of design transverse reinforcement near vertical elements is possible.
6. The implemented alternative CPRF solution demonstrated its feasibility and effectiveness, meeting all deformation and stability requirements for both the soil foundation and the piles. With a minor modification of the raft design, the number of piles was reduced from 290 to 190 units.

REFERENCE

1. **Ministry of Regional Development of Ukraine.** (2011). *Foundations and foundations of structures. Amendment No.1: DBN V.2.1-10-2009* [Building Codes of Ukraine]. Kyiv,

- Ukraine: Author. (Effective from July 1, 2011). [Ukrainian]*
2. **Ministry of Regional Development of Ukraine.** (2018). Foundations and foundations of buildings and structures. DBN V.2.1–10:2018 [Building Codes of Ukraine]. Kyiv, Ukraine: Author. (Effective from January 1, 2019). [Ukrainian]
 3. **Minrehionbud Ukrainy.** (2019). High-rise buildings. General provisions: DBN V.2.2-41:2019 (52 p.). Kyiv: Minrehionbud Ukrainy. (State Building Codes of Ukraine). (In Ukrainian)
 4. **Samorodov, A. V., Nalivaiko, T. A., Konyukhov, A. V., Nikulin, V. B., et al.** (2015). Monitoring and analysis of settlements of multi-storey buildings on pile-raft foundations in Kharkiv. In *Proceedings of the 7th International Scientific Conference “Resource and Safety of Operation of Structures, Buildings, and Facilities”* (pp. 101–102). Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture. [Ukrainian]
 5. **Sedin, V. L., Bikus, E. M., Dyuldeev, A. O., & Melnyk, A. M.** (2013). Implementation of combined pile-raft foundation in Ukraine: Case study of underground parking construction in Odessa. *Poltava National Technical University Named After Yuri Kondratyuk*, 322–329. Poltava, Ukraine. [Ukrainian]
 6. **Petrenko, V. D., Krysan, V. I., Krysan, V. V., & Chegodayev, I. S.** (2021). Experience of constructing pile-raft foundations under complex engineering-geological conditions. *Scientific Collection “Bridges and Tunnels: Theory, Research, Practice”*, 19, 78–84. Ukrainian State University of Science and Technology. [Ukrainian]
 7. **Katzenbach, R., Dunaevsky, R. A., Muliar, D. L., & Dyachenko, K. O.** (2010). Barrettes – Efficient foundations for high-rise buildings. *New Technologies in Construction*, (2(20)), 28–37. [Russian]
 8. **Katzenbach, R., Schmitt, A., & Ramm, H.** (2005). Basic principles of design and monitoring of high-rise buildings in Frankfurt am Main: Practical cases. *City Reconstruction and Geotechnical Engineering*, (9), 80–99. [Russian]
 9. **Fioravante, V., & Yamiolkovskiy, M. B.** (2006). Physical modeling of pile-raft foundations. *City Reconstruction and Geotechnical Engineering*, (10), 200–206. [Russian]
 10. **Aleksandrovich, V. F., Kurillo, S. V., & Fedorovsky, V. G.** (2003). On the mutual influence of piles and slab in pile-raft foundation bases. In *Proceedings of the Conference on Reconstruction of Historical Cities and Geotechnical Construction* (pp. 125–143). [Russian]
 11. **Tsybal, S. Y., & Kartseva, S. L.** (2004). Methodology for calculating pile foundations considering raft interaction. *Foundations and Bases*, 28, 121–130. Kyiv National University of Civil Engineering and Architecture. [Ukrainian]
 12. **Kripak, V.** (2023). Complex pile-raft foundation. *Building Structures: Theory and Practice*, (13), 30–40. [Ukrainian]
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.13.2023.30-40>
 13. **Kripak, V. D., & Drobakha, O. K.** (2018). Reconstruction of buildings using external and internal metal frameworks. In *II Scientific and Practical Conference “Buildings and Structures of Special Purpose: Modern Materials and Structures”* (pp. 93–96). Kyiv, Ukraine: KNUCA. [Ukrainian]
 14. **Kripak, V., Kolyakova, V., & Demchenko, D.** (2021). Adequacy and interrelation of structural and calculation schemes of buildings. In *III Scientific and Practical Conference “Buildings and Structures of Special Purpose: Modern Materials and Structures”* (pp. 27–28). Kyiv, Ukraine: KNUCA. [Ukrainian]
 15. **Kripak, V., & Kolyakova, V.** (2021). Interdependence of structural and calculation schemes of buildings. *Building Structures: Theory and Practice*, 1(8), 17–24. [Ukrainian]
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.17-24>
 16. **Kripak, V., & Bakur, K.** (1997). Features of calculation and design of the foundation system “Reinforced concrete slab – soil base – piles”. In *Proceedings of the International Jubilee Conference on Reliability of Building Structures, Poltava, Ukraine*. [Ukrainian]
 17. **Katzenbach, R., & Choudhury, D.** (2013). Combined Pile-Raft Foundation Guideline. Darmstadt: ISSMGE - Technical University Darmstadt. [English]
 18. **Samorodov, A. V.** (2015). Method of optimal design of pile-raft foundations of multi-storey buildings considering permissible settlements. *Scientific Bulletin of Construction*, 1(79), 96–100. Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture. [Ukrainian]
 19. **Samorodov, A. V.** (2016). New design of pile-raft foundation. *Bulletin of Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture*, 1(214), 58–65. Dnipro, Ukraine. [Ukrainian]

LITERATURE

1. **Основи та фундаменти споруд.** Зміна №1: ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: *Мінрегіонбуд України, 2011.* – 55 с. – (*Будівельні норми України*).
2. **Основи і фундаменти будівель та споруд.** ДБН В.2.1-10:2018. – [Чинний від 2019-01-01]. – К.: *Мінрегіонбуд України, 2018.* – 35 с. – (*Будівельні норми України*).
3. **Висотні будівлі. Основні положення.** ДБН В.2.2-41:2019. – [Чинний від 2020-01-01]. – К.: *Мінрегіонбуд України, 2019.* – 52 с. – (*Будівельні норми України*).
4. **Самородов А.В.** Мониторинг и анализ осадок многоэтажных зданий на свайно-плитных фундаментах в г. Харькове / [А.В. Самородов, Т.А. Наливайко, А.В. Конюхов, В.Б. Никулин и др.] // *Тези за матеріалами VII міжнародної наукової конференції "Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд". – Харків: ХНУБА, 20-21 жовтня 2015 р.* – С. 101-102.
5. **Седин В Л., Бикус Е.М., Дюльдев А.О., Мельник А.М.** Впровадження комбінованого плитно-палевого фундаменту в Україні на прикладі будівництва підземного паркінгу в м. Одеса // *Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка.* - Полтава: 2013. С. 322-329.
6. **Петренко В.Д.** Досвід спорудження пальово-плитного фундаменту в складних інженерно-геологічних умовах /Петренко В.Д., Крисан В.І., Крисан В.В., Чегодаєв І.С. *Збірник наукових праць «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика».* Український державний університет науки і технологій, Дніпро, №19.2021р. - с.78-84.
7. **Катценбах Р.** Баретты-эффективные фундаменты для высотных зданий./ Катценбах Р., Дунаевский Р.А., Муляр Д.Л., Дьяченко К.О. // *Нові технології в будівництві. 2010-№2(20).* - С.28-37.
8. **Катценбах Р.** Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франкфурта-на-Майне. Случаи из практики / Катценбах Р., Шмитт А., Рамм Х. // *Реконструкция городов и геотехническое строительство.* - 2005. - №9. - С. 80-99.
9. **Фиораванте В.** Физическое моделирование плитно-свайных фундаментов / Фиораванте В., Ямиолковский М.Б. // *Реконструкция городов и геотехническое строительство.* - 2006. - №10. - С. 200-206.
10. **Александрович В.Ф.** К вопросу о взаимном влиянии свай и плиты в основании свайно-плитного фундамента / Александрович В.Ф., Курилло С.В., Федоровский В.Г. // *Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство: тр. конф.* - 2003. - С. 125-143.
11. **Цимбал С.Й.** Методика розрахунку пальових фундаментів з урахуванням роботи ростверку / Цимбал С.Й., Карцева С.Л. // *Основи і фундаменти.* – К.: *КНУБА, 2004.* – Вип. 28. - С. 121-130.
12. **Кріпак В. . (2023).** Комплексний плитно-пальовий фундамент. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (13), 30–40. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.13.2023.30-40>
13. **Кріпак В.Д.** Реконструкція будівель з використанням зовнішнього та внутрішнього металевих каркасів./ Кріпак В.Д., Дробаха О.К. // II Науково –практична конференція «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, КНУБА, 24-25 травня 2018 р.), С. 93-96.
14. **Кріпак В.** Адекватність і взаємовплив конструктивної і розрахункової схеми будівлі. / Кріпак В., Колякова В., Демченко Д. //III Науково-практична конференція «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, КНУБА, 22-23 квітня 2021 р.) – 156 с. – С. 27-28.
15. **Кріпак В., & Колякова, В. (2021).** Взаємозалежність конструктивних і розрахункових схем будівлі. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, 1(8), 17–24. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.17-24>
16. **Кріпак В.,** Особливості розрахунку і проектування фундаментної системи «З/б плита- ґрунтова основа-палі»/ Кріпак В., Бакур Хасіб. //Праці Міжнародної ювілейної конференції з питань надійності будівель-них констр. Полтава, 1997.
17. **Katzenbach R., Choudhury D.** Combined Pile-Raft Foundation Guideline / R. Katzenbach, D. Choudhury // Darmstadt: ISSMGE - Technical University Darmstadt, 2013. – 23 p.
18. **Самородов А.В.** Метод оптимального проектування свайно-плитних фундаментов многоэтажных зданий по предельно допустимым осадкам / А.В. Самородов //

Науковий вісник будівництва. – Вип. 1(79). – Харків: ХНУБА, ХОТВ АБУ, 2015. – С. 96-100.

19. **Самородов, А.В.** Новая конструкция плитно-свайного фундамента / А.В. Самородов // *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Вип. 1 (214). – Дніпропетровськ: ПДАБА, 2016. – С. 58-65.*

ЕФЕКТИВНІСТЬ КОМБІНОВАНОГО ПЛИТНО-ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ

*Володимир КРІПАК,
Віра КОЛЯКОВА
Даніїл КУЗЬМЕНКО*

Анотація. Відомо, що плитний фундамент, у більшості випадків, буде економічнішим альтернативного пальового фундаменту. Ідея включення ростверку не нова і реалізована при проектуванні фундаментів у ряді західних країн. Але проектна реалізація цієї ідеї, на жаль, обмежена і відсутня. В нормативних документах України можна знайти, хіба що, лише нагадування про існування комбінованих плитно-пальових фундаментів (КППФ) і можливість їх використання.

У КППФ обидві компоненти фундаменту, плитний ростверк і палі, являються несучими елементами і при його проектуванні слід дотримуватися двох підходів, в залежності від того яка компонента ППФ являється основною.

Перший – де основним, базовим типом фундаменту являється плита на природній основі, а палями доповнюють плитний фундамент для покращення його функціональних якостей. Палями зменшують і

вирівнюють осідання плити, зменшують реактивний тиск під подошвою плити.

Другий – тут основною компонентою являються палі, а плитний ростверк включають в роботу для зменшення кількості паль. КППФ такого типу може бути досить ефективним при своєрідному нашаруванні ґрунтів, коли в ґрунтовому масиві на глибині 10...15 м проявляються лінзи слабого ґрунту значної товщини і традиційний пальовий фундамент буде вимагати паль значної довжини.

У наведеній статті, на прикладі конкретного проектного рішення пальового фундаменту, показана можливість реалізації альтернативного рішення у вигляді комбінованого пальово-плитного фундаменту.

Розрахунково-аналітична модель будівлі утворена у вигляді просторової багатоелементної моделі. Плитний ростверк моделювався як плита на пружній основі зі змінним в плані коефіцієнтом пружного відпору ґрунту (коефіцієнтом постелі).

Розрахункові параметри моделі визначалися аналітично і програмно з використанням підпрограми ГРУНТ програмного комплексу ПК Ліра-САПФІР 2024.

Реалізований альтернативний варіант фундаменту у вигляді ППФ показав свою доцільність і ефективність, забезпечив усі вимоги по деформаціях і стійкості як ґрунтової основи так і паль. При незначній зміні конструктивного рішення ростверка, кількість паль зменшена з 290 до 190 шт.

Ключові слова: плитно-пальовий фундамент; ростверк; пальове поле; ґрунтова основа; осадка; підсилення; армування.

Стаття надійшла до редакції 28.03.2025 р.

ASSESSMENT AND REPAIRMENT OF THE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES DAMAGED DUE TO RUSSIAN MISSILE ATTACK

Vladyslav SHEKHOVTSOV¹, Oleg FESENKO²,
Viktor MALAKHOV³, Yevhen DMYTRENKO⁴

^{1,3} Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture
4, Didrihsona st., Odesa, Ukraine, 65029

² Kyiv National University of Construction and Architecture
31, Povitryanyh Syl Ave, Kyiv, Ukraine, 03037

⁴ National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine
19, Horikhuvatskyi shliakh Str., Kyiv, Ukraine, 03041

¹0155544@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-9499-0188>

²fesenko.oa@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0001-8154-2239>

³zdmirenko26@gmail.com, <https://orcid.org/0000-0001-9737-943X>

⁴iityamal@gmail.com, <https://orcid.org/0000-0002-7635-4337>

Abstract. Ukrainian cities and villages have been forced to become testing grounds for studying and researching the impact of blasts on buildings and structures of different structural systems due to the constant artillery shelling and bombardments by the Russian Federation's armed forces. Ukraine's seaports are strategic facilities, so port infrastructure is often damaged by Russian drone and missile attacks. The Odesa's city port is the largest seaport in Ukraine, so for studying and researching, as a typical example, one of the damaged buildings of this port was chosen.

The object of research – load bearing structures damaged due to blast exposure of missile strike by the armed forces of the Russian Federation.

The purpose of the research is to determine the actual technical state of the building's load-bearing structures; to check ability to repairment of the building.

The research included such stages as:

- visual inspection of the survived structures after the missile strike;
- determination of the real concrete strength by non-destructive methods;
- verification finite element method (FEM) analysis of the building's structural system, taking into account the actual technical state and real material properties;
- design of strengthening schemes for the survived structures.



Vladyslav SHEKHOVTSOV

Assistant Professor,
Department of reinforced concrete structures and transport facilities,
PhD



Oleg FESENKO

Assistant Professor,
Department of reinforced concrete and masonry structures,
PhD



Viktor MALAKHOV

Assistant Professor,
Department of reinforced concrete structures and transport facilities,
PhD



Yevhen DMYTRENKO

Assistant Professor,
Department of construction,
PhD

Number of civil buildings and infrastructure

facilities damaged or collapsed by russian attacks is increasing day by day. Case study presented in this research is typical and can be recognized as a solution for other buildings.

Keywords. Russian missile attack; assessment; repair; reinforced concrete structures; damage; structural analysis

DESCRIPTION OF THE BUILDING

Ukrainian civil residential buildings and infrastructure facilities have been forced to become testing grounds for studying and researching the impact of blasts on buildings and structures of different structural systems due to the constant artillery shelling and bombardments by the russian federation's armed forces [1-8].

The administrative 3-storey cast-in-situ building, measuring 36x24 m in plan is shown in Fig. 1. The structural scheme of the building is a reinforced concrete frame with shear walls.

The foundation of the building is a reinforced concrete slab 500 mm in thickness.

The grid of columns is 6.0 x 6.0 m. The

cross-section of the columns is 400x400mm. Reinforcement of the columns: longitudinal rebars – 4Ø16 (20) mm A400C, transverse rebars – stirrups 8 A240C.

The beams are arranged in the locations of the stairwells. The cross-section of the beams is 600x400 mm. Beam reinforcement: longitudinal rebars - 4 lower and 4 upper 22A400. Transverse reinforcement of beams – rebars 8mm, with a step of 150mm.

The shear walls are L-shaped in plan, located at the corners of the building and in the middle symmetrically to the central axes. The thickness of the shear walls is 200 mm. The shear walls are reinforced with mesh rebars 10, with a spacing of 200mm. The floor slabs are 200 mm in thickness. Reinforcement of the floor slabs with mesh rebars 10, 14 mm, with a spacing of 100 (200) mm. The reinforcing cages are located in the punching areas of floor slabs.

The partition walls are made of aerated concrete blocks. The thickness of the external walls is 400 mm, the internal walls are 100mm in thickness.



Fig. 1. General view of the building before the missile attack

Рис. 1. Загальний вигляд будівлі до ракетної атаки

COLLECTION OF DAMAGE DATA

The investigated building was partially collapsed as a result of a blast exposure due to

missile attack by the armed forces of the russian federation in May 2022. The epicentre of the explosion was located right next to the building, at a distance of up to 10 m from the external wall. According to witnesses, the shell-hole

was up to 8 m in diameter and up to 4 m in depth. Neighbouring buildings were also heavily damaged.

Investigation of the structures was carried

out after liquidation of the blast consequences and urgent emergency works. The general view of the partially collapsed building is shown in fig. 2.



Fig. 2. General view of the partially collapsed building

Рис. 2. Загальний вигляд частково зруйнованої будівлі

Mechanical damages such as concrete fractures, baring, deformations, ruptures, visual elongation of steel rebars was recorded during the examination of 1st and 2nd floor columns of

the building. A numerous columns had damages located in the upper punching zone of floor slabs (Fig. 3).



Fig. 3. Concrete fractures of columns at punching zone of floor slabs

Рис. 3. Руйнування бетону у зоні продавлювання плит колонами

1nd floor columns 2-3/G and 3nd floor columns 1-2/A had vertical deflections

(Fig. 4, 5). Significant concrete fractures, baring of steel rebars, and cracks with a width

of more than 2mm were recorded during the examination of the shear walls. The concrete

fractures of the shear walls is located in the upper punching zone of floor slabs (Fig. 6, 7).



Fig. 4. Concrete fractures of columns
Рис. 4. Руйнування бетону колон



Fig. 5. Vertical deflections of concrete columns
Рис. 5. Вертикальні переміщення колон



Fig. 6. Concrete fractures of shear walls
Рис. 6. Руйнування бетону стіни



Fig. 7. Wall with cracks more than 2mm wide
Рис. 7. Стіна із тріщинами понад 2 мм

DAMAGE DATA ANALYSIS

Information on the main damages of the load-bearing structures as a result of the blast

exposure and the recommended measures to repairing are given in Table 1.

Table 1. Typology of damaged structural elements
Табл. 1. Типи пошкоджених конструкцій

N o.	Type of damage	Measures to repairing structural elements
Column		
1.	Concrete fractures, baring of steel rebars, vertical deflections	Demolishment and replacement of damaged structural elements
2.	Concrete fractures at punching zone of floor slabs	
3.	Deformations, breaks, visual elongation of steel rebars	
Shear walls		
4.	Concrete fractures, baring of steel rebars, vertical deflections	Partial demolishment and replacement of damaged structural elements
5.	Deformations, breaks, visual elongation of steel rebars	
Beams		
6.	Shear cracks at the support zones more than 2mm in wide	Demolishment and replacement of damaged structural elements
7.	Concrete fractures of the beam-column connections, deformation and baring of steel rebars	
Floor slabs		
8.	Concrete spalling with baring of steel rebars at the bottom surface	Strengthening of the punching zones, repair and restoration of the bottom surface
9.	Concrete spalling without baring of steel rebars at the bottom surface	Repair and restoration of the bottom surface
10.	Cracks at the bottom surface	Repair of concrete cracks by injections

Table 2 shows the calculated indicators of entire building. physical wear of structural elements and the

Table 2. The extent of physical wear of survived structural elements
Табл. 2. Ступінь фізичного зносу вцілілих конструктивних елементів

N o.	Structural element	Part of the entire structure, γ_e , %	Physical wear of the structural element, Φ_e , %	$\gamma_e \cdot \Phi_e / 100$, %
1	Foundation slab	10	10	1
2	Columns	15	52	8
3	Shear walls	10	43	4
4	Floor beams	5	57	3
5	Floor slabs	30	52	16
6	Partition walls	10	15	2
7	Flooring	15	65	10
8	Stairs	5	25	1
	Total amount	100		45

MATERIAL PROPERTIES

A non-destructive method was used to

determine the real concrete strength of the structural elements during the research. The results of concrete strength measurement with

concrete test hammer and ultrasonic method are shown in Table 3.

Table 3. The results of concrete compressive strength measurement

Табл. 3 Результати вимірювання міцності бетону на стиск

N o.	Structural element	Average compressive strength f_{cm} , MPa	The coefficient of variation, V
1.	Column	27.9	0.11
2.	Column	30.2	0.11
3.	Column	28.7	0.12
4.	Column	33.4	0.07
5.	Shear wall	35.0	0.11
6.	Shear wall	33.4	0.11
7.	Shear wall	35.8	0.05
8.	Shear wall	31.0	0.13
9.	Shear wall	34.2	0.13
10.	Shear wall	32.6	0.07

STRUCTURAL ANALYSIS OF THE DAMAGED BUILDING

Three restoration schemes of the building were considered in this research: scheme №1 –

without a superstructure, scheme №2 – 2-story reinforced concrete superstructure, scheme №3 – 2-story superstructure made of steel structures (Fig. 8).

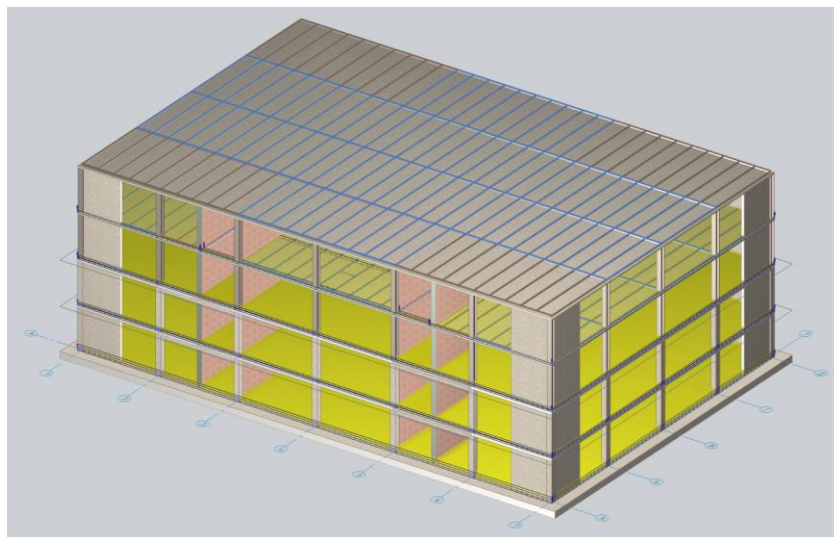


Fig. 8. The restoration scheme with a superstructure made of steel structures

Рис. 8. Розрахункова схема із надбудовою зі сталевих конструкцій

Numerical analysis of the restoration schemes was developed taking into account the reduced characteristics of concrete (compressive strength corresponding to C12/16 was taken instead of compressive strength corresponding to C16/20) and reduced

reinforcement due to damages caused by blast exposure. Geometrical parameters of the building, mechanical characteristics of materials, loads and load combinations are assumed to be the same for each restoration scheme.

The maximum values of longitudinal internal force N in the columns for the most unfavorable load combination were:

- without a superstructure – 1138 kN;
- with 2-story reinforced concrete superstructure – 2100 kN;
- with 2-story superstructure made of steel structures – 1942 kN. The minimum values of columns' load-bearing capacity ratio were:
- without a superstructure – 1,15 (reserve is 15%);
- with 2-story reinforced concrete superstructure – 0,78 (deficient load-bearing capacity);
- with 2-story superstructure made of steel structures – 0,84 (deficient load-bearing capacity).

According to the results of the structural analysis of different restoration schemes and national regulations [9-11] conclusion about the possibility of 2-story superstructure made of steel structures without strengthening the foundation was made. In addition, columns and shear walls have to be strengthened. The punching shear zones of floor slabs also have to be strengthened.

REPAIRMENT AND TECHNICAL SOLUTIONS

The method of strengthening with steel casing has been recommended in order to restore the load-bearing capacity and serviceability of damaged columns and shear walls (Fig. 9).

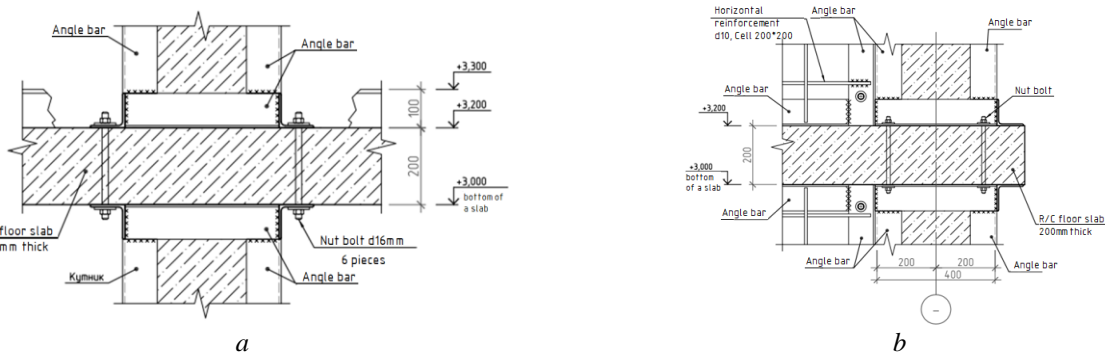


Fig. 9. Recommended strengthening schemes of vertical structural elements: a – columns; b – shear walls
Рис. 9. Рекомендовані схеми підсилення вертикальних конструкцій: а) колон; б) стін

The restoration of damaged areas of floor slabs has been recommended to be accomplished using the increasing method. The punching shear zones of floor slabs have been

recommended to restore by using angle braces (Fig. 10).

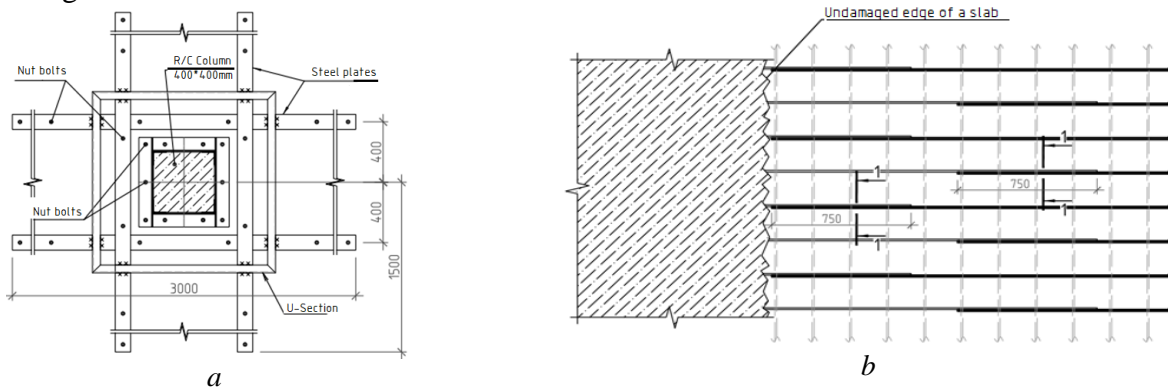


Fig. 10. Schemes of strengthening recommended of horizontal structural elements: a – punching shear zones; b – floor and roof slabs

Рис. 10. Рекомендовані схеми підсилення горизонтальних конструкцій: а) зони продавлювання; б) плит перекриття і покриття

CONCLUSIONS

Based on the results presented in this research, the following conclusions were drawn:

1 Blast exposure due to missile strike inflicted by the armed forces of the Russian Federation caused partial collapse of the building. The degree of damage (physical wear) to the load-bearing structures of the surviving building after the explosion is 45% which corresponds to '*unsuitable for normal serviceability*' state. This state of building requires restoration and strengthening of structural elements.

2 Numerical analysis of the restoration schemes have demonstrated the possibility of realization 2-story superstructure made of steel structures, provided that columns, shear walls and punching shear zones of floor slabs have been strengthened according to recommended methods.

3 Strengthening of damaged columns and shear walls has been recommended by performing steel casing. The punching shear zones of floor slabs have been recommended to restore by using angle braces.

REFERENCES

1. **Civilian Harm in Ukraine Homepage**, <https://ukraine.bellingcat.com>, last accessed 2025/05/21.
2. **Nuzhnyi, V.** (2022). Pershi doslidzhennia ushkozhen budivel i sporud vnaslidok boiovykh dii [First studies of building and structure damages caused by military actions] [in Ukrainian]. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka*, (11), 104-114. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.104-114>
3. **Fareniuk, H., & Nemchynov, Yu., & Bielokon, O., & Marienkov, M., & Bohdan, D., & Babik, K., & Baitala, Kh** (2022) Otsinka stanu budivel i sporud vibrodynamichnym metodom pislia viiskovykh poshkodzen. *Nauka ta budivnytstvo* [in Ukrainian]. 2(32), 3-18. <https://doi.org/10.33644/2313-6679-08-2022-1>
4. **Hlukhovskiy V., & Dubovyk S., & Lisenyi O., & Liubchenko I., & Marienkov M., & Yakovenko M.** (2022) Obstezhennia, otsinka tekhnichnoho stanu ta umovy vidnovlennia zhytlovoho budynku na prospekti V. Lobanovskoho, 6-A v m. Kyievi, poshkodzenoho vnaslidok voiennykh dii. *Nauka ta budivnytstvo* [in Ukrainian]. 3-4 (33-34), 55-68. <https://doi.org/10.33644/2313-6679-34-2022-6>
5. **Donets, T.** (2024). Kharakterystyka poshkodzen budivel z riznyimi konstruktyvnymi systemami vnaslidok voiennykh dii [in Ukrainian]. *Nauka ta budivnytstvo*, 40(2). <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2024-6>
6. **Hlukhovskiy, V., Lisenyi, O., Zelenko, Ye., & Dubovyk, S.** (2025). Detalne vizualne ta instrumentalne obstezhennia tekhnichnoho stanu konstruktsii budivli likuvalno-diahnostychnoho kompleksu natsionalnoi dytiachoi spetsializovanoi likarni «Okhmatdyt», poshkodzenoi vnaslidok zbroinoi ahresii rf [in Ukrainian]. *Nauka ta budivnytstvo*, 42(4). <https://doi.org/10.33644/2313-6679-4-2024-4>
7. **Dobrokhlop, M., & Dobrokhlop, Ye.** (2024). Rezultaty tekhnichnoho obstezhennia lohistychnoho tsentru u m. Brovary, pislia raketno - artyleriiskoho obstrilu u berezni 2022 roku [in Ukrainian]. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka*, (15), 66-74. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.66-74>
8. **Zhuravskiy, O., Zhuravskiy, D., & Povazhniuk, O.** (2024). Osoblyvosti vidnovlennia zbirnykh zalizobetonnykh rebrystyk plyt pokryttiv promyslovykh budivel, zruinovanykh obstrilamy [in Ukrainian]. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka*, (15), 185-195. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.185-195>
9. **Shpakova, H., & Shpakov, A., & Kripak, W., & Koliakova, V.** (2024) Structural and technological aspects of conservation of street art on buildings damaged during the war. *International Journal of Conservation Science*, 15, 103-118. [DOI:10.36868/IJCS.2024.SI.09](https://doi.org/10.36868/IJCS.2024.SI.09)
10. **Minrehion Ukrainy.** (2018). Zahal'ni pryntsypy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel' i sporud: DBN V.1.2-14:2018 [General principles of ensuring the reliability and structural safety of buildings and structures: DBN V.1.2-14:2018]. Kyiv: Derzhavne pidpryemstvo "Ukrarkhbuildinform". (In Ukrainian)

11. **Minrehionbud Ukrainy.** (2011). *Betonna ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia: DBN V.2.6-98:2009* [Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions: DBN V.2.6-98:2009]. Kyiv: Derzhavne pidpriemstvo "Ukrarkhbud-inform". (In Ukrainian)
12. **Minrehionbud Ukrainy.** (2011). *Betonna ta zalizobetonni konstruktsii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannia: DSTU B.V.2.6-156:2010* [Concrete and reinforced concrete structures made of heavy concrete. Design rules: DSTU B.V.2.6-156:2010]. Kyiv: Derzhavne pidpriemstvo "Ukrarkhbudinform". (In Ukrainian)

LITERATURE

1. **Civilian Harm in Ukraine Homepage,** <https://ukraine.bellingcat.com>, last accessed 2025/05/21.
2. **Нужний, В** (2022) Перші дослідження ушкоджень будівель і споруд внаслідок бойових дій. *Будівельні конструкції. Теорія і практика* (11), 104-114. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.104-114>
3. **Фаренюк, Г., & Немчинов, Ю., & Бєлоконь, О., & Мар'єнков, М., & Богдан, Д., & Бабік, К., & Байтала, Х** (2022) Оцінка стану будівель і споруд вібродинамічним методом після військових пошкоджень. *Наука та будівництво.* 2(32), 3-18. <https://doi.org/10.33644/2313-6679-08-2022-1>
4. **Глуховський В., & Дубовик С., & Лісеній О., & Любченко І., & Мар'єнков М., & Яковенко М.** (2022) Обстеження, оцінка технічного стану та умови відновлення житлового будинку на проспекті В. Лобановського, 6-А в м. Києві, пошкодженого внаслідок воєнних дій. *Наука та будівництво.* 3-4 (33-34), 55-68. <https://doi.org/10.33644/2313-6679-34-2022-6>
5. **Донець, Т.** (2024). Характеристика пошкоджень будівель з різними конструктивними системами внаслідок воєнних дій. *Наука та будівництво,* 40(2). <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2024-6>
6. **Глуховський, В., Лісеній, О., Зеленко, Є., & Дубовик, С.** (2025). Детальне візуальне та інструментальне обстеження технічного стану конструкцій будівлі лікувально-діагностичного комплексу національної дитячої спеціалізованої лікарні «Охматдит», пошкодженої внаслідок збройної агресії рф. *Наука та будівництво,* 42(4). <https://doi.org/10.33644/2313-6679-4-2024-4>
7. **Доброхлоп, М., & Доброхлоп, Є.** (2024). Результати технічного обстеження логістичного центру у м. Бровари, після ракетно - артилерійського обстрілу у березні 2022 року. *Будівельні конструкції. Теорія і практика,* (15), 66-74. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.66-74>
8. **Журавський, О. ., Журавський, Д., & Поважнюк, О.** (2024). Особливості відновлення збірних залізобетонних ребристих плит покриттів промислових будівель, зруйнованих обстрілами. *Будівельні конструкції. Теорія і практика,* (15), 185-195. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.185-195>
9. **Shpakova, H., & Shpakov, A., & Kripak, W., & Koliakova, V.** (2024) Structural and technological aspects of conservation of street art on buildings damaged during the war. *International Journal of Conservation Science,* 15, 103-118. [DOI:10.36868/IJCS.2024.SI.09](https://doi.org/10.36868/IJCS.2024.SI.09)
10. **Мінрегіон України.** (2018). Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд: ДБН В.1.2-14:2018 (36 с.). [Чинні від 2019-01-01]. Київ: Державне підприємство «Укрархбудінформ». (Державні будівельні норми України). [Українською]
11. **Мінрегіонбуд України.** (2011). *Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009 (71 с.).* [Чинні від 2011-06-01]. Київ: Державне підприємство «Укрархбуд-інформ». (Державні будівельні норми України). [Українською]
12. **Мінрегіонбуд України.** (2011). *Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: DSTU Б.В.2.6-156:2010 (118 с.).* [Чинний з 2011-06-01] Київ: Державне підприємство «Укрархбуд-інформ». (Національний стандарт України). [Українською]

ОЦІНКА ТА ВІДНОВЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЩО ПОШКОДЖЕНІ ВНАСЛІДОК РОСІЙСЬКОЇ РАКЕТНОЇ АТАКИ

*Владислав ШЕХОВЦОВ,
Олег ФЕСЕНКО,
Віктор МАЛАХОВ,
Євген ДМИТРЕНКО*

Анотація. Через постійні артилерійські обстріли та бомбардування збройними силами Російської Федерації українські міста та села були змушені стати полігонами для вивчення та дослідження впливу вибухів на будівлі та споруди різних структурних систем. Морські порти України є стратегічними об'єктами, тому портова інфраструктура часто зазнає пошкоджень від російських безпілотників та ракет. Одеський міський порт є найбільшим морським портом України, тому для вивчення та дослідження, як типовий приклад, було обрано одну з пошкоджених будівель цього порту.

Об'єкт дослідження – несучі конструкції, пошкоджені внаслідок вибухового впливу

ракетного удару збройних сил Російської Федерації.

Метою досліджень є визначення фактичного технічного стану несучих конструкцій будівлі та перевірка їх придатності до ремонту.

Дослідження включало такі етапи, як:

- візуальний огляд уцілілих конструкцій після ракетного удару;
- визначення реальної міцності бетону неруйнівними методами;
- перевірочний аналіз конструктивної системи будівлі методом скінчених елементів (МСЕ) з урахуванням фактичного технічного стану та властивостей реальних матеріалів;
- проектування схем посилення уцілілих конструкцій.

Кількість цивільних будівель та об'єктів інфраструктури, пошкоджених або зруйнованих російськими атаками, зростає з кожним днем. Приклад, представлений у цьому дослідженні, є типовим і може бути визнаний рішенням для інших будівель.

Ключові слова. Російська ракетна атака; оцінка; ремонт; залізобетонні конструкції; пошкодження, розрахунок конструкцій

Стаття надійшла до редакції 21.04.2025

THE NECESSITY OF ACCOUNTING FOR SECONDARY EFFECTS IN FIRE RESISTANCE CALCULATIONS OF BUILDINGS AND STRUCTURES

Leonid SKORUK

Kyiv National University of Construction and Architecture,
31, Povitrianykh Syl Ave., Kyiv, Ukraine, 03037
skoruk.lm.zbk@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-7362-1348>

Abstract. Conventional fire resistance calculations evaluate individual structural elements (beams, columns, walls, floor slabs) based on their material properties. Current analysis methods, including standard fire resistance tests, fail to account for actual structural interactions in building systems.

Building structures inherently function as interconnected systems through various connections (pinned, hinged, continuous, or multi-span configurations). Consequently, either the complete failure of a load-bearing element during fire exposure or even just the alteration of its stiffness properties can trigger significant force redistribution. This may lead to structural behavior changes ranging from localized damage to potential progressive collapse. Furthermore, the performance of structural connections during and after fire exposure critically influences the global stability of the building's load-bearing system.

The standard fire resistance calculation criteria are based on two key requirements: firstly, a building's fire resistance duration must surpass the regulatory-mandated timeframe determined by its specific occupancy classification, and secondly, the overall fire resistance depends directly on the fire resistance ratings of the building's principal structural components.

All buildings must comply with fundamental functional requirements specified in regulatory documents, including provisions for safe evacuation routes, control of internal fire spread pathways, prevention of external fire propagation, and ensuring fire service access to firefighting equipment.

It should be emphasized that building codes establish minimum necessary standards for protect



Leonid SKORUK
Associate Professor of the
Department of Reinforced
Concrete and Masonry Structures,
PhD, Ass. Professor

ing occupant and public safety, focusing primarily on health and life protection rather than structural preservation - though damage limitation measures, while not explicitly required, are not precluded by these regulations.

Building codes are not intended to mitigate financial losses from fire incidents, a crucial consideration for designing building fire protection systems when regulatory requirements alone prove insufficient to satisfy client specifications.

The paramount requirement for building structures during internal fire propagation scenarios is as follows:

A building must be designed and constructed to maintain structural stability for a code-specified duration during fire exposure.

The requirements for maintaining a building's stability during a reasonably sufficient time period traditionally correspond to the structure's survival time in standard fire resistance tests.

Consequently, in addition to mechanical effects, one must consider changes in both thermal and mechanical properties of steel resulting from structural heating during a fire.

Keywords: fire resistance; heat capacity; thermal conductivity; fire

PROBLEM STATEMENT

Generally, the main load-bearing elements of buildings and structures include steel, reinforced concrete (RC), stone, and timber components. These structural types are analyzed separately in structural design. Accordingly, fire protection requirements for each material (such as concrete, steel, timber, stone, aluminum, etc.) are specified in the fire safety sections of the respective design codes [1–6]. These basic construction materials differ in their physical and mechanical properties and respond differently when exposed to high temperatures during a fire [7–21].

The strength and rigidity of steel and reinforced concrete structural elements decrease with increasing temperature, and the decrease in these characteristics is particularly significant in the temperature range between 400 and 700°C.

For example, concrete is a heterogeneous material whose fire-resistant properties are ensured by the corresponding properties of fillers and cement paste. Concrete has low thermal conductivity (50 times lower than steel), so it heats up very slowly during a fire. It is precisely because of its low thermal conductivity that reinforced concrete structures have good fire resistance. However, the specific heat capacity of concrete varies depending on the moisture content (in percent) by weight of the concrete structure (Fig. 4).

It is believed that concrete heated above 500°C loses its strength and rigidity, while concrete heated to temperatures below 500°C retains its characteristics as at normal temperatures.

In addition to mechanical loads, changes in the thermal and mechanical properties of steel, concrete, and reinforcement under fire exposure must also be considered.

Hot-rolled carbon steel begins to lose strength at temperatures above 300°C, with a progressive reduction up to around 800°C. Beyond this point, its residual strength declines more gradually until it reaches its melting point, approximately 1500°C. This behavior is typical of all hot-rolled steels. Cold-formed steel, including reinforcing bars, loses strength more

rapidly above 300°C. In addition to reductions in strength and stiffness, both types of steel also exhibit creep at temperatures exceeding 450°C. The specific heat capacity of carbon steel increases sharply at around 730°C due to the phase transformation of ferrite–pearlite into austenite (see Fig. 1).

Therefore, when evaluating the performance of steel structures under fire conditions, it is essential to account not only for mechanical loads but also for changes in the thermal and mechanical properties of the material.

Fire resistance calculations: particularly those carried out in accordance with Eurocodes [1–6] are typically based on one of four fire exposure scenarios: standard fire, hydrocarbon fire, external fire, or smoldering fire. Each scenario is defined by its own temperature–time curve. However, actual fire conditions can be either more or less severe than the standard fire curve, depending on the specific characteristics of the space where the fire occurs, such as geometry, ventilation, and fire load.

In this context, the fire resistance of building structures is evaluated using three performance criteria:

- Load-bearing capacity (R) – the ability to sustain mechanical loads during fire exposure;
- Integrity (E) – the ability to prevent the passage of flames and hot gases;
- Thermal insulation (I) – the ability to limit temperature rise on the unexposed side.

The following discussion will focus primarily on reinforced concrete and steel structures. According to fire safety standards such as EN 1992-1-2 and EN 1993-1-2, fire resistance may be assessed using several different methods, including:

According to EN 1992-1-2 (for reinforced concrete structures), fire resistance can be assessed using:

- 1) Tabulated data;
- 2) Simplified calculation models, such as the 500°C isothermal method and the zonal method;
- 3) Advanced (refined) calculation models.

According to EN 1993-1-2 (for steel structures), the following methods are available:

- 1) Calculated resistance method, accounting for both spatially **homogeneous** and **non-uniform** temperature distributions;
- 2) Critical temperature method;
- 3) Advanced (refined) calculation models.

The most commonly accepted method for demonstrating compliance with building codes and fire resistance regulations relies on tabulated data derived from standardized fire resistance tests.

The Eurocodes offer a comprehensive spectrum of calculation approaches, ranging from guidelines based on standard fire resistance ratings and tabulated data to advanced calculation methods that incorporate real fire scenarios and assess the overall behavior of the building during fire exposure.

Simplified calculation methods, combined with an assessment of the relevant load under fire limit conditions, rely on indicators of material property degradation due to elevated temperatures. Fire resistance is then determined using reduction factors that correspond to the calculated thermal exposure, and these are compared against the loads applied to the structure during a fire. Verification can be performed with respect to both fire resistance criteria and structural temperature limits.

Refined calculation methods typically employ complex finite element models.

The tabulated data for reinforced concrete structures: specifying minimum dimensions and minimum concrete cover thickness (protective layer) are based on the need to: limit the temperature rise of protected surfaces, and ensure structural stability for a sufficiently long period. These requirements are met by providing adequate concrete thickness, which restricts the average temperature rise of embedded surfaces to **140°C**, and by ensuring a sufficient protective layer thickness to limit the temperature rise of the reinforcement to: **550°C** (for conventional reinforcement), or **450°C** (for prestressed reinforcement elements).

Simplified calculation methods for reinforced concrete structures are provided along with their corresponding strength reduction values. **EN 1992-1-2** includes two approaches: the 500°C isothermal method, and the zonal method (Annex B).

The Eurocode-compliant calculation procedure consists of the **following stages**:

- 1) Determination of design fire characteristics (selection of a suitable fire model scenario and appropriate fire model in accordance with **EN 1991-1-2**);
- 2) Thermal analysis of temperature distribution in the structure (calculation of temperature rise in structural elements according to **EN 1992-1-2 and EN 1993-1-2**);
- 3) Assessment of structural response to fire (mechanical analysis of the structure's behavior under fire exposure according to **EN 1992-1-2 and EN 1993-1-2**).

Currently, there has been a shift in design priorities: calculation-based design now **takes precedence over** test-based approaches and serves as an alternative computational method.

As demonstrated, fire resistance calculations for building structures must account for numerous input parameters and material-specific properties.

The Eurocodes specify that the primary objective of these calculations is to ensure structural elements maintain adequate load-bearing capacity under elevated temperatures for a required duration.

The element must resist the applied load until the ultimate limit state of load-bearing capacity is reached during a fire. This design principle is similar to the principles of designing structural elements at normal temperatures. Thus, it is first necessary to know the temperature of the structural element (or its distribution within the element).

The temperature distribution across the cross-section differs significantly for steel and reinforced concrete elements. While for steel elements, due to the homogeneity of the material and the speed of temperature propagation, it is possible to assume a uniform temperature across the cross-section, for

reinforced concrete elements, the change in the temperature field across the cross-section is determined by solving a nonlinear non-stationary heat conduction equation.

The strength test of a reinforced concrete cross-section, performed during the assessment

of fire resistance, differs from the usual strength test in that here:

- a special (emergency) limit state is considered, and therefore, in addition to fire exposure, only standard constant and continuous loads are taken into account

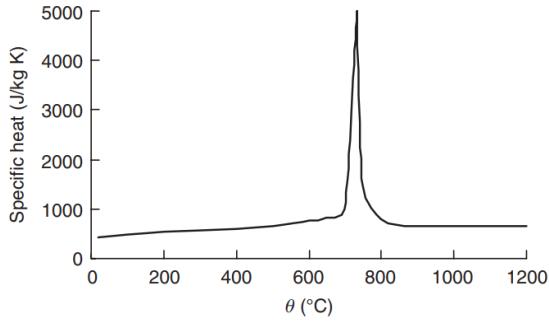


Fig. 1. Specific heat of carbon steel [8].
Рис.1. Питома теплоємність вуглецевої сталі [8].

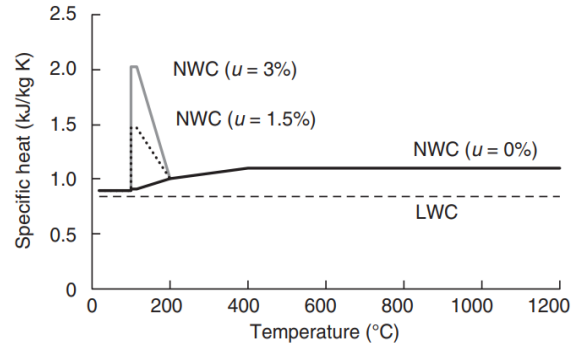


Fig. 2. Specific heat of concretes [8].
Рис. 2. Питома теплоємність бетонів [8].

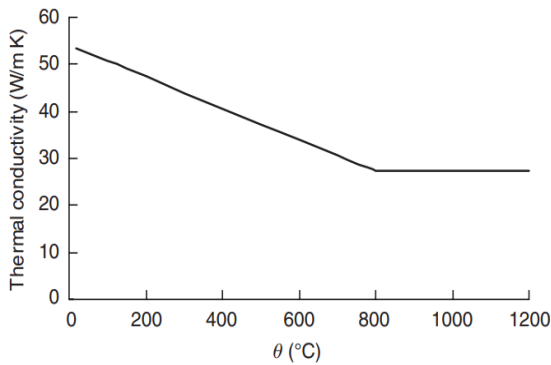


Fig. 3. Thermal conductivity of carbon steel [8].
Рис. 3. Теплопровідність вуглецевої сталі [8].

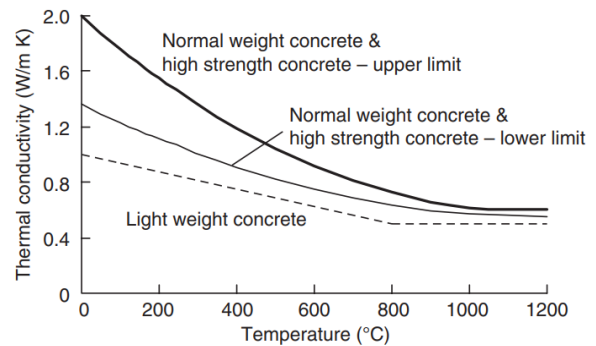


Fig. 4. Thermal conductivity of concretes [8].
Рис. 4. Теплопровідність бетонів [8].

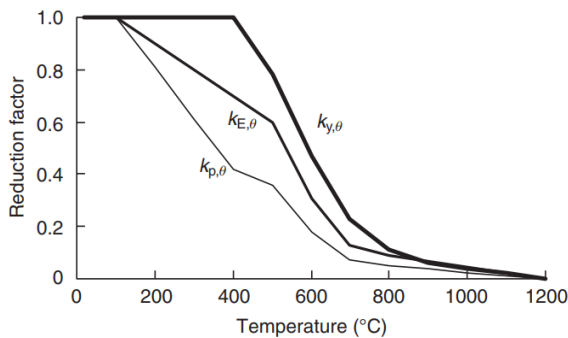


Fig. 5. Strength reduction factors for carbon steel [8].
Рис. 5. Коефіцієнти зниження міцності вуглецевої сталі [8].

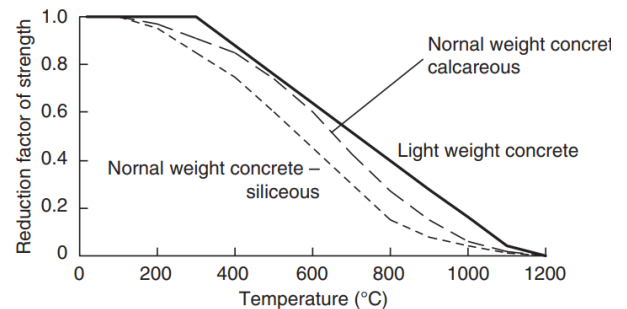


Fig. 6. Reduction in strength for normal- and lightweight concretes [8].
Рис. 6. Зниження міцності для звичайних та легких бетонів [8].

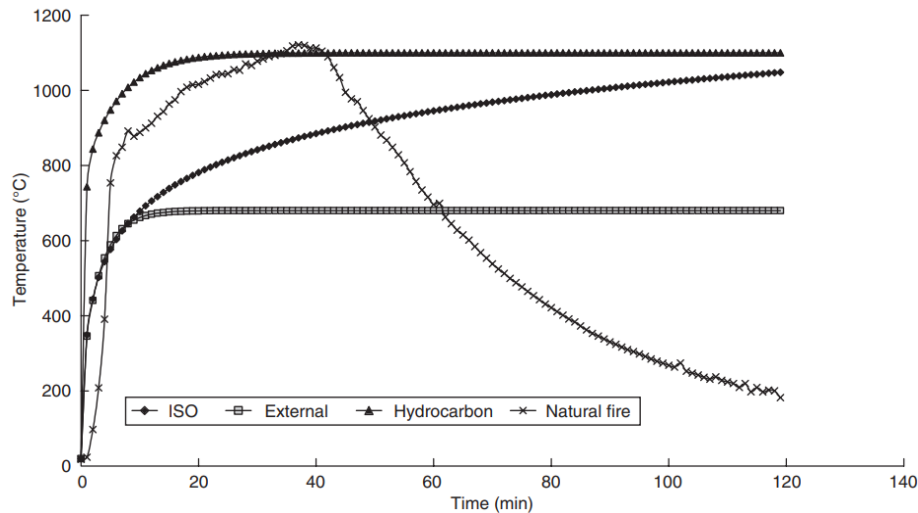


Fig. 7. Nominal fire curves – comparison with results from natural fire test [8].

Рис. 7. Номінальні криві пожежі – порівняння з результатами випробувань на стандартну пожежу [8].

- the change in the physical and mechanical parameters of materials (concrete and reinforcement) caused by heating is taken into account, and since the temperature field is uneven, these characteristics are determined for each calculation point of the cross section independently.

When calculating RCS, only the values of constant and long-term loads at time $t = 0$ are taken into account. In this case, the characteristic values of material strength are used.

The design strengths of concrete and reinforcement, as well as their elasticity modules, are taken into account based on the values of these quantities for the specified classes of concrete and reinforcement, but are adjusted to take into account the heating temperature.

In addition, the critical deformation values of reinforcement and concrete also depend on temperature, since the stress-strain relationship changes with temperature.

When calculating steel structures, only the values of constant and long-term loads and the characteristic values of material strength are taken into account.

In addition to the direct impact of fire temperature, secondary effects associated with

thermal expansion should also be taken into account.

In addition to the direct impact of fire temperature, **secondary effects** associated with thermal expansion should also be taken into account.

After all, everything mentioned above concerned a case where an isolated element was considered without accounting for its interaction with other parts of the system. In particular, nothing restrained the thermal expansion of the element.

Next, we will use an example to demonstrate the role that limited deformation of an element can play (the example was kindly provided by D.Eng.Sc. A.V. Perelmuter).

The frame of a three-story building was analyzed using SCAD software. Column spacing is 6×9 m, with 4 m floor heights. The steel structural elements lack fire protection. The fire scenario is applied to the first floor section, which is highlighted in color (Fig. 8). Using the Assembly mode, temperature changes at specific time intervals during the fire were modeled for the section's elements.

The columns are fabricated from 35K1 I-beams (GOST 26020-83), the main beams from 46B1 I-beams (GOST 26020-83), and the secondary beams from No. 20 I-beams (GOST 8239-89).

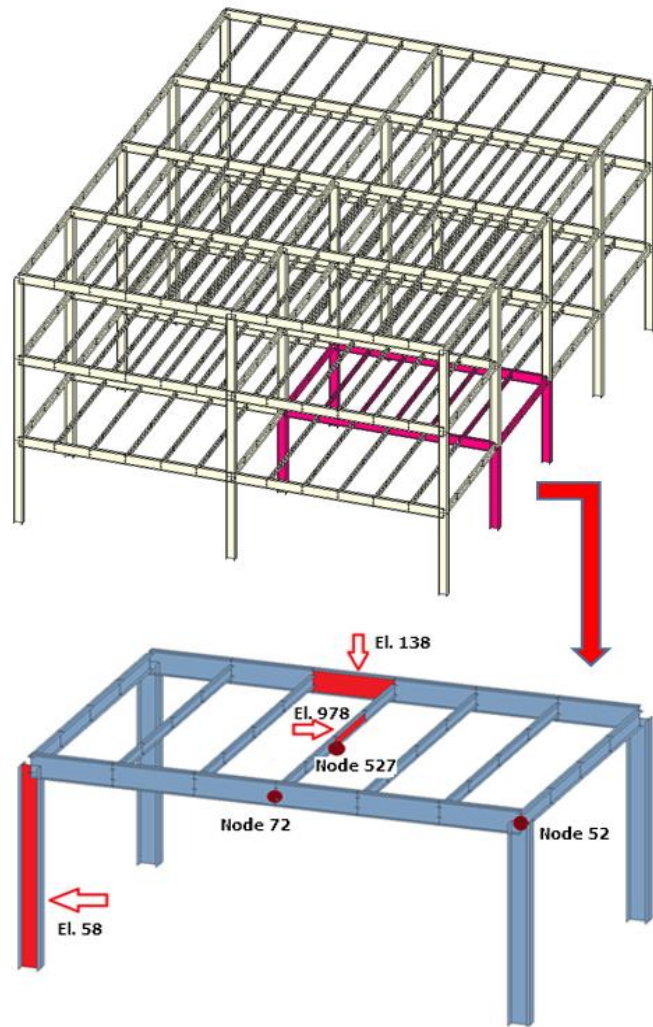


Fig. 8. General view of the calculation scheme.
Рис.8. Загальний вигляд розрахункової схеми.

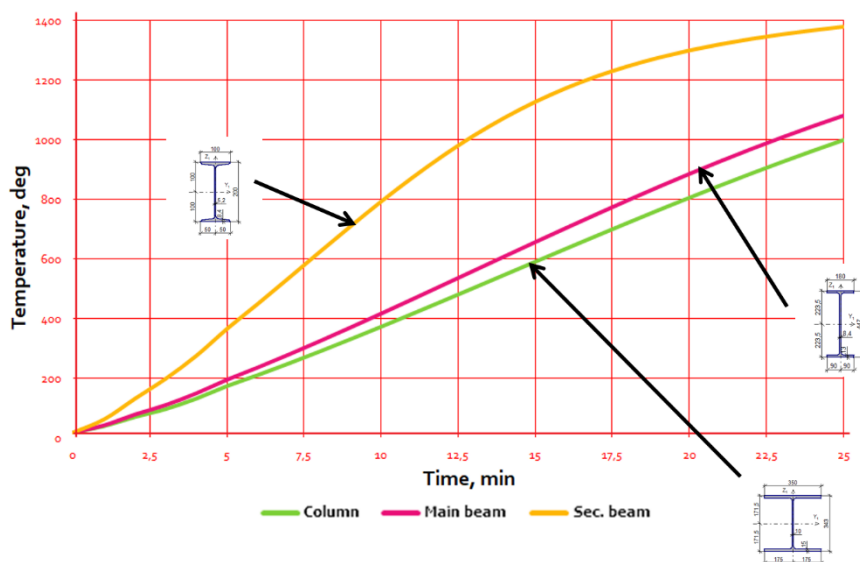
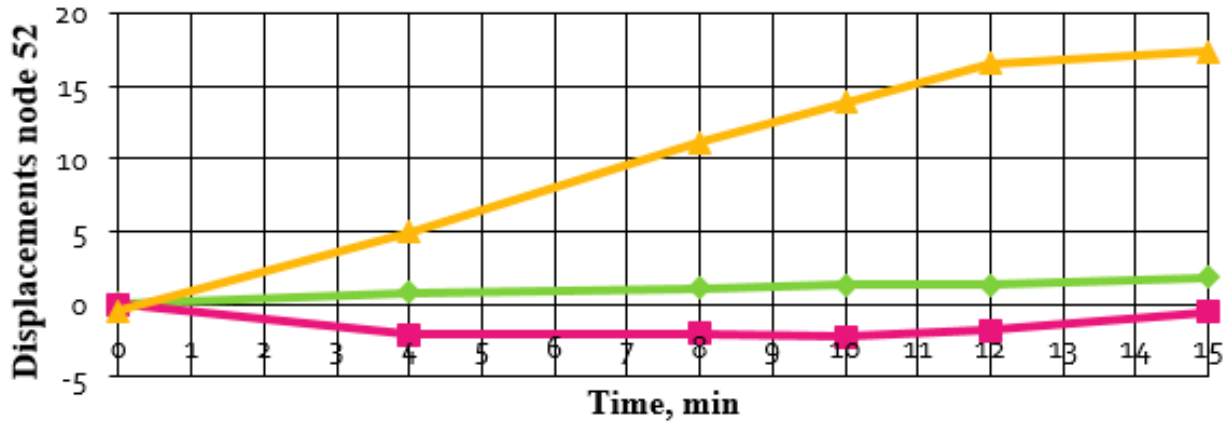
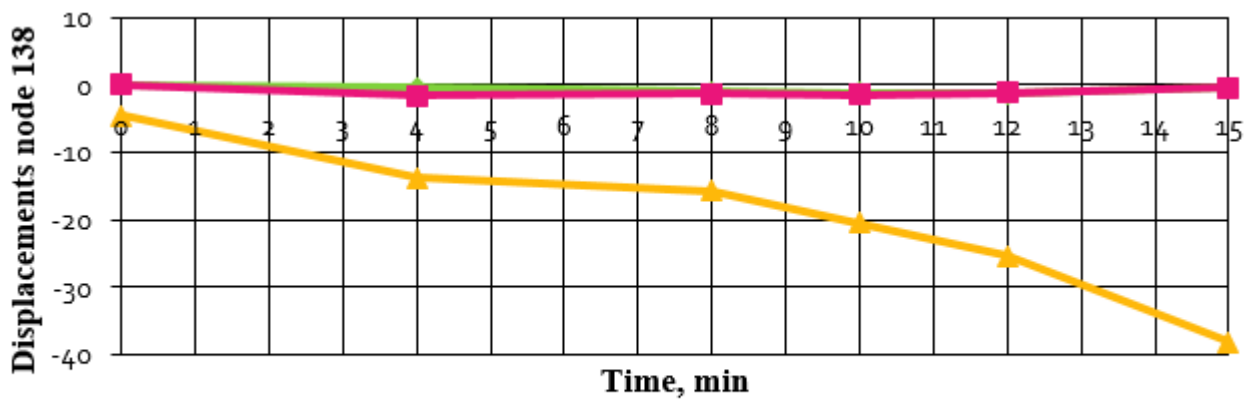


Fig. 9. Temperature change graph in the tracked elements.
Рис.9. Графік зміни температури у відстежуваних елементах.



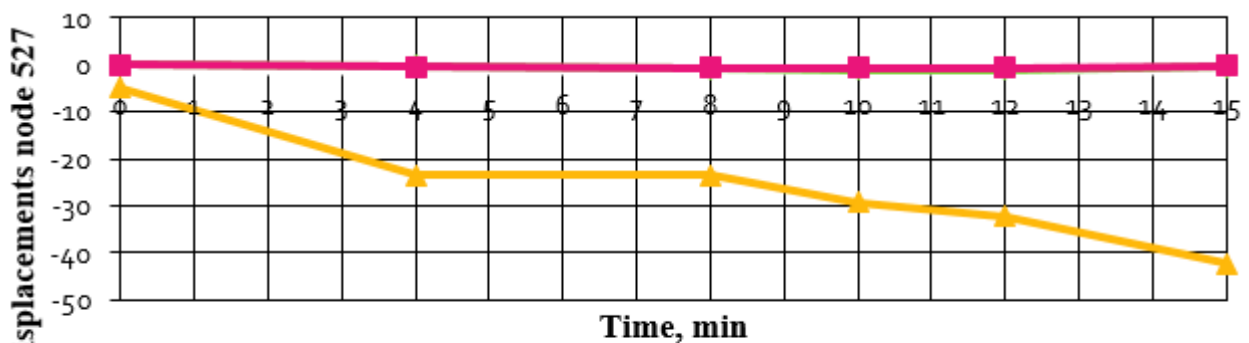
Column node X Y Z

a



Main beam node X Y Z

b



Secondary beam node X Y Z

c

Fig. 10. Design displacement values, mm: a – node 52; b- node 138; c - node 527.

Рис. 10. Розрахункові значення переміщень, мм: а – вузол 52; б – вузол 138; в – вузол 527.

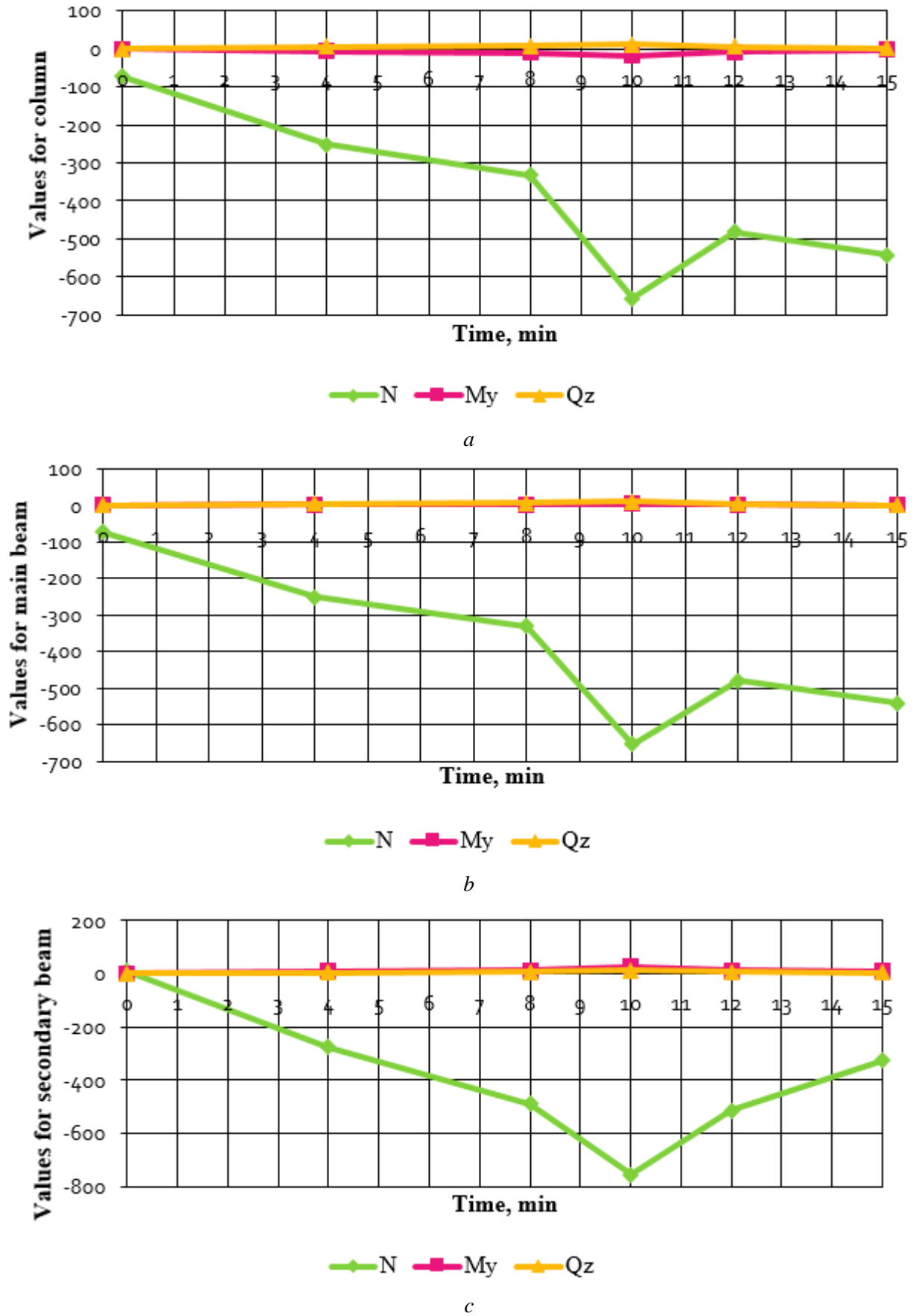


Fig. 11. Design force values: a – column; b – main beam; c – secondary beam.

Рис. 11. Розрахункові значення зусиль: а – колона; б – головна балка; в – другорядна балка.

Table 1. Temperature change in selected elements and reduction factors**Табл. 1.** Зміна температури у вибраних елементах та коефіцієнти зниження

t, min	Temperature			k_E			k_f		
	Col.	Main beam	Sec. beam	Col.	Main beam	Sec. beam	Col.	Main beam	Sec. beam
0	20	20	20	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
1	41	44	64	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
2	72	80	133	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
3	99	112	200	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
4	134	152	277	1,000	1,000	0,897	1,000	1,000	1,000
5	176	197	368	1,000	1,000	0,776	1,000	1,000	1,000
6	213	238	452	0,983	0,949	0,664	1,000	1,000	0,920
7	251	281	538	0,932	0,891	0,490	1,000	1,000	0,760
8	291	326	625	0,878	0,832	0,297	1,000	1,000	0,510
9	332	372	711	0,823	0,771	0,253	1,000	1,000	0,240
10	374	419	794	0,767	0,709	0,210	1,000	0,930	0,187
11	417	466	873	0,710	0,645	0,169	0,880	0,850	0,150
12	461	514	947	0,653	0,560	0,131	0,830	0,770	0,116
13	504	562	1014	0,588	0,421	0,096	0,780	0,603	0,085
14	548	610	1074	0,460	0,305	0,037	0,640	0,473	0,058
15	658	1128	0,333	0,280	0,037	0,522	0,344	0,033	0,043

Table 2. Results of strength tests**Табл. 2.** Результати перевірок на міцність

Time, min	Column			Main beam			Secondary beam		
	Forces in element 58			Forces in element 138			Forces in element 978		
	N, kN	M_y , kNm	Q_z , kN	N, kN	M_y , kNm	Q_z , kN	N, kN	M_y , kNm	Q_z , kN
0	-729,0	0,00	0,00	-727,0	0,00	0,00	85,7	2,3,4	12,5
4	-2512,9	-68,5	45,0	-2506,9	21,5	45,0	-2760,1	105,8	48,3
8	-3317,6	-104,5	66,6	-3309,6	28,7	66,6	-4892,3	125,2	56,2
10	-6559,5	-173,0	111,6	-6543,6	50,2	111,6	-7566,7	254,4	117,0
12	-4817,6	-80,9	50,7	-4805,6	20,3	50,7	-5148,4	136,4	61,5
15	-5418,1	-15,8	9,7	-5404,1	3,4	9,7	-3276,5	98,9	42,2

The columns are heated on all four sides, while both main and secondary beams are heated on three sides. The permanent floor load is $G = 4 \text{ kN/m}^2$, and the live load is $Q = 1 \text{ kN/m}^2$. The live load duration factor is taken as 0.25.

Internal forces are monitored for the column (Element 58), at mid-span of the main beam (Element 138) and mid-span of the secondary beam (Element 978); these elements are indicated in Figure 8. Control Nodes 52, 72, and 527 are designated for displacement tracking. Figures 10 and 11 present the displacement time histories for the specified nodes and the

internal force variation diagrams for the specified elements, respectively. Table 1 provides the temperature evolution of selected elements during 1-15 minutes of fire exposure along with corresponding reduction factors (k_E for linear elastic deformations and k_f for effective yield strength).

As evident from the calculation results (Table 2), the main beam fails the strength test between the 4th and 8th minutes, the secondary beam at the 4th minute, and the column between the 8th and 10th minutes.

In the examined case, the so-called secondary effects generated significant longitudinal forces in elements that were typically considered to experience only bending moments.

For the columns, the partial floor fire exposure proved particularly unfavorable. Had all floor columns been heated uniformly, the critical temperature assessment would have better matched the structure's predicted behavior.

All preceding calculations were performed under the assumption of strength verification according to design standards (while accounting for variations in steel's yield strength and elastic modulus). In other words, plastic behavior was essentially disregarded.

If plastic deformation is permitted, thermally-induced forces may decrease significantly.

Furthermore, several critical questions must be addressed when performing such calculations:

1) The building contains structural elements with varying fire resistance ratings. Should the structural analysis use the minimum or maximum rating as the governing criterion for the entire system?

2) The fire modeling approach remains ambiguous - particularly regarding the maximum fire spread area to consider when the facility lacks fire compartmentalization.

Similar secondary effects may also develop in reinforced concrete structures [7], particularly in joints where indirect fire effects significantly impact their performance characteristics. These effects can include increased support moments in continuous structures, thermal expansion-induced compressive forces, and eccentric loading resulting from large deflections or bending of flexible reinforced concrete members (columns, beams).

CONCLUSIONS

Based on extensive research into temperature effects on building frames, the following conclusions can be drawn:

1) Fire resistance calculations for isolated elements fail to fully represent the

structural frame's behavior;

2) Secondary effects — including thermal expansion of individual frame elements and their interaction with unheated members — must be considered in addition to direct fire temperature impacts.

REFERENCES

1. **European Committee for Standardization (CEN).** (2004). EN 1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-2: *General rules. Structural fire design* (225 pp.). (In English)
2. **European Committee for Standardization (CEN).** (2005). EN 1993-1-2 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-2: *General rules. Structural fire design* (78 pp.). (In English)
3. **European Committee for Standardization (CEN).** (2005). EN 1994-1-2 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: *General rules. Structural fire design* (109 pp.). (In English)
4. **European Committee for Standardization (CEN).** (2004). EN 1995-1-2 Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-2: *General rules. Structural fire design* (69 pp.). (In English)
5. **European Committee for Standardization (CEN).** (2005). EN 1996-1-2 Eurocode 6: Design of masonry structures. Part 1-2: *General rules. Structural fire design* (82 pp.). (In English)
6. **European Committee for Standardization (CEN).** (2007). EN 1999-1-2 Eurocode 9: *Design of aluminium structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design* (58 pp.). (In English)
7. **Wang, Y., Bailey, C., Lennon, T., & Moore, D.** (2007). Designers' guide to EN 1991-1-2, 1992-1-2, 1993-1-2 and EN 1994-1-2: *Fire engineering (Actions on steel and composite structures)*. (In English)
8. **Lennon, T., Moore, D. B., Wang, Y. C., & Bailey, C. G.** (2007). Designers' guide to EN 1991-1-2, 1992-1-2, 1993-1-2 and EN 1994-1-2: *Handbook for the fire design of steel, composite and concrete structures to the Eurocodes*. (pp.135) (In English)
9. **Lennon, T.** (2004). Fire safety of concrete structures: Background to BS 8110 fire design.

- Garston, Watford, UK: Building Research Establishment (BRE). (41 pp.). (In English)
10. **Lennon, T., Rupasinghe, R., Canisius, G., Waleed, N., Matthews, S.:** Concrete Structure in Fire, Performance, Design and Analysis, BR490. HIS BRE Press, Garston, Watford, 2007. pp. 42-43.
 11. **Fesenko, O., Koliakova, V., Skoruk, L., & Andriichenko, L. (2024).** Rozrakhunok zalizobetonnykh konstrukttsii na vohnestijkist za temperaturnym rezhymom vuhlevodnevoi pozhezhi [Calculation of fire resistance of reinforced concrete structures under hydrocarbon fire temperature regime] [in Ukrainian]. *Budivelni konstrukttsii. Teoriia i praktyka*, (15), 29-40.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.29-40>
 12. **Fire Design of Concrete Structures – materials, structures and modelling.** *fib bulletin* 38, Lausanne, Switzerland, April 2007. 106 p.
 13. **Chudyba, K., Serega, S. (2013).** Structural fire design methods for reinforced concrete members. *Czasopismo Techniczne*, 2013, *Budownictwo Zeszyt 1-B (6) 2013*, s. 15-36
<https://doi.org/10.4467/2353737XCT.14.002.1920>.
 14. **Bahr, O. (2021),** "Is it reasonable to use high-strength concrete columns under fire conditions?", *Journal of Structural Fire Engineering*, Vol. 12 No. 4, pp. 471-485.
<https://doi.org/10.1108/JSFE-02-2021-0011>.
 15. **Bahr, O. (2021),** "How bracing and heating regimes influence the fire performance of composite frames", *Journal of Structural Fire Engineering*, Vol. 12 No. 1, pp. 79-97.
<https://doi.org/10.1108/JSFE-04-2020-0012>.
 16. **Akkannavar, C.S. and Prashanth, M.H. (2025),** "Residual strength estimation of RC columns subjected to elevated temperatures from stress block parameters", *Journal of Structural Fire Engineering*, Vol. 16 No. 2, pp. 200-216.
<https://doi.org/10.1108/JSFE-05-2024-0013>.
 17. **Suhaimi, A., Ibrahim, I.S. and Ab Kadir, M.A. (2024),** "The effects of pre-loading on structural behavior of reinforced concrete beams under fire condition: a review", *Journal of Structural Fire Engineering*, Vol. 15 No. 4, pp. 532-556.
<https://doi.org/10.1108/JSFE-11-2023-0041>.
 18. **V.K.R. Kodur, Ankit Agrawal** An approach for evaluating residual capacity of reinforced concrete beams exposed to fire. *Engineering Structures* Volume 110, 1 March 2016, Pages 293-306.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.047>.
 19. **Thomas Gernay, T (2019)** Fire resistance and burnout resistance of reinforced concrete columns. *Fire Safety Journal*, Volume 104, March 2019, Pages 67-78.
<https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2019.01.007>
 20. **Hopkin et al., 2018.** A structural fire strategy for an exposed weathering steel-framed building. *The Structural Engineer*, 96(1), pp. 60-66.
 21. **Ni, S., Gernay, T., 2021.** A framework for probabilistic fire loss estimation in concrete building structures. *Structural Safety*, 88, 102029. pp. 1-12.

LITERATURE

1. **European Committee for Standardization (CEN). (2004).** EN 1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-2: *General rules. Structural fire design (225 pp.). (In English)*
2. **European Committee for Standardization (CEN). (2005).** EN 1993-1-2 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-2: *General rules. Structural fire design (78 pp.). (In English)*
3. **European Committee for Standardization (CEN). (2005).** EN 1994-1-2 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: *General rules. Structural fire design (109 pp.). (In English)*
4. **European Committee for Standardization (CEN). (2004).** EN 1995-1-2 Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-2: *General rules. Structural fire design (69 pp.). (In English)*
5. **European Committee for Standardization (CEN). (2005).** EN 1996-1-2 Eurocode 6: Design of masonry structures. Part 1-2: *General rules. Structural fire design (82 pp.). (In English)*
6. **European Committee for Standardization (CEN). (2007).** EN 1999-1-2 Eurocode 9: Design of aluminium structures. Part 1-2: *General rules. Structural fire design (58 pp.). (In English)*
7. **Wang, Y., Bailey, C., Lennon, T., & Moore, D. (2007).** Designers' guide to EN 1991-1-2, 1992-1-2, 1993-1-2 and EN 1994-1-2: *Fire engineering (Actions on steel and composite structures). (In English)*
8. **Lennon, T., Moore, D. B., Wang, Y. C., & Bailey, C. G. (2007).** Designers' guide to EN 1991-1-2, 1992-1-2, 1993-1-2 and EN 1994-1-2:

Handbook for the fire design of steel, composite and concrete structures to the Eurocodes. (pp.135) (In English)

9. **Lennon, T. (2004).** Fire safety of concrete structures: Background to BS 8110 fire design. Garston, Watford, UK: *Building Research Establishment (BRE)*. (41 pp.). (In English)
10. **Lennon, T., Rupasinghe, R., Canisius, G., Waleed, N., & Matthews, S. (2007).** Concrete structures in fire: Performance, design and analysis (BR490). Garston, Watford: *HIS BRE Press*. (pp. 42-43) (In English)
11. **Фесенко, О., Колякова, В., Скорук, Л., & Андрійченко, Л. (2024).** Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість за температурним режимом вуглеводневої пожежі. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (15), 29–40. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.29-40>.
12. International Federation for Structural Concrete (fib). (2007). Fire Design of Concrete Structures – *Materials, structures and modelling (fib Bulletin 38)*. Lausanne: fib. (p.106) (In English)
13. **Chudyba, K., Seręga, S. (2013).** Structural fire design methods for reinforced concrete members. *Czasopismo Techniczne, 2013, Budownictwo Zeszyt 1-B (6) 2013, s. 15-36* (In English) <https://doi.org/10.4467/2353737XCT.14.002.1920>.
14. **Bahr, O. (2021),** "Is it reasonable to use high-strength concrete columns under fire conditions?", *Journal of Structural Fire Engineering, Vol. 12 No. 4, pp. 471-485.* (in English) <https://doi.org/10.1108/JSFE-02-2021-0011>.
15. **Bahr, O. (2021),** "How bracing and heating regimes influence the fire performance of composite frames", *Journal of Structural Fire Engineering, Vol. 12 No. 1, pp. 79-97.* (in English) <https://doi.org/10.1108/JSFE-04-2020-0012>.
16. **Akkannavar, C.S. and Prashanth, M.H. (2025),** "Residual strength estimation of RC columns subjected to elevated temperatures from stress block parameters", *Journal of Structural Fire Engineering, Vol. 16 No. 2, pp. 200-216.* <https://doi.org/10.1108/JSFE-05-2024-0013>.
17. **Suhaimi, A., Ibrahim, I.S. and Ab Kadir, M.A. (2024),** "The effects of pre-loading on structural behavior of reinforced concrete beams under fire condition: a review", *Journal of Structural Fire Engineering, Vol. 15 No. 4, pp. 532-556.* <https://doi.org/10.1108/JSFE-11-2023-0041>.
18. **V.K.R. Kodur, Ankit Agrawal** An approach for evaluating residual capacity of reinforced concrete beams exposed to fire. *Engineering Structures Volume 110, 1 March 2016, Pages 293-306.* <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.047>.
19. **Thomas Gernay, T (2019)** Fire resistance and burnout resistance of reinforced concrete columns. *Fire Safety Journal, Volume 104, March 2019, Pages 67-78.* <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2019.01.007>
20. **Норкін et al., 2018.** A structural fire strategy for an exposed weathering steel-framed building. *The Structural Engineer, 96(1), 60-66.*
21. **Ni, S., Gernay, T., 2021.** A framework for probabilistic fire loss estimation in concrete building structures. *Structural Safety, 88, 102029. pp. 1-12.*

НЕОБХІДНІСТЬ ВРАХУВАННЯ ВПЛИВІВ ВТОРИННИХ ЕФЕКТІВ ПРИ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ

Леонід СКОРУК

Анотація. Традиційний розрахунок на дію пожежі відноситься до експлуатаційних властивостей окремих елементів конструкцій (балки, колони, стіни, плити перекриття). В методиках аналізу (випробування вогнестійкості при стандартній пожежі) не розглядається взаємодія конструктивних елементів в реальних будівлях.

Однак, потрібно зазначити, що конструкції будівлі перебувають у певних взаємозв'язках та взаємодії одна з одною (защемлення, шарнір, одно- та багатопрольотна конструкція і т.д.). Тому виключення внаслідок пожежі із роботи якогось несучого елемента або навіть зміна його жорсткісних характеристик може призвести до значного перерозподілу зусиль у будівлі та подальшої її поведінки аж до можливого руйнування частини або всієї будівлі. Також робота стиків конструкцій в умовах пожежі або після неї є важливим фактором з точки зору збереження загальної стійкості несучої системи будівлі.

Загально прийнятими критеріями розрахунку на вогнестійкість є наступні вимоги: час вогнестійкості будівлі повинен перевищувати час, встановлений нормативними документами на основі оцінки приналежності будівлі до певної цільової групи.

Вогнестійкість будівлі залежить від меж вогнестійкості її основних конструктивних частин.

Всі будівлі повинні відповідати певним функціональним вимогам, що включає засоби евакуації, визначення шляхів розповсюдження пожежі в середині будівлі, визначення шляхів розповсюдження пожежі ззовні будівлі, визначення шляхів доступу пожежної служби до засобів гасіння пожежі, що викладено у нормативних документах.

Важливо зазначити, що будівельні норми і правила призначенні лише для забезпечення розумно необхідних стандартів із захисту здоров'я та безпеки людей, які знаходяться всередині і за межами будівлі. В них не розглядаються заходи з обмеження шкоди будівельним конструкціям, але така мета не виключається.

Будівельні норми і правила також не призначені для забезпечення мінімізації фінансових втрат, спричинених пожежею. Це має велике значення для проектування протипожежного захисту будівель і споруд,

коли для виконання умов замовника не вистачає вимог нормативних документів.

Найбільш важлива вимога до будівельних конструкцій в умовах розповсюдження пожежі всередині будівлі полягає в наступному:

Будівля повинна бути запроєктована і зведена таким чином, щоб у випадку пожежі її стійкість зберігалась протягом розумно достатнього періоду часу.

Вимоги до збереження стійкості будівлі протягом розумно достатнього періоду часу традиційно відносяться до часу, необхідного для «виживання» конструкції у ході стандартних випробувань на вогнестійкість.

Тому поряд з механічними впливами слід враховувати зміну теплотехнічних та механічних властивостей сталі під впливом нагрівання конструкції від пожежі.

Ключові слова: вогнестійкість; теплоємність; теплопровідність; пожежа.

Стаття надійшла до редакції 30.04.2025

RATIONAL TOPOLOGY OF CANTILEVER STEEL BEAMS WITH VARIABLE FLANGE WIDTH AND WEB HEIGHT UNDER DEFLECTION AND STRENGTH CONSTRAINTS

Liubomyr DZHANOV

Kyiv National University of Construction and Architecture,
31, Povitryanykh Syl Avenue, Kyiv, Ukraine, 03037
angeldl@ukr.net , orcid.org/0000-0001-5144-3424

Abstract. The article solves the problem of selecting the optimal topology of a cantilever steel I-beam with variable web height and flange width, subject to deflection constraints and assuming an optimal distribution of steel in each cross-section based on strength conditions. The problem is solved using the method of Lagrange multipliers. The optimal design criterion is taken to be the objective function minimizing steel consumption for the structure. The condition of optimal distribution of steel between the flanges and the web based on strength criteria is adopted for each cross-section. Possible deviations from the optimal ratio between the flange area and the web area are accounted for by an additional coefficient. The problem belongs to nonlinear programming. The strength condition of the web is considered inactive and is ensured by structural measures (web stiffeners). Out-of-plane stability of the beam (against lateral bending) is provided by an appropriate system of horizontal bracing along the flanges.

An analytical function describing the cross-sectional variation along the length of a cantilever tapered I-beam is obtained under the optimization conditions for a uniformly distributed load and a given relative design deflection. The derived analytical function for the relative optimal height of the I-beam along the length of the structure is a power-law function and depends on the load, the deflection constraints, and the optimal or rational distribution of steel in each cross-section. The optimal height of the I-beam for the support section (where the maximum bending moment occurs) is determined under the conditions of the problem.

The identified patterns of variation in the optimal beam height allow one to select the optimal topology of the structure and to account for the



Liubomyr DZHANOV
assistant lecturer,
Department of Metal and Wooden
Structures

possibility of higher stresses arising in sections of smaller height. It is confirmed that the optimal structural solution depends on the load distribution law. The obtained results allow determining the degree of variability of the cross-section height for the optimal topology.

The analytical formulas derived for the optimal height of a beam with variable flange width and variable web height enable, at the first stage of variant design, an evaluation of the efficiency of the design solution.

Keywords: elastic steel beam; cantilever beam; steel I-beam with variable flange width and web height; optimization by steel consumption under deflection constraints; optimal I-beam cross-sections by strength; Lagrange method; Euler's equation.

PROBLEM STATEMENT

The use of steel structures in the construction of industrial and civil facilities underscores the technological level of countries. The economic feasibility of using steel structures has been proven for long spans under substantial loads when deflection constraints are taken into account.

Moreover, the recyclability of steel results in an integrated reduction of total CO₂ emissions over the service life of a building, which is of significant environmental importance.

In the course of research into selecting the optimal topology of an I-beam with a variable web and flange cross-section along its length, a number of constraints arise that must be addressed in combination. First, in beams of variable cross-section, the maximum stresses do not always occur in the section where the maximum bending moment acts [7,8,18,27]. Second, when solving problems considering limitations on allowable deflections, it is necessary to account for the variation of stresses along the beam's length. For steel I-beams of constant cross-section, deflection constraints do not depend on the steel strength or the stress distribution along the length of the structure. However, for beams with variable cross-section, one must consider that determining the minimum steel consumption is related to both the stresses and the deflections of the structure. Therefore, solving such a problem requires additional information for design. A traditional approach in optimal beam design by steel consumption allows the optimal web height of an I-beam to be determined using analytical formulas derived in the process of minimizing steel usage. This approach is based on the idea that for a given design bending moment in a certain cross-section, increasing the web height increases the section modulus, but the steel usage for the web increases as well.

Conversely, increasing the web height reduces the steel consumption in the flanges of the I-beam. However, both of these trends are nonlinear. The contribution of the flanges to the section modulus is greater than that of the web; yet as the web height increases, the required flange area decreases, and the flanges' contribution to further increasing the section modulus (due to the greater distance from the neutral axis) diminishes. Therefore, there exists a web height at which the steel consumption for the profile is minimal. With a varying flange width and web height, the search for a rational (constrained optimal) web height is formulated as a nonlinear programming problem aimed at minimizing steel consumption with deflection

constraints. Solving such an optimal design problem is important for conceptual design considering the requirements of two limit states. Since the extremum of such problems is rather flat, it is assumed that suitable plate thicknesses for fabricating the beam are always available from standard stock.

There are numerous studies related to determining the cross-sections of I-beams with variable web height. For example, beams have been investigated under strength and stability conditions under axial compression, including potential loss of stability in the plane of bending and the occurrence of bimoment stresses [1,2,4,7,9,12,16,27,28].

However, research into the optimal design of I-beams with variable web height is developing further due to the widespread use of such members in construction with steel frameworks employing tapered members [7,9,18,26,27,29].

The theory of optimal design and various scientific approaches to finding optimal structural solutions for steel structures are presented in works [3,18,23,28,29]. An important factor in choosing the best structural topology is the choice of the optimal design criterion. The most relevant criterion is minimizing steel consumption (material usage) [2, 5, 7, 8, 14, 15,18, 21, 22, 23, 27, 29]. An optimality criterion based on energy principles is substantiated in work [19]. Optimization by cost and environmental impact has been studied in [19,20,23,28]. The criterion of rational design for combined roof trusses—based on equalizing the bending moment-induced stresses in the top chord of an I-section, taking into account an energy criterion—is given in [15,23]. The developed optimal design criteria also extend to other efficient steel beam structures: beams with corrugated webs [13,16, 25] and beams with perforated webs [13,16,30].

Methods used to select the optimal structural topology are generally divided into analytical approaches (with numerical investigations of the obtained criteria and algorithmic constraint functions) [5,7,8,15,16,23,30,31,32]. This approach is used when it is possible to describe the continuity of the discrete range of steel plate stock and the interrelation between different

parameters of cross-section variability and topology along the beam's length.

The use of genetic algorithms is widespread and is among the most common approaches [16,21,22,23,25, 30,31,32], However, finding a global minimum requires additional research. Furthermore, if there is a possibility of multiple optimal solutions (differences on the order of 5–6% in steel consumption depending on the discretization of available plate thicknesses), it becomes necessary to further develop and adapt existing optimization methods. Since switching to a different steel section (product range) can lead to significant changes in the structural topology, the finite element method—using various algorithms—is typically applied at the detailed design stage and yields reliable results, although it is computationally intensive. This approach is generally used during the working design phase of steel structures. However, reliable results can be obtained more rapidly if the initial dimensions of the support cross-section are rational (close to optimal). Such input parameters can be derived from generalized analytical studies in optimal design conducted during the conceptual or preliminary variant-based design stage of steel structures.

The relevance of developing optimal design solutions for I-beams with variable cross-section is also driven by the potential to reduce costs under thermal loading during fire conditions, as such optimization allows for lower expenses on fire protection for critical structural elements. [6,11,24].

In its general formulation, the task of finding the optimal topology of a steel beam with variable web height and variable flange width is a multi-criteria optimization problem that requires further development and adaptation of existing optimization methods [14,23,28,30]. The relevance of such problems increases particularly under the influence of dynamic loading [5,17] and the activation of displacement constraints [7,8,23,28,29,32]. Thus, the selection of an optimal topology for a welded I-beam with variable flange width and web height is a pressing and significant research direction. The study of flexible structural elements [10] should be considered as a separate but related problem.

The relevance of the stated problem and the conducted analytical studies [7,8] may also be applied to evaluate the rationality of the structural solution under the development of localized plastic deformations along the cross-sectional height.

The literature review has shown that insufficient analytical research has been conducted in this area, despite its importance at the initial stage of conceptual (variant-based) design.

The relevance of the following research lies in its ability to reveal the influence of stiffness variation patterns on the stress–strain state of the structure and to open new approaches for solving subsequent rational design problems..

MAIN STUDY

The study addresses the problem of selecting the optimal topology of an elastic steel I-beam with span length (l) featuring variable flange width ($b_{f,z}$, $b_{f,z} = b_{f,0}(1 \mp \gamma_b z/l)^s$) and variable web height (h_z). The origin of the Cartesian coordinate system is placed at the center of the largest cross-section. The web slenderness varies along the beam's length and is defined as $\lambda_w = h_0/t_w$. The analysis of the beam's bending behavior is based on the Euler–Bernoulli bending hypotheses [2,7,8].

The variation of the flange width and the web height of the I-beam is assumed to follow a power-law distribution with defined cross-sectional gradients.

$$b_{f,z} = b_{f,0} \left(1 \mp \gamma_b \frac{z}{l}\right)^s \rightarrow \frac{z}{l} = 1 \rightarrow b_{f,n} = b_{f,0} (1 \mp \gamma_b)^s$$

$$\gamma_b = \mp \sqrt[s]{1 - \frac{b_{fn}}{b_{f0}}}$$

$$h_z = h_0 \left(1 - \gamma_h \frac{z}{l}\right)^s \rightarrow \frac{z}{l} = 1 \rightarrow h_n = h_0 (1 - \gamma_h)^s;$$

$$\gamma_h = \sqrt[s]{\frac{h_0}{h_n}}$$

To simplify notation, generalized functions describing the variation of the cross-section are introduced. The cross-sectional area of the steel

I-beam is considered to depend on the variation of the web height and flange width.

$$\begin{aligned} h_{z} &= h_0 f_{h,z}; \quad f_{h,z} = \left(1 - \gamma_h \frac{z}{l}\right)^s. \\ b_{f,z} &= b_{f0} f_{b,z}; \quad f_{b,z} = \left(1 \mp \gamma_{fb} \frac{z}{l}\right)^s. \\ 2A_{f,z} &= 2b_{f,z} t_f; \quad A_{w,z} = h_z t_w. \\ A_z &= 2A_{f,z} + A_{w,z}. \quad A_z = 2b_{f,z} t_f + h_z t_w. \end{aligned} \quad (1)$$

In the formulas provided, the following notations are used: t_w – thickness of the I-beam web, t_f – thickness of the I-beam flange, l – length of the beam, γ_{fb} γ_{bx} – gradient (parameter) of flange width variation, $b_{f,0}$ – flange width at $z=0$ (maximum width), $b_{f,n}$ – flange width at $z=1$ (minimum width), через $t_z = z/l$ – dimensionless longitudinal coordinate of the cross-section, with the origin located at the section of maximum size.

The geometric properties of the symmetric cross-section of the steel I-beam under variable flange width are denoted as follows: I_{xz} ; I_{x0} ; I_{xn} – current moment of inertia of the cross-section, initial (maximum) moment of inertia, minimum moment of inertia along the beam length

$$\begin{aligned} I_{xz} &= 2b_{f0} (1 - \gamma_{fb} t_z) t_f \frac{h_0^2}{4} + \frac{h_0^3 t_w}{12}. \\ I_{x0} &= 2b_0 t_f \frac{h_0^2}{4} + \frac{h_0^3 t_w}{12} = \frac{h_0^2}{2} b_0 t_f \left(1 + \frac{h_0 t_w}{6b_0 t_f}\right). \end{aligned}$$

Accordingly, the variation of the moments of inertia of the steel beam cross-sections with changing flange width, relative to the main centroidal axis Ox , can be expressed as follows:

$$I_{x,z} = \left(\frac{A_{f,0} h_z^2}{2} + \frac{t_w h_z^3}{12} \right) = \frac{t_w h_z^3}{2} \left(\frac{A_{f,z}}{t_w h_z} + \frac{1}{6} \right).$$

$$m_{b,z} = 2\rho l b_{f,0} t_f \int_l f_{bz} dz + \rho l h_{w,0} t_w \int_l f_{hz} dz \rightarrow \min \quad (4)$$

The objective function for minimizing the steel mass (4) incorporates all geometric parameters of the beam's cross-section and

It is important to assume a constant web thickness, which is determined based on the slenderness of the maximum cross-section.

$$t_w = \frac{h_0}{\lambda_w}$$

In the generalized form, the moment of inertia of the cross-section has the following analytical expression.

$$I_{x,z} = \left(h_0 f_{hz} \right)^3 \frac{h_0}{2\lambda_w} \left(\frac{t_f b_{f,0} \lambda_w}{h_0^2} \frac{f_{bz}}{f_{hz}} + \frac{1}{6} \right) \quad (2)$$

The deflection constraint condition for the structure is defined using Mohr's integral, which takes the following form.

$$\begin{aligned} u_\eta \left(h_z, t_w, z, A_{f,z} \right) &= \int_0^l \frac{M_{x,z} M_{x,P,z}}{EI_{x,z}} dz \leq \Delta_\eta. \\ M_{x,P,z} &= P l (1 - z/l); \quad M_{x,z} = \frac{q l^2}{2} f_{M,z}^m. \\ f_{M,z}^m &= \left(1 - \frac{z^n}{l^n} \right)^m \cdot f_{M,z}^m (1 - z/l) \\ \frac{q l^4}{2} \int_0^1 \frac{f_{M,z}^m (1 - z/l)}{EI_{x,z}} d \frac{z}{l} &\leq \Delta_\eta \end{aligned} \quad (3)$$

The methodology for determining the minimum steel consumption under strength and deflection constraints is developed for a tapered cantilever I-beam with variable web height and flange width.

The steel consumption function accounts for the inclusion of the web thickness parameter through its dependence on the maximum height h_0 and the web slenderness λ_w .

The optimal design problem for steel beams with variable cross-section (4) is formulated as a nonlinear mathematical programming problem [2, 3, 7, 8, 23].

their variation along the beam's length (2). The deflection constraints are adopted as the governing restrictions, where Δ_η denotes the

limiting displacements of the structure. Displacements are determined using Mohr's integral (3).

The condition that the structure's deflections do not exceed the allowable limits depends on the variability of the geometric properties of the I-section. Therefore, in its general form, this condition can be expressed as a function of the optimal height determined based on minimum steel consumption under strength conditions. Applying the optimality condition for I-beams [7,8,16,23] if, in each current cross-section, the total area of the two flanges equals the area of the web, this constitutes a sufficient condition for an optimal cross-section. If every cross-section along the length of the structure is optimal, then the entire structure is optimal in terms of steel usage

$$2A_{f,z} = t_w h_z = \frac{h_0^2 f_{h,z}}{\lambda_w} = \frac{h_0 h_z}{\lambda_w}.$$

However, due to the discreteness of the available rolled steel sections (in terms of

$$\Delta_\eta \leq \frac{q_b l^4 P_1}{E \frac{h_0}{\lambda_w} (h_0^3) \left(\frac{1}{2} k_b + \frac{1}{6} \right)} \int_0^1 \frac{f_{M,z}^m \left(1 - \frac{z}{l} \right)}{f_{h,z}^3} d \frac{z}{l} \quad (7)$$

The formulated problem is ultimately stated as a nonlinear programming problem: to determine the minimum normalized steel consumption for a cantilever I-beam structure with variable web height and flange width, subject to serviceability limit state constraints and the rational (optimal) distribution of steel along the cross-sectional height (5) as well as deflection constraints (7).

$$\frac{m_b}{\rho l^3} = \int_0^1 \frac{h_0^2}{\lambda_w l^2} f_{h,z} (k_b + 1) d \frac{z}{l} \quad (8)$$

$\rightarrow \min.$

thickness) and the need to satisfy the web stability conditions, a correction factor (k_b) is introduced for the flange area. Designers are often forced to deviate from the optimal web height by adjusting the flange width and area. Therefore, in subsequent research, it is assumed that the rational distribution of steel along the cross-sectional height of the I-beam between the web and the flanges will follow the condition below.

$$\frac{2t_f b_{f,0} \lambda_w}{(h_0 f_{h,z}) h_0} = k_b \rightarrow \frac{t_f b_{f,0} \lambda_w}{(h_0 f_{h,z}) h_0} = \frac{1}{2} k_b. \quad (5)$$

Thus, taking into account the rationality condition for each cross-section of the beam, the moment of inertia (2) takes the following form.

$$I_{x,z} = (h_0 f_{h,z})^3 \frac{h_0}{2 \lambda_w} \left(\frac{1}{2} k_b + \frac{1}{6} \right) \quad (6)$$

The generalized expression for deflections is obtained using Mohr's integral (3).

Condition (7), expressed in dimensionless form, has the following analytical representation.

$$\Delta_\eta \leq \frac{q_b l^4 P_1}{E \frac{h_0}{\lambda_w} (h_0^3) \left(\frac{1}{2} k_b + \frac{1}{6} \right)} \int_0^1 \frac{f_{M,z}^m \left(1 - \frac{z}{l} \right)}{f_{h,z}^3} d \frac{z}{l} \quad (9)$$

$$\frac{\Delta_\eta}{l} \frac{h_0}{\lambda_w l} \frac{E l \left(\frac{1}{2} k_b + \frac{1}{6} \right)}{q_b} \leq \int_0^1 \frac{f_{M,z}^m \left(1 - \frac{z}{l} \right)}{(h_0^3) f_{h,z}^3 / l^3} d \frac{z}{l}$$

Euler's equation takes the following form.

$$F'_{h(z)}(\lambda_{m\eta}, A_z) - \frac{d}{dz} F'_{h'(z)}(\lambda_{m\eta}, A_z) + \dots = 0 \quad (10)$$

The Lagrangian function from Equation (10) along with the deflection constraint from Equation (9) (non-rigidity condition,

compatibility condition), is expressed in the following form (11)

$$F(\lambda_{m\eta}, A_z) = \frac{h_0 f_{hz}}{l} \frac{h_0}{\lambda_w l} (k_b + 1) + \lambda_{m\eta} \left[\frac{f_{M,z}^m \left(1 - \frac{z}{l}\right)}{\left(h_0^3 f_{hz}^3\right) / l^3} \right].$$

$$\int_0^1 \frac{f_{M,z}^m \left(1 - \frac{z}{l}\right)}{\frac{h_0^3 f_{hz}^3}{l^3}} d\left(\frac{z}{l}\right) - \frac{\Delta\eta}{l} \frac{h_0}{\lambda_w l} \frac{El}{q_b} \left(\frac{1}{2} k_b + \frac{1}{6}\right) = 0$$

For the formulated problem, taking into account the relationships between the

geometric characteristics, Euler's equation takes the following form after differentiation

$$\frac{\partial \left[\frac{h_0 f_{hz}}{l} \frac{h_0}{\lambda_w l} (k_b + 1) \right]}{\partial \left(\frac{h_0 f_{hz}}{l} \right)} + \lambda_{m\eta} \frac{\partial \left(\frac{f_{M,z}^m \left(1 - \frac{z}{l}\right)}{\frac{h_0^3 f_{hz}^3}{l^3}} d\left(\frac{z}{l}\right) \right)}{\partial \left(\frac{h_0 f_{hz}}{l} \right)} = 0.$$

$$\frac{h_0}{\lambda_w l} (k_b + 1) - \lambda_{m\eta} f_{M,z}^m \left(1 - \frac{z}{l}\right) \frac{3h_0^2 f_{hz}^2 / l^2}{\left(h_0^3 f_{hz}^3 / l^3\right)^2} = 0.$$

Thus, Euler's equation has been obtained in a generalized form for steel beams with variable cross-section.

Task 1. At this stage of the research, it is more rational to consider cantilever beams with variable cross-section

Determine the optimal topology of a cantilever steel I-beam (welded section) under a parabolic distribution of the bending moment along the length of the structure.

$$M_{x,z} = \left(1 - \frac{z}{l}\right)^2 \rightarrow f_{M,z}^m = \left(1 - \frac{z}{l}\right)^2.$$

The Euler's equation, taking into account the assumed law of bending moment variation along the beam's length, takes the following form.

$$\frac{h_0}{\lambda_w l} (k_b + 1) \left(\frac{hf_{hz}}{l} \right)^4 - 3\lambda_{m\eta} \left(1 - \frac{z}{l} \right)^3 = 0. \quad (11)$$

The pattern of variation in beam height as a function of the coefficient λ_m is described by the following analytical equation.

$$\frac{hf_{hz}}{l} = \lambda_{m\eta}^{1/4} \left(\frac{3}{\frac{h_0}{\lambda_w l} (k_b + 1)} \right)^{1/4} \left(1 - \frac{z}{l} \right)^{3/4}. \quad (12)$$

$$\left(\frac{hf_{hz}}{l} \right)^3 = \lambda_{m\eta}^{3/4} \left(\frac{3}{\frac{h_0}{\lambda_w l} (k_b + 1)} \right)^{3/4} \left(1 - \frac{z}{l} \right)^{9/4}.$$

The deflection constraint (compatibility equation, non-rigidity condition) can be written in the following form after substituting

expression (12) into the integral of condition (9).

$$\frac{\Delta_\eta}{l} \frac{El}{q_b} \frac{h_0}{l\lambda_w} \left(\frac{1}{2}k_b + \frac{1}{6} \right) = \left[\frac{h_0}{3\lambda_w l} \frac{(k_b + 1)}{\lambda_{m\eta}} \right]^{3/4} \int_0^1 \left(1 - \frac{z}{l} \right)^{3/4} d\left(\frac{z}{l} \right)$$

After integration, we obtain the formula for determining the value of the coefficient λ_m .

$$\lambda_{m\eta} = \frac{7(k_b + 1) \left(\frac{\lambda_w l}{h_0} \right)^{1/3} \left(\frac{l}{\Delta_\eta} \frac{q_b}{El} \right)^{4/3}}{12 \left(\frac{1}{2}k_b + \frac{1}{6} \right)^{4/3}} \left(1 - \frac{z}{l} \right)^{7/3} \quad (13)$$

We substitute the coefficient коефіцієнта λ_m in Euler's equation (11) using formula (13).

$$\frac{h_0^4 f_{hz}^4}{l^4} = \frac{7 \left(\frac{l}{\Delta_\eta} \frac{q_b}{El} \frac{\lambda_w l}{h_0} \right)^{4/3}}{4 \left(\frac{1}{2}k_b + \frac{1}{6} \right)^{4/3}} \left(1 - \frac{z}{l} \right)^{16/3}.$$

Ultimately, the relative height of the steel beam's cross-section along its length, depending on the design conditions (compliance with deflection and strength constraints), follows a power-law relationship.

$$\frac{h_0 f_{hz}}{l} = \left(\frac{7}{4}\right)^{1/4} \left(\frac{\lambda_w l}{h_0 \left(\frac{1}{2}k_b + \frac{1}{6}\right) \Delta\eta} \frac{l q_b}{El} \right)^{1/3} \left(1 - \frac{z}{l}\right)^{4/3}. \quad (14)$$

Alternatively, by referring back to the web thickness of the maximum cross-section:

$$l/t_w = \lambda_w/h_0$$

$$\frac{h_0 f_{hz}}{l} = \left(\frac{7}{4}\right)^{1/4} \left(\frac{l}{t_w \left(\frac{1}{2}k_b + \frac{1}{6}\right) \Delta\eta} \frac{l q_b}{El} \right)^{1/3} \left(1 - \frac{z}{l}\right)^{4/3}. \quad (15)$$

Thus, the rational height of a beam with variable flange width and web height follows a power-law dependence (14,15). Interestingly, this power-law relationship is closely approximated by a linear function, which opens the possibility of approaching the optimal topology by adjusting the gradient of geometric variation of the flange and web — as

demonstrated in [7,8] based on the criterion of steel consumption.

The derived analytical expressions (14),(15) make it possible, at the initial stage of variant-based design, to determine the rational height of the maximum cross-section.

Task 2. Determination of the rational height of the support cross-section of a cantilever steel beam with variable flange width and web height.

To solve this problem, it is necessary to equate the algebraic formulas (15) and (1). In addition, the coordinate of the initial cross-section must be set as $z=0$.

$$\frac{h_0 f_{hz}}{l} (1 - \gamma_h \frac{z}{l})^s = \left(\frac{7}{4}\right)^{1/4} \left(\frac{l}{t_w \Delta\eta} \frac{l q_b}{El} \frac{1}{\left(\frac{1}{2}k_b + \frac{1}{6}\right)} \right)^{1/3} \left(1 - \frac{z}{l}\right)^{4/3}.$$

Two important relationships can be derived from the last equation.

$$(1 - \gamma_h \frac{z}{l})^s = \left(1 - \frac{z}{l}\right)^{4/3} \rightarrow s = 4/3 \quad (16)$$

$$\frac{h_0}{l} = \left(\frac{7}{4}\right)^{1/4} \sqrt[3]{\frac{l}{t_w \left(\frac{1}{2}k_b + \frac{1}{6}\right) El \Delta\eta} \frac{q_b l}{El \Delta\eta}} \quad (17)$$

The analytical formula (16) makes it possible to determine the degree of cross-sectional variation of the I-beam along the length of the structure at the very first stage of design.

Formula (17) allows for the determination of the rational height of the cross-section of an I-beam with variable web height and flange width at the maximum section, where the bending moment is applied.

CONCLUSIONS AND PROSPECTS FOR FURTHER RESEARCH

The analytical relationships (14, 15) describing the rational topology of a steel cantilever I-beam with variable cross-section have been derived, based on deflection constraints and the optimality conditions for each cross-section in terms of steel consumption. An additional analytical formula has also been obtained for determining the rational height of the maximum cross-section of a tapered I-beam at the initial stage of structural design.

The general form of the analytical expressions (14,15) provides the opportunity, when transitioning to a piecewise-linear variation of the I-beam cross-section with variable web height and flange width, to determine the optimal structural topology in terms of steel

consumption, while satisfying deflection constraints.

The obtained results can also be used in the analysis of the development of limited plastic deformations by incorporating material nonlinearity into the analytical expression for the variation of the cross-sectional moment of inertia.

REFERENCES

1. **Bazhenov, V. A., Vorona, Yu. V., & Perelmuter, A. V.** (2016). *Budivelna mekhanika i teoriia sporud. Narysy z istorii [Construction mechanics and the theory of structures. Essays on history]. Kyiv: Karavela.* [in Ukrainian]
<https://scadsoft.com/ua/publications>
2. **, S., & Bogdan, D.** (2010). The heterogeneous prismatic finite element with variable cross-sectional area and taking into account the variability of components of metric tensor. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (85), 3–22. [in English]
<https://scadsoft.com/ua/publications>
3. **Beyko, I. V., Zinko, P. M., & Nakonechnyy, O. H.** (2011). *Zadachi, metody i alhorytmy optymizatsii [Problems, methods and algorithms of optimization]. Rivne: NUVHP.* [in Ukrainian]
<https://ep3.nuwm.edu.ua/2017/1/715823%20zah.pdf>
4. **Bertolini, P., Eder, M. A., Taglialegne, L., & Valvo, P. S.** (2019). Stresses in constant tapered beams with thin-walled rectangular and circular cross sections. *Thin-Walled Structures*, 137, 527–540. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.01.008>
5. **Bilyk, A. S., & Ternoviy, M. I.** (2024). Numerical research of the coefficients of the dynamic work of steel framing covers reduced to a beam structure under the action of a concentrated impulsive load. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (113), 265–274. [in English]
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.113.265-274>
6. **Bilyk, S., Bashynska, O., & Bashynskiy, O.** (2022). Determination of changes in thermal stress state of steel beams in LIRA-SAPR software. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (108), 182–202. [in English]
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.108.189-202>
7. **Bilyk, A., Bilyk, S., Hlityn, O., & Dzhanov, L.** (2022). Optymalna vysota stalevykh dvotavrovykh balok zi zminnoiu shyrynoiu polyts [Optimal height of steel I-beams with variable flange width]. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (12), 42–52. [in Ukrainian]
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.42-52>
8. **Bilyk, A., Nuzhniy, V., Dzhanov, L., & Perestiuk, V.** (2020). Features of the analytical solution of the problem of displacement cantilever steel beams with variable flange depth. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (7), 85–92. [in Ukrainian]
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.85-92>
9. **Bilyk, S. I., Bilyk, A. S., Nilova, T. O., Shpynda, V. Z., & Tsyupyn, E. I.** (2018). Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (100), 140–154. [in English]
http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-100/11-100_bylik.pdf
10. **Buhl, T., Pedersen, C. B. W., & Sigmund, O.** (2000). Stiffness design of geometrically nonlinear structures using topology optimization. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 19(2), 93–104. [in English]
<https://doi.org/10.1007/s001580050089>
11. **Daurov, M. K., & Bilyk, A. S.** (2019). Providing of the vitality of steel frames of high-rise buildings under action of fire. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (102), 62–68. [in English]
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2019.102.62-68>
12. **Ermopoulos, J. C.** (1997). Equivalent buckling length of non-uniform members. *Journal of Constructional Steel Research*, 41, 141–158. [in English]
13. **Hohol, M., Marushchak, U., Peleshko, I., & Sydorak, D.** (2022). Rationalization of the topology of steel combined truss. In *Bieliatynskiy, A. & Breskich, V. (Eds.), Safety in Aviation and Space Technologies. Lecture Notes in Mechanical Engineering.* Cham: Springer. [in English]
https://doi.org/10.1007/978-3-030-85057-9_9
14. **Ivanchenko, G. M., Koshevyi, O. O., & Koshevyi, O. P.** (2023). A numerical study of the multicriteria parametric optimization of the displacement and weight of a two-connected conical shell of minimal surface under thermal and power loading. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (111), 102–112. [in English]
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.111.102-112>

15. **Lavrinenko, L., & Oliynyk, D.** (2020). Oblasti optymalnykh parametriv stalevykh hofrovanykh balok [Optimal parameter ranges of steel corrugated beams]. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (7), 45–56. [in Ukrainian]
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.45-56>
16. **Bilyk, S. I., Shymanovskyi, O. V., Nilov, O. O., Lavrinenko, L. I., & Volodymyrskyi, V. O.** (2021). Metalevi konstruksii. Tom 2. Konstruksii metalevykh karkasiv promyslovykh budivel [Metal structures. Volume 2. Framework structures of industrial buildings]. *Kamianets-Podilskyi: Drukarnia Ruta*. [in Ukrainian]
17. **Lizunov, P. P., Pogorelova, O. S., & Postnikova, T. G.** (2023). Selection of the optimal design for a vibro-impact nonlinear energy sink. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (111), 13–24. [in English]
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.111.13-24>
18. **Lin, D., Gao, L., & Gao, J.** (2025). The Lagrangian-Eulerian described Particle Flow Topology Optimization (PFTO) approach with isogeometric material point method. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 440, 117892. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.cma.2025.117892>
19. **Gil Martin, L. M., & Hernández Montes, E.** (2014). Optimal cross-sectional design for minimum embodied energy. *Journal of Applied Engineering Science*. [in English]
<https://doi.org/10.5937/jaes12-5669>
20. **Mela, K., & Heinisuo, M.** (2014). Weight and cost optimization of welded high strength steel beams. *Engineering Structures*, 79, 354–364. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.08.028>
21. **McKinstry, R., Lim, J. B. P., Tanyimboh, T. T., Phan, D. T., & Sha, W.** (2016). Comparison of optimal designs of steel portal frames including topological asymmetry considering rolled, fabricated and tapered sections. *Engineering Structures*, 111, 505–524. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.12.028>
22. **Nguyen, T.-T., & Lee, J.** (2017). Optimal design of thin-walled functionally graded beams for buckling problems. *Composite Structures*. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.07.024>
23. **Permyakov, V. A., Perelmuter, A. V., & Yurchenko, V. V.** (2008). Optymalne proektuvannya stalevykh sterzhnevyykh konstruksiy [Optimal design of steel frame structures]. *Kyiv: Stal*. [in Ukrainian]
24. **Shugaylo, O., & Bilyk, S.** (2023). Development of safety assessment methods for steel support structures of nuclear power plant equipment and piping under seismic loads. *Nuclear and Radiation Safety*, 1(97), 20–29. [in English]
[https://doi.org/10.32918/nrs.2023.1\(97\).03](https://doi.org/10.32918/nrs.2023.1(97).03)
25. **Shon, S., Jin, S., & Lee, S.** (2017). Minimum weight design of sinusoidal corrugated web beam using real-coded genetic algorithms. *Mathematical Problems in Engineering*, 2017, Article ID 9184292. [in English]
<https://doi.org/10.1155/2017/9184292>
26. **Pasternak, H., & Li, Z.** (2021). Design of steel frame with variable cross-section considering stability using general method according to EN 1993-1-1. *Scientific Journal of Civil Engineering*, 10(2). [in English]
<https://doi.org/10.55302/SJCE21102059>
27. **Ozbasaran, H., & Yilmaz, T.** (2018). Shape optimization of tapered I-beams with lateral-torsional buckling, deflection and stress constraints. *Journal of Constructional Steel Research*, 143, 119–130. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.12.022>
28. **Saka, M. P., & Geem, Z. W.** (2013). Mathematical and metaheuristic applications in design optimization of steel frame structures: An extensive review. *Mathematical Problems in Engineering*, 2013, Article ID 271031. [in English]
<https://doi.org/10.1155/2013/271031>
29. **Quan, C., Kucukler, M., & Gardner, L.** (2020). Design of web-tapered steel I-section members by second-order inelastic analysis with strain limits. *Engineering Structures*, 224, 111242. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111242>
30. **Tsavdaridis, K. D., Kingman, J. J., & Toropov, V. V.** (2015). Application of structural topology optimisation to perforated steel beams. *Computers & Structures*, 158, 108–123. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2015.05.004>
31. **Bilyk, S. I., & Yurchenko, V. V.** (2020). Size optimization of single edge folds for cold-formed structural members. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (104), 73–86. [in English]
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2020.105.73-86>
32. **Perelmuter, A., & Yurchenko, V.** (2013). Parametric optimization of steel shell towers of

high-power wind turbines. *Procedia Engineering*, 57, 895–905. *11th International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques (MBMST 2013)*. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.04.113>

LITERATURE

1. **Баженов В. А., Ворона Ю. В., Перельмутер А. В.** (2016). *Будівельна механіка і теорія споруд. Нариси з історії Київ: Каравела*. [in Ukrainian]
<https://scadsoft.com/ua/publications>
2. **, S., & Bogdan, D.** (2010). The heterogeneous prismatic finite element with variable cross-sectional area and taking into account the variability of components of metric tensor. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (85), 3–22. [in English]
<https://scadsoft.com/ua/publications>
3. **Бейко І.В., Зінько П. М., Наконечний О.Г.** (2011). *Задачі, методи і алгоритми оптимізації Рівне: НУВГП*. [in Ukrainian]
https://ep3.nuwm.edu.ua/2017/1/715823%20za_h.pdf
4. **Bertolini, P., Eder, M. A., Taglialegne, L., & Valvo, P. S.** (2019). Stresses in constant tapered beams with thin-walled rectangular and circular cross sections. *Thin-Walled Structures*, 137, 527–540. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.01.008>
5. **Bilyk, A. S., & Ternoviy, M. I.** (2024). Numerical research of the coefficients of the dynamic work of steel framing covers reduced to a beam structure under the action of a concentrated impulsive load. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (113), 265–274. [in English]
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.113.265-274>
6. **Bilyk, S., Bashynska, O., & Bashynskiy, O.** (2022). Determination of changes in thermal stress state of steel beams in LIRA-SAPR software. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (108), 182–202. [in English]
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.108.189-202>
7. **Білик А.С., Білик С.І., Глігін О.Б., Джанов Л.В.** (2022). Оптимальна висота сталевих двотаврових балок зі змінною шириною полиць *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (12), 42–52. [in Ukrainian]
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.42-52>
8. **Білик А., Нужний В., Джанов Л., Перестюк В.** (2020). Особливості аналітичного розв'язання задачі прогинів консольних сталевих балок зі змінною шириною полиці *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (7), 85–92. [in Ukrainian]
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.85-92>
9. **Bilyk, S. I., Bilyk, A. S., Nilova, T. O., Shpynda, V. Z., & Tsyupyn, E. I.** (2018). Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (100), 140–154. [in English]
http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-100/11-100_bilyk.pdf
10. **Buhl, T., Pedersen, C. B. W., & Sigmund, O.** (2000). Stiffness design of geometrically nonlinear structures using topology optimization. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 19(2), 93–104. [in English]
<https://doi.org/10.1007/s001580050089>
11. **Daurov, M. K., & Bilyk, A. S.** (2019). Providing of the vitality of steel frames of high-rise buildings under action of fire. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (102), 62–68. [in English]
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2019.102.62-68>
12. **Ermopoulos, J. C.** (1997). Equivalent buckling length of non-uniform members. *Journal of Constructional Steel Research*, 41, 141–158. [in English]
13. **Hohol, M., Marushchak, U., Peleshko, I., & Sydorak, D.** (2022). Rationalization of the topology of steel combined truss. In *Bieliatynskiy, A. & Breskich, V. (Eds.), Safety in Aviation and Space Technologies. Lecture Notes in Mechanical Engineering. Cham: Springer*. [in English]
https://doi.org/10.1007/978-3-030-85057-9_9
14. **Ivanchenko, G. M., Koshevyi, O. O., & Koshevyi, O. P.** (2023). A numerical study of the multicriteria parametric optimization of the displacement and weight of a two-connected conical shell of minimal surface under thermal and power loading. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (111), 102–112. [in English]
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.111.102-112>
15. **Лаврінченко Л., Олійник Д.** (2020). Области оптимальних параметрів сталевих гофрованих балок *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (7), 45–56. [in Ukrainian]
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.45-56>
16. **Білик С. І., Шимановський О. В., Нілов О. О., Лаврінченко Л. І., Володимирський В. О.** (2021). *Металеві конструкції. Том 2. Конструкції металевих каркасів*

- промислових будівель Кам'янець-Подільський: Друкарня «Рута». [in Ukrainian]]
17. **Lizunov, P. P., Pogorelova, O. S., & Postnikova, T. G.** (2023). Selection of the optimal design for a vibro-impact nonlinear energy sink. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (111), 13–24. [in English]
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.111.13-24>
 18. **Lin, D., Gao, L., & Gao, J.** (2025). The Lagrangian-Eulerian described Particle Flow Topology Optimization (PFTO) approach with isogeometric material point method. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 440, 117892. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.cma.2025.117892>
 19. **Gil Martin, L. M., & Hernández Montes, E.** (2014). Optimal cross-sectional design for minimum embodied energy. *Journal of Applied Engineering Science*. [in English]
<https://doi.org/10.5937/jaes12-5669>
 20. **Mela, K., & Heinisuo, M.** (2014). Weight and cost optimization of welded high strength steel beams. *Engineering Structures*, 79, 354–364. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.08.028>
 21. **McKinstry, R., Lim, J. B. P., Tanyimboh, T. T., Phan, D. T., & Sha, W.** (2016). Comparison of optimal designs of steel portal frames including topological asymmetry considering rolled, fabricated and tapered sections. *Engineering Structures*, 111, 505–524. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.12.028>
 22. **Nguyen, T.-T., & Lee, J.** (2017). Optimal design of thin-walled functionally graded beams for buckling problems. *Composite Structures*. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.07.024>
 23. **Перемяков В. А., Перельмутер А. В., Юрченко В. В.** (2008). Оптиміальне проектування сталевих стержневих конструкцій Київ: Сталь. [in Ukrainian]
 24. **Shugaylo, O., & Bilyk, S.** (2023). Development of safety assessment methods for steel support structures of nuclear power plant equipment and piping under seismic loads. *Nuclear and Radiation Safety*, 1(97), 20–29. [in English]
[https://doi.org/10.32918/nrs.2023.1\(97\).03](https://doi.org/10.32918/nrs.2023.1(97).03)
 25. **Shon, S., Jin, S., & Lee, S.** (2017). Minimum weight design of sinusoidal corrugated web beam using real-coded genetic algorithms. *Mathematical Problems in Engineering*, 2017, Article ID 9184292. [in English]
<https://doi.org/10.1155/2017/9184292>
 26. **Pasternak, H., & Li, Z.** (2021). Design of steel frame with variable cross-section considering stability using general method according to EN 1993-1-1. *Scientific Journal of Civil Engineering*, 10(2). [in English]
<https://doi.org/10.55302/SJCE21102059>
 27. **Ozbasaran, H., & Yilmaz, T.** (2018). Shape optimization of tapered I-beams with lateral-torsional buckling, deflection and stress constraints. *Journal of Constructional Steel Research*, 143, 119–130. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.12.022>
 28. **Saka, M. P., & Geem, Z. W.** (2013). Mathematical and metaheuristic applications in design optimization of steel frame structures: An extensive review. *Mathematical Problems in Engineering*, 2013, Article ID 271031. [in English]
<https://doi.org/10.1155/2013/271031>
 29. **Quan, C., Kucukler, M., & Gardner, L.** (2020). Design of web-tapered steel I-section members by second-order inelastic analysis with strain limits. *Engineering Structures*, 224, 111242. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111242>
 30. **Tsavdaridis, K. D., Kingman, J. J., & Toropov, V. V.** (2015). Application of structural topology optimisation to perforated steel beams. *Computers & Structures*, 158, 108–123. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2015.05.004>
 31. **Bilyk, S. I., & Yurchenko, V. V.** (2020). Size optimization of single edge folds for cold-formed structural members. *Strength of Materials and Theory of Structures*, (104), 73–86. [in English]
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2020.105.73-86>
 32. **Perelmuter, A., & Yurchenko, V.** (2013). Parametric optimization of steel shell towers of high-power wind turbines. *Procedia Engineering*, 57, 895–905. *11th International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques (MBMST 2013)*. [in English]
<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.04.113>

РАЦІОНАЛЬНА ТОПОЛОГІЯ СТАЛЕВИХ КОНСОЛЬНИХ БАЛОК ЗІ ЗМІННОЮ ШИРИНОЮ ПОЛИЦЬ І ВИСОТОЮ СТІНКИ ПРИ ОБМЕЖЕННЯХ ПО ПРОГИНУ ТА МІЦНОСТІ

Любомир ДЖАНОВ

Анотація. У статті розв'язується задача вибору оптимальної топології сталеві консольної двотаврової балки зі змінною висотою стінки та шириною полиць за умови обмежень по прогину та за припущенням оптимального розподілу сталі в кожному поперечному перерізі відповідно до умов міцності. Задача розв'язується методом множників Лагранжа. В якості критерію оптимального проектування приймається цільова функція мінімізації витрати сталі на конструкцію. Для кожного поперечного перерізу прийнято умову оптимального розподілу сталі між полицями та стінкою на основі критеріїв міцності. Можливі відхилення від оптимального співвідношення між площею полиць і площею стінки враховуються додатковим коефіцієнтом. Задача належить до класу задач нелінійного програмування. Умова міцності стінки вважається неактивною і забезпечується конструктивними заходами (ребрами жорсткості стінки). Позаплощинна стійкість балки (до бокового вигину) забезпечується відповідною системою горизонтальних зв'язків уздовж полиць.

Отримано аналітичну функцію, що описує зміну поперечного перерізу вздовж довжини

консольної змінноперерізної двотаврової балки за умов оптимізації при рівномірному розподіленому навантаженні та заданому відносному проектному прогині. Виведена аналітична функція для відносної оптимальної висоти двотавра вздовж довжини конструкції є степеневою та залежить від навантаження, обмежень по прогину і оптимального або раціонального розподілу сталі в кожному перерізі. Оптимальна висота двотаврової балки для опорного перерізу (в якому виникає максимальний згинальний момент) визначається згідно з умовами задачі.

Виявлені закономірності зміни оптимальної висоти балки дозволяють визначити раціональну топологію конструкції та врахувати можливість виникнення підвищених напружень у перерізах з меншою висотою. Підтверджено, що оптимальне конструктивне рішення залежить від закону розподілу навантаження. Отримані результати дозволяють визначити ступінь змінності висоти поперечного перерізу для оптимальної топології.

Виведені аналітичні формули для оптимальної висоти балки зі змінною шириною полиць та змінною висотою стінки дають змогу вже на першому етапі варіантного проектування оцінити ефективність запропонованого конструктивного рішення.

Ключові слова: пружна сталева балка; консольна балка; оптимізація за витратою сталі при обмеженнях по прогину; оптимальні поперечні перерізи двотавра за умовами міцності; метод Лагранжа.

Стаття надійшла до редакції 12.04.2025 р.

ПІДХОДИ ДО ОЦІНКИ ДЕФОРМАЦІЙ ІСНУЮЧИХ БУДІВЕЛЬ УЩІЛЬНЕНОЇ ЗАБУДОВИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ОБСТЕЖЕНЬ ЇХ ФАСАДІВ

Геннадій ГЛАДИШЕВ¹, Дмитро ГЛАДИШЕВ²

¹ ТзОВ „Науково-проектна фірма „Реконстрпроект”
Тютюнників, 55, к.109, Львів, Україна, 79011

² Національний університет „Львівська політехніка”
С. Бандери, 12, Львів, Україна, 79013

¹hennadii.m.hladyshv@lpnu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-2671-5579>;

²dmytro.h.hladyshv@lpnu.ua, <http://orcid.org/0000-0003-3978-8600>

Анотація. Запропонована методика випереджаючої інтегральної оцінки технічного стану цегляних будівель для фіксації деформування їх остовів у складних інженерно-геологічних умовах старої ущільненої забудови, як до початку нового будівництва на фіксованій ділянці, так і під час його виконання з можливим негативним впливом на вже сформовану забудову.

Розглянуто два окремі приклади на двох різних об'єктах. В цих прикладах автори спробували довести логіку підходу від відносних вертикальних осадок елементів фасадів будівель до визначення їх кренів та згинів в їх площинах для оцінки просторових деформацій остовів будівель від характеру розподілу тріщин на їх фасадних стінах.

У першому поданому прикладі, при проведенні авторами детального обстеження існуючої будівлі, застосований інженерно-геодезичний метод замірів, що дало можливість визначити фактичні просторові деформації будівлі сумісно із основою. Запропонований підхід до визначення згинів і напрямів кренів фасадних стін остову будівлі за зафіксованими при обстеженні значеннями відносних вертикальних переміщень елементів фасадів. Отримані складові деформацій стін та їх переміщень дають інтегральний напрямок зниження фактичної просторової жорсткості будівлі.

У другому прикладі, також при проведенні детального обстеження, автори фіксували



Геннадій ГЛАДИШЕВ
директор ТзОВ
Науково-проектної фірми
„Реконстрпроект”,
к.т.н.



Дмитро ГЛАДИШЕВ
доцент кафедри
архітектурного проектування
та інженерії,
к.т.н., доцент

картину утворення тріщин на фасадах існуючої будівлі та заміряли їх ширину. У цьому випадку пріоритетним став характер деформування фасаду будівлі за поперечною силою під впливом розпірних зусиль і зависання між стінами вже існуючих будівель, між якими вбудована обстежувана будівля, як вставка.

Запропоновану методику можна рекомендувати для використання на початку обстеження окремих будівель або груп суміжних будівель у зв'язку з тим, що в першу чергу дослідників цікавить інтегральний стан деформування остовів цих будівель. Якщо будівля знаходиться у 3-й категорії технічного стану (не придатній до нормальної експлуатації) за фактичним деформованим станом, то технічний стан інших елементів її конструкцій для початкового аналізу відходить на другий план.

Ключові слова. Обстеження, технічний стан, ущільнена забудова, тріщина, деформація

ВСТУП

Досить часто нові спроектовані будівлі, в більшості зі значними заглибленими підземними поверхами (паркінгами, укриттями), дотикаються до груп існуючої старої забудови, яка розташована на цій ділянці, і постає питання про ретельне її обстеження для оцінки стану остовів будівель, їх конструктивних схем та основ під їх фундаментами.

Ділянки під нову забудову, які розташовані в зоні давно сформованої малоповерхової забудови, підлягають обстеженню і згідно діючих норм [1, 2].

Безумовно необхідна методика випереджаючої інтегральної оцінки технічного стану цегляних будівель для фіксації деформування їх остовів у складних інженерно-геологічних умовах старої ущільненої забудови, як до початку нового будівництва на фіксованій ділянці, так і під час його виконання з можливим негативним впливом на вже сформовану забудову.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Дослідженнями технічного стану існуючих будівель при їх обстеженні займаються як вітчизняні науковці та сертифіковані інженери [3, 4, 5, 6, 7] так і закордонні [8, 9], в тому числі і в умовах ущільненої забудови [10, 11, 12] та у складних інженерно-геологічних умовах [13, 14]. Також багато авторів [14, 15, 16, 17] розглядають різні підходи та методики до обстежень та визначення технічних станів будівель і споруд.

Наприклад, у роботі [17] наведена методика визначення деформацій об'єктів міської забудови геодезичним методом із використанням спеціально розроблених світловідбивних марок, які потрібно встановлювати на характерні місця будівель. Контроль деформацій здійснюється за допомогою спеціального програмного забезпечення. Недоліком

методики є дуже трудомісткий процес, який дає результат після довготривалого спостереження, як і за настановою з науково-технічного моніторингу будівель [18].

За цією методикою важко отримати необхідні дані про фактичний деформований стан групи будівель або окремої будівлі, із різними термінами їх експлуатації 40 і більше років, під час виконання термінового обстеження, як часто буває після початку нового будівництва або при підготовці до розробки нової проектно-документації на ділянках розміщених в межах вже сформованої старої забудови.

В роботі [14] розглянуті природні та техногенні чинники, які впливають на стійкість будівель. Серед природних чинників провідну роль відіграє наявність в активній зоні будівель ґрунтів схильних до розвитку суфозійних процесів, що суттєво змінює їх властивості під впливом техногенного чи природного зволоження. До техногенних впливів належать конструктивні особливості будівель, їх матеріалів та їхній вік.

Вибір та застосування методів оцінки технічного стану остовів цегляних будівель старої забудови та їх просторових деформацій, за якими можна об'єктивно оцінити їх надійність після довготривалої експлуатації, потребує детального обстеження за методикою діючих на час обстеження норм та стандартів [19, 20].

За новим стандартом [19], який вийшов на заміну попереднього [20], щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану, в таблиці В.3.1 наведена натурна класифікація ознак технічного стану кам'яних та армокам'яних конструкцій об'єкта. Наприклад, для 3-ї категорії технічного стану стін відносять: „тріщини в міжвіконних поясах несучих стін до 5 мм”; „тріщини в перемичках шириною розкриття до 5 мм та в склепіннях (арках) до 1 мм”, у цій таблиці, окрім цього наведені дефекти від поверхневої деградації кладки від зовнішніх впливів та вогневого

пошкодження не більше 20 мм. На рисунках 7.8.1, 7.8.2 у стандарті [19] логічно подані типові деформації від зміни ґрунтових умов і деформації фасадів об'єктів та їх основні причини (рис. 1).

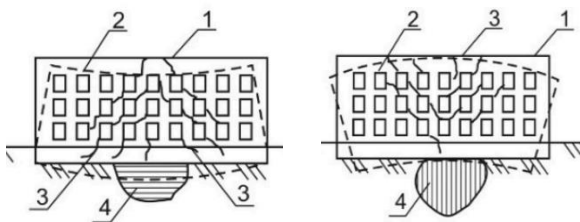


Рис. 1. Рисунки 7.8.1 та 7.8.2 з [19] – прогин та вигин будівлі за наявності в основі слабого ґрунту

Fig. 1. Figures 7.8.1 and 7.8.2 from [19] – deflection and bending of the building in the presence of weak soil at the base

Діючи стандарти [19] пропонують підходи до оцінювання стану цегляного муру стін за характером схем напрямів розвитку тріщин та обмеження розміру і їх ширини за впливом стану основ.

За п. В.3.4 [19] рекомендовано для точнішого оцінювання стану об'єктів, за натурними ознаками відповідно до таблиць додатку „В” з визначення та оцінювання стану основ і технічного стану їх конструкцій, виконати перевірні розрахунки з урахуванням виявлених деформацій і пошкоджень. Виконання перевірних розрахунків, залежно від класу наслідків (відповідальності) об'єкта і типу розрахункової ситуації [21], як правило, потребує багато додаткової інформації.

Для ширшого аналізу додаткової інформації за станом будівель необхідне застосування нових підходів, особливо від характеру розподілу та ширини тріщин на їх фасадних стінах. Для цього необхідно отримати результати детального обстеження будівлі, порівняти їх із результатами перевірних розрахунків, для оцінки передумов і результатів довготривалих просторових деформацій. Запропонувати підхід до визначення осадкових деформацій будівлі за картиною та шириною тріщин.

МЕТА ДОСЛІДЖЕНЬ

Перевірка методики випереджаючої інтегральної оцінки технічного стану кам'яних будівель у цілому за станом деформування їх остову у фіксованих інженерно-геологічних умовах старої забудови, як до початку нового будівництва на фіксованій ділянці, так і під час його виконання з можливим негативним впливом на сформовану забудову.

РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПОЯСНЕННЯ

Автори у даній роботі намагались провести перевірку методики випереджаючої інтегральної оцінки стану остовів цегляних будівель за характером їх деформуванням, після довготривалої експлуатації у фіксованих інженерно-геологічних умовах старої забудови та за картиною та шириною розкриття тріщин на їх фасадах.

Розглянуто два окремі приклади на двох різних об'єктах. У цих прикладах автори спробували довести логіку підходу до оцінки вертикальних осадкових та інших деформацій будівель від характеру розподілу тріщин на їх фасадних стінах.

У першому прикладі, при проведенні детального обстеження існуючої трьох поверхової будівлі у м. Львові, авторами були виконані її заміри інженерно-геодезичним методом, що дало можливість визначити фактичні її просторові деформації при сумісному деформуванні із основою.

Габарити будівлі: $L=17,501$ м, $B=13,33$ м (рис. 2), висота першого поверху $h=3,44$ м, другого та третього – $3,27$ м підвального – $h_n=2,28$ м.

Для інтегральної оцінки деформацій остову будівлі (кренів, кривини, відносних осідань) за 70 років її експлуатації, застосували інженерно-геодезичні вимірювання вертикальних та горизонтальних відносних переміщень будівлі по рівнях низу перемичок віконних прорізів та карнизів вздовж фасадів по осях „А”, „1” та „7”, як найбільш доступних елементів

Силові вертикальні тріщини від нерівномірних вертикальних деформацій та інші пошкодження у стінах будівлі виникли у результаті нерівномірних напружень під подошвами фундаментів під впливом нерівномірних деформацій слабких заторфованих ґрунтів основи. Недосконалість конструктивних рішень, прийнятих перед будівництвом, не забезпечили просторову жорсткість будівлі.

В процесі експлуатації просторовий остов будівлі отримав невелике скручування, яке викликало разушільнення муру стін за рахунок малої міцності вапняного розчину. Особливо це простежується в куті будівлі в осях „1/Е” за рахунок перерозподілу тисків під фундаментами будівлі.

У другому прикладі авторами було проведене детальне обстеження із виконанням обмірних креслень існуючої будівлі у м. Львові з метою визначення її технічного стану з урахуванням впливу на неї елемента нової забудови [22].

Причиною для робіт з обстеження став процес улаштування роз'єднувальної пальової підпірної стінки для нової забудови, впритул до фасадної стіни існуючої будівлі, що викликало утворення на цій фасадній стіні системи тріщин.

Будівля, що обстежувалась, розташована в зоні давно сформованої малоповерхової житлової щільної забудови [23]. Вона вбудована між двома існуючими будівлями (рис. 5).

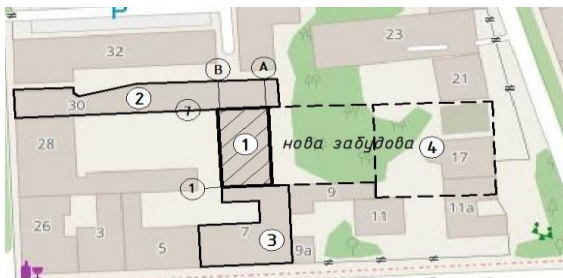


Рис. 5. Ситуаційна схема: 1 – будівля, що обстежується; 2, 3 – суміжні будівлі; 4 – нова забудова

Fig. 5. Situation diagram: 1 – the building under inspection; 2, 3 – adjacent buildings; 4 – new building

Розміри будівлі в осях: $L=23,26$ м, $B=10,50$ м, висота першого та другого поверхів $h=3,6$ м, підвального – $h_n=1,65$ м.

Ширина фундаментів під несучі та самонесучі стіни прийнята за шириною стін підвалу, по осях „А”, „Б”, „В” – 770 мм, по осях „3”, „4” – 610 мм, по осях „5”, „6” – 470 мм.

Глибина залягання подошов фундаментів будівлі від природної поверхні до початку нового будівництва $d=2,87$ м по осі „В” та $d=2,58$ м по осі „А”. Глибину підвалу до виконання будівельних робіт прийнята $d_b=2,07$ м. Глибина закладання фундаментів по осях „А”, „Б”, „В”, від підлоги підвалу $d_s=0,8$ м.

За аналізом результатів обстеження визначено, що фундаменти в торцях будівлі, біля осей „1” та „7” щільно торцями, без осадочних швів, дотикаються до раніше збудованих будівель.

В ході обстеження на фасадних та внутрішніх стінах фіксували картини утворення тріщин та заміряли їх ширину.

Нерівномірні деформації та тріщини в стінах та перегородках будівлі розвивалися впродовж всієї її довготривалої експлуатації. Нахилені тріщини, які утворилися за багаторічну експлуатацію будівлі у стіні по осі „А”, були закриті після 2012 року балансоутримувачем будівлі, шляхом зовнішнього ремонту всієї фасадної стіни.

За даними інженерно-геологічних досліджень для нового будівництва зауважили, що абсолютні відмітки верху свердловин Св. №6, Св. №7, зі сторони фасаду по осі „А”, знаходяться вище підвальних вікон існуючої будівлі. Це свідчить про те, що при довготривалій експлуатації будівлі не було забезпечене організоване поверхневе водовідведення, а через підвальні вікна вода потрапляла у підвальні приміщення.

Для аналізу деформацій обстеженої будівлі використали п. 8.8.5 норм [1]. За цим пунктом граничні значення деформацій основ і фундаментів будівель в зоні впливу нового будівництва суттєво обмежені. Їх

допускається приймати згідно додатку „Б” цих норм.

Ці граничні значення деформацій основ під фундаментами будівлі становлять $(\Delta s/L)_u=0,002$, $\Delta s=5340 \cdot 0,002=10,7$ мм; $s_u=0,005 \cdot L=0,005 \cdot 23260=116$ мм.

Основою фундаментів будівлі, згідно інженерно-геологічних вишукувань, є пісок пилюватий, середньої щільності, малого ступеня водонасичення, з прошарками дрібного піску, неоднорідний, сірий, жовтувато-сірий, схильний до розвитку суфозійних процесів (ПЕ-2) з такими основними параметрами: $\rho=1,9$ т/м³, $e=0,62$, $S_r=0,48$, $\gamma=19$ кН/м³, $E=22$ МПа, $\varphi=33^\circ$, $C=5$ кПа. Слід відмітити, що мінливі властивості ґрунту зворотних засипок під площею фундаментів в двох торцях обстеженої будівлі, біля осей „1” та „7”, в межах приєднання до раніше збудованих будівель, геологи не класифікують. За висновками інженерно-геологічних вишукувань насипні ґрунти зворотних засипок пазах фундаментів раніше збудованих будівель, відсипані сухим методом, представлені супіщано-піщанистими ґрунтами із включеннями будівельного сміття до 10% від об'єму.

Практично і теоретично важко визначити, на скільки змінилися за 90 років з часу будівництва обстеженої будівлі фізико-механічні характеристики ґрунту під фундаментами в межах її площі. Тому, на час обстеження існуючої будівлі, для аналізу деформацій основ і розрахункових напружень під її фундаментами використали для перевірих розрахунків інженерно-геологічні дані для ґрунту ПЕ-2.

Спираючись на отриману інформацію та результати обмірів під час обстеження будівлі, виконані перевірих розрахунки з оцінки несучої здатності фундаментів та осадок s основи під ними до, та у процесі виконання робіт з улаштування роз'єднувальної пальової стінки.

Результати перевірих розрахунків по етапах виконання робіт подані на планах фундаментів будівлі до початку виконання будівельних робіт (рис. 6) та в процесі виконання будівельних робіт з улаштування

роз'єднувальної пальової стінки (рис. 7). На цих рисунках прийняті такі позначення: d - глибина закладання фундаментів; b - ширина фундаментів; p - напруження; R - розрахунковий опір ґрунту; R/p - порівняння напружень; s - осідання.

Результати розрахунків за нормами [1] в процесі виконання будівельних робіт біля фасаду по осі „А” показали, що:

- при підготовчих роботах до улаштування буроін'єкційних паль роз'єднувальної підпірної стінки, поверхню землі знижено зрізкою на середню глибину 2,15 м, при цьому фактичну глибину залягання підосви фундаменту стіни по осі „А” з $d=2,58$ м понизили до $d_{l.u}=0,53$ м. Це дало поштовх для утворення по фасаду по осі „А” нових тріщин по існуючих старих;
- збільшення осідання основи під стрічковим фундаментом по осі „А”, в межах зрізаної ділянки ґрунту, викликало додаткові зусилля розтягу в межах сформованих вже старими тріщинами послаблених похилих перерізів. Відкриття нових тріщин проявилось від додаткових зусиль розтягу у зв'язку із недостатнім поперечним перерізом дротів сіток, використаних в межах ремонтного шару тиньку у 2012 році, які не в змозі сприйняти нові зусилля розтягу;
- зниження у 3,26 рази несучої здатності ґрунту ПЕ-2 з $R=479$ кПа до $R=147$ кПа при зміні глибини залягання фундаменту по осі „А” з $d=2,87$ м до $d_{l.u}=0,53$ м та відповідний до них приріст у 1,7 рази осідання ґрунту $\Delta s=4,2$ мм основи.

У зв'язку з теоретично отриманим приростом вертикальних деформацій $\square s=4,2$ мм, слід його порівняти з рівнями максимальних, середніх та статистичних значень проєкцій на вертикаль (осадок) фактичної ширини розкриття тріщин, зафіксованих на час обстеження на фасаді по осі „А”, залежно від кутів їх нахилу до горизонту (рис. 8).

Окрім цього, при розрахунку отримали:

- пониження на 20% несучої здатності ґрунту ПЕ-2 до $R_2=160,5$ кПа відносно до напружень $p_A=192,7$ кПа під подошвою фундаменту по осі „А”;
- при зволоженні ґрунту ПЕ-2 його несуча здатність $R_3=147$ кПа знижується на 31% відносно напружень $p_A=192,7$

кПа під подошвою фундаменту по осі „А”. За інженерно-геологічними дослідженнями ґрунту ПЕ-2 схильні до розвитку суфозійних процесів при замоканні, що потребує його підсилення для запобігання розвитку вертикальних деформацій.

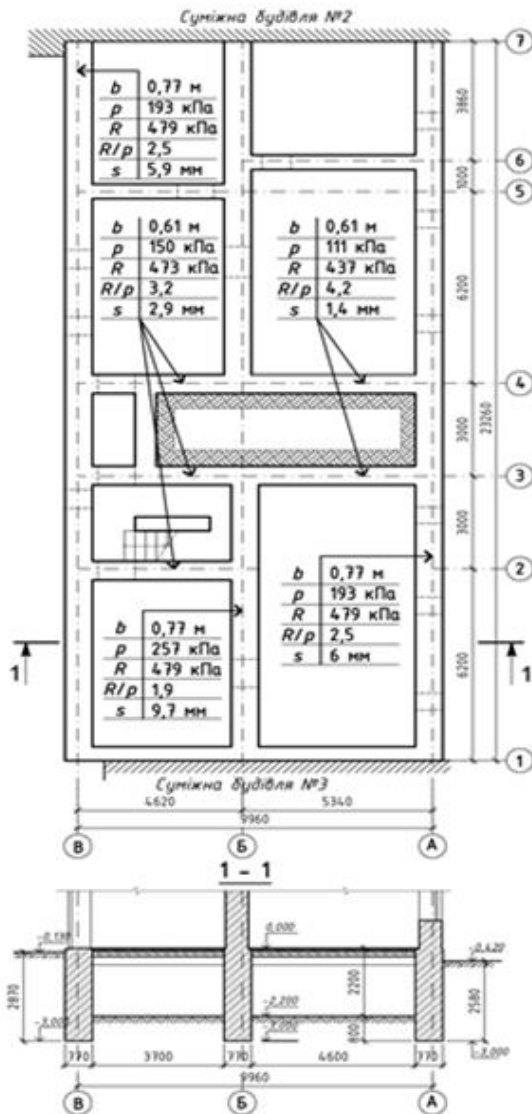


Рис. 6. План фундаментів із поперечним перерізом та результатами перевірки розрахунків на етапі до початку виконання будівельних робіт

Fig. 6. Foundation plan with a cross-section and the results of verification calculations at the stage before the start of construction stage

Для аналізу розвитку фактичних вертикальних деформацій (осадок) фундаменту стіни по осі „А” виконали статистичну обробку проєкцій ширини нахилених тріщин з 95% забезпеченням, на

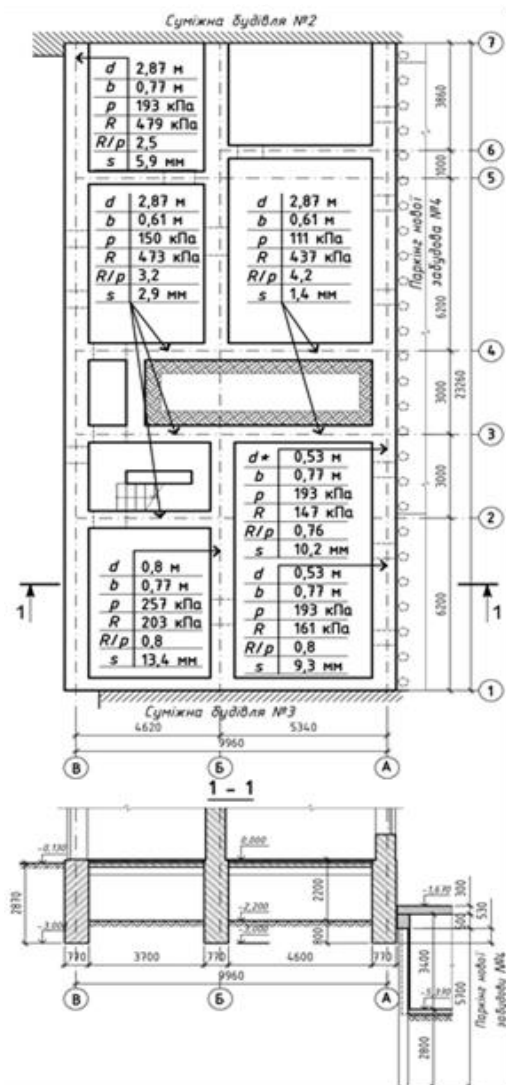


Рис. 7. План фундаментів із поперечним перерізом та результатами перевірки розрахунків на етапі виконання будівельних робіт

Fig. 7. Foundation plan with a cross-section and the results of verification calculations at the construction stage

вертикальну вісь залежно від фактичних кутів їх нахилів до горизонту (табл. 1).

Порівняння середніх осадок $s_{small}=3,09$ мм (табл. 1) зі статистично обґрунтованими осадками до характеристичного рівня $w_k=7,48$ мм (з 95% забезпеченням),

передбачає збільшення осадок за подальшим збільшенням ширини розкриття нахилених тріщин, замірених на час проведення обстеження.

Максимальне значення осадок $w_{r.max}=9,44$ мм (табл. 1) фундаменту по осі „А”, практично наближене до значень теоретично визначених осадок $s_I=9,3$ мм та $s_{I^*}=10,2$ мм. Приріст осідань може розвиватися і далі за рахунок ущільнення ґрунту від не збалансованого тиску ($p_A=192,7$ кПа $>$ $R_3=147$ кПа) під подошвою фундаменту в межах замкнутого простору біля виконаного проектного рішення роз'єднувальної пальової стінки.

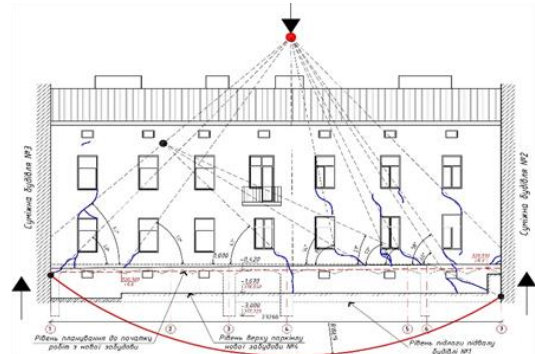


Рис. 8. Фасад „1-7” по осі „А” з картиною розподілу тріщин та кутами дотичних до напрямків тріщин, відносно горизонтальної площини [22]

Fig. 8. Facade "1-7" along axis "A" with a picture of the distribution of cracks and the angles tangent to the directions of the cracks, relative to the horizontal plane [22]

Табл. 1. Аналіз проєкцій ширини w нахилених тріщин на вертикаль залежно від фактичних кутів a їх нахилу до горизонту та їх статистична обробка

Tabl. 1. Analysis of the projections of the width w of inclined cracks to the vertical depending on the actual angles a of their inclination to the horizon and their statistical processing

Назва показника	Ліва сторона (l) будівлі			Права сторона (r) будівлі							
	Фактична ширина тріщини w , мм	3,0	1,5	0,7	1,1	0,7	1,0	0,5	1,0	2,0	0,5
Кут нахилу a	49,0	43,0	57,0	47,0	34,0	80,0	69,0	66,0	60,0	27,0	58,0
$90^\circ - a$	41,0	47,0	33,0	43,0	56,0	10,0	21,0	24,0	30,0	63,0	32,0
$\sin(90^\circ - a)$	0,66	0,73	0,54	0,68	0,83	0,17	0,36	0,41	0,50	0,89	0,53
Вертикальні проєкції тріщин w_v , мм:	4,57	2,05	1,29	1,61	0,84	5,76	1,40	2,46	4,00	0,56	9,44
Статистична обробка:	ліва сторона (l)			права сторона (r)				Загальна			
Максимальні значення	$w_{l.max}=4,57$ мм			$w_{r.max}=9,44$ мм				$w_{max}=9,44$ мм			
Середні значення	$w_{l.m}=2,64$ мм			$w_{r.m}=3,26$ мм				$w_{midl}=w_m=3,09$ мм			
Стандартне відхилення	$\sigma=1,72$ мм			$\sigma=3,04$ мм				$\sigma=2,68$ мм			
Коефіцієнт варіації	$V_l=0,65$			$V_r=0,93$				$V=0,87$			
Характеристичні значення (95%)	$w_{l.k}=5,46$ мм			$w_{r.k}=8,25$ мм				$w_k=7,48$ мм			

При цьому, слід звернути увагу на різницю максимального значення осадок фундаменту по осі „А” зі сторони осі „1” – $w_{l.max}=4,57$ мм та зі сторони осі „7” – $w_{r.max}=9,44$ мм, які у 2,07 рази більші, що може бути пов'язано зі станом зворотної засипки фундаменту існуючої будівлі біля цієї осі, до якої прибудована розглянута будівля та зависанням фасадної стіни по осі

„1” на торцевій стіні раніше збудованої будівлі.

Інша фасадна стіна по осі „В” не задіяна в новому деформаційному процесі будівлі у зв'язку зі значною віддаллю між осями стін фасадів по осях „А” і „В” та за значенням кута внутрішнього тертя $\varphi_{II}=32^\circ$ ґрунту.

Аналіз розподілу напрямків тріщин, виконаний на рис. 8, підтверджує пріоритетність їх розвитку за поперечними

силами з розпором та зависанням торців стіни фасаду по осі „А”, по осях „1” і „7”, на стінах старих будівель.

Для обстеженої будівлі з несучими стінами із цегляного муру без армування, яка має третю категорію технічного стану за шириною розкриття осадових тріщин в стінах, згідно табл. В.3.1 стандарту [19], за яким додаткові граничні деформації основ обмежуються значеннями:

- відносною різницею осідань $(\Delta s/L)_u \leq 0,0007$, фасаду по осі «А» становить $(9,44-4,57)/L = 4,87/23260 = 0,00021 < 0,0007$;
- максимальним додатковим осіданням $s_{max.u} \leq 7$ мм, яке для фасаду по осі „А” (табл. 1) становить $(9,44+4,57)/2 = 7,005$ мм, що практично дорівнює $s_{max.u}$;
- максимальним додатковим осіданням $s_{max.u} \leq 7$ мм, яке по фасаду по осі „А” за даними, наведеними на рис. 6 та рис. 7, становить $10,2-6 = 4,2$ мм і менше $s_{max.u}$.

За п. 7.1.7 норм [20], зменшення впливу нового будівництва на існуючу забудову слід виконувати за допомогою інженерних заходів за результатами перевірних розрахунків.

ВИСНОВКИ

У першому випадку запропонований підхід до визначення просторових деформацій згину та напрямів кренів остову будівлі, при яких зафіксовані значення переміщень по фасадах, які є складовими інтегральних переміщень та напрямків зниження фактичної просторової жорсткості будівлі. Ці впливи виникли за рахунок неодноразової зміни рівнів ґрунтових вод, зміні фільтраційних властивостей ґрунтів при різних їх напружених станах під окремими ділянками фундаментів будівлі та нерівномірної консолідації ґрунтів.

У другому випадку запропонований підхід до визначення деформацій остову будівлі через центр радіальних напрямків

картини тріщин на фасаді будівлі. Проекції ширини розкриття тріщин на вертикаль за кутами їх радіальних напрямків, дають підхід до обґрунтування характеру і величини можливих осадових деформацій будівлі.

У цьому випадку пріоритетним є характер деформування фасаду по осі „А” за поперечною силою під впливом розпірних зусиль між існуючими будівлями, між якими вбудована обстежувана будівля (як вставка) і має вплив зависання між існуючими будівлями.

Запропоновану методика можна рекомендувати для використання на початку обстеження окремих будівель або груп суміжних будівель у зв'язку з тим, що в першу чергу цікавить інтегральний стан деформування остовів цих будівель, бо якщо він знаходиться у 3-й категорії технічного стану (не придатній до нормальної експлуатації) [19], то технічний стан інших елементів конструкцій будівель відходить на другий план для початкового додаткового аналізу.

При проектуванні новобудов в межах ущільненої забудови необхідно виключати можливість виникнення деформації навколишніх будівель. Взаємодія окремих несучих конструкцій в існуючих будівлях повинна забезпечувати їх надійну роботу під час проведення біля них нового будівництва. Якщо будівля знаходиться в межах ущільненої забудови, визначення характеру впливу нового будівництва на її просторові деформації потребує впровадження нових підходів, варіанти яких не знайшли відображення у нормативній літературі.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.2.1-10:2018.** Основи та фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-01-01]. Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2018. 36 с. (*Державні норми України*).
2. **ДБН В.2.1-10:2009.** Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування.

- [Втратив чинність 2019-01-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 77 с. (*Державні норми України*).
3. **Клименко Є.В.** Технічний стан будівель і споруд : монографія. Одеса : ОДАБА, 2010. 284 с.
 4. **Абрамов В.М., Колесніченко С.В.** До питання оцінки технічного стану будівельних конструкцій, будівель і споруд // *Будівництво України. Дніпро, 2016. №4. С. 2-5.*
 5. **Бабич Є.М., Караван В.В., Бабич В.Є.** Діагностика, паспортизація та відновлення будівель і інженерних споруд: підручник. Рівне : Волинські обереги, 2018. 176 с.
 6. **Семиног М.М., Голоднов О.І.** Діагностика технічного стану та визначення залишкового ресурсу будівельних конструкцій // *Дороги і мости. Київ, 2009. Вип. 11. С. 285-290.*
 7. **Vozniuk L.** Technical inspection of buildings and structures that ensure the life of people / L. Vozniuk – etc. / *Improvement of scientific approaches to the development of engineering: collective monograph. Boston, 2022. P. 103-111.*
<https://doi.org/10.46299/ISG.2022.MONO.TEC.H4.1.8>.
 8. **Mariusz Urbański.** Ocena stanu technicznego zelbetowych silosow zbozowych // *Budownictwo. 2016. №22. S. 298-306.*
<http://doi.org/10.17512/znb.2016.1.30>.
 9. **Banaszek, A., Banaszek, S., & Cellmer, A.** (2017). Possibilities of use of UAVS for technical inspection of buildings and constructions. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, vol. 95, No. 3, p. 032001.*
<https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1755-1315/95/3/032001>.
 10. **Гладишев Г.М., Гладишев Д.Г., Гладишев Р.Д.** Взаємодія остовів будівель та їхніх основ в межах ущільненої забудови Львова : монографія. Львів : Норма, 2023. 336 с.
 11. **Костира Н., Бакуліна Н.** Особливості технічного обстеження об'єктів прилеглих до існуючої забудови // *Будівельні конструкції. Теорія і практика. Київ, 2023. Вип. 12. С. 105-114.*
<http://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.105-114>.
 12. **Іщенко Ю.І., Мелашенко Ю.Б., Бень І.В., Слюсаренко Ю.С., Яковенко М.С.** Геотехнічний моніторинг в умовах ущільненої міської забудови // *Наука та будівництво. Київ, 2020. № 25(3). С. 13-25.*
<https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.2>.
 13. **Дорофєєв В.С., Пушкар Н.В.** Технічний стан пам'ятки архітектури в зсувонебезпечній зоні у м. Одеса // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне, 2021. Вип. 39. С. 229-236.*
<https://doi.org/10.31713/budres.v0i39.025>.
 14. **Волошин П.** Аналіз впливу природних і техногенних чинників на стійкість пам'яток архітектури історичної частини Львова // *Вісник Львівського університету. Серія географічна. Львів, 2014. Вип. 47. С. 50-57.*
 15. **Демидова О.О., Міліцький К.О.** Існуючі підходи, що регламентують обстеження технічного стану будівель та споруд // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне, 2024. Вип. 45. С. 323-329.*
<http://doi.org/10.31713/budres.v0i45.36>.
 16. **Шатов С.В., Богаченко С.В.** Аналіз методів моніторингу технічного стану будівельних конструкцій та законодавчих і нормативних документів // *Український журнал будівництва та архітектури. Дніпро, 2023. №6 (018). С. 136-142.*
<http://doi.org/10.30838/BPSACEA.2312.261223/136.1016>.
 17. **Мажейко О.Й.** Моніторинг технічного стану несучих конструкцій будівель і споруджень // *Наукові записки. Кіровоград, 2010. Вип. 10, част. 3. С. 222-228.*
 18. **ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016.** Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд. [Чинний від 2017-04-01]. Київ, ДП „УкрНДНЦ”, 2017. 38 с. (*Національний стандарт України*).
 19. **ДСТУ 9273:2024.** Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість. [Чинний від 2024-09-01]. Київ, ДП „УкрНДНЦ”, 2024. 73 с. (*Національний стандарт України*).
 20. **ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016.** Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. [Втратив чинність 2024-09-01]. Київ, ДП „УкрНДНЦ”, 2017. 44 с. (*Національний стандарт України*).
 21. **ДБН В.1.2-14:2018.** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. [Чинний від 2018-08-02]. Київ, Мінбуд

України, 2018. 30 с. (Державні норми України).

22. **Гладишев Д.Г., Гладишев Г.М.** Визначення характеру деформацій будівель і споруд за напрямками та шириною тріщино утворення // *Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне, 2024. Вип. 46. С. 171-184.
<http://doi.org/10.31713/budres.v0i46.20>.
23. **ДБН В.1.2-12:2008.** Система надійності та безпеки в будівництві. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки. [Чинний від 2009-01-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2008. 34 с. (Державні норми України).

REFERENCES

- DBN V.2.1-10:2018.** Osnovy ta fundamenti budivel ta sporud. Osnovni polozhennia. Kyiv: Ministerstvo rehionalnoho rozvytku, budivnytstva ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Ukrainy, 2018. 36 s. (in Ukrainian).
- DBN V.2.1-10:2009.** Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennia proektuvannia. Kyiv, Minrehionbud Ukrainy, 2009. 77 s. (in Ukrainian).
- Klymenko Ye.V.** (2010). *Tekhnichni stan budivel i sporud : monohrafiia*. Odesa : ODABA. (in Ukrainian).
- Abramov V.M., Kolesnichenko S.V.** (2016). Do pytannia otsinky tekhnichnoho stanu budivelnykh konstruktсии, budivel i sporud. *Construction of Ukraine*, 4, 2-5. (in Ukrainian).
- Babych Ye.M., Karavan V.V., Babych V.Ie.** (2018). *Diahnostyka, pasportyzatsiia ta vidnovlennia budivel i inzhenernykh sporud : pidruchnyk*. Rivne : Volynski oberehy. (in Ukrainian).
- Semynoh M.M., Holodnov O.I.** (2009). Diahnos-tyka tekhnichnoho stanu ta vyznachennia zalyshkovoho resursu budivelnykh konstruktсии. *Roads and bridges*, 11, 285-290. (in Ukrainian).
- Vozniuk L.** (2022). *Technical inspection of buildings and structures that ensure the life of people. Improvement of scientific approaches to the development of engineering: collective monograph*. Boston.
<https://doi.org/10.46299/ISG.2022.MONO.TEC.H.4.1.8>.
- Mariusz Urbański** (2016). Ocena stanu technicznego zelbetowych silosow zbozowych. *Construction*, 22, 298-306. (in Poland).
<http://doi.org/10.17512/znb.2016.1.30>.
- Banaszek, A., Banaszek, S., & Cellmer, A.** (2017). Possibilities of use of UAVS for technical inspection of buildings and constructions. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, vol. 95, No. 3, p. 032001).
<https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1755-1315/95/3/032001>.
- Hladyshev H.M., Hladyshev D.H., Hladyshev R.D.** (2023). *Vzaiemodiia ostoviv budivel ta yikhnikh osnov v mezhakh ushchilненоi zabudovy Lvova : monohrafiia*. Lviv : Norma. (in Ukrainian).
- Kostyra N., Bakulina N.** (2023). Osoblyvosti tekhnichnoho obstezhennia ob'ektiv prylehlykh do isnuiuchoi zabudovy. *Building structures*, 12, 105-114. (in Ukrainian).
<http://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.105-114>.
- Ishchenko Yu.I., Melashenko Yu.B., Ben I.V., Sliusarenko Yu.S., Yakovenko M.S.** (2020). Heotekhnichni monitorynh v umovakh ushchilненоi miskoi zabudovy. *Science and construction*, 25(3), 13-25. (in Ukrainian).
<https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.2>.
- Dorofiev V.S., Pushkar N.V.** (2021). Tekhnichni stan pamiatky arkhitektury v zsvonebezpechnii zoni u m. Odesa. *Resource-saving materials, constructions, buildings and structures*, 39, 229-236. (in Ukrainian).
<http://doi.org/10.31713/budres.v0i39.025>.
- Voloshyn P.** (2014). Analiz vplyvu pryrodnykh i tekhnohennykh chynnykiv na stiikist pamiatok arkhitektury istorychnoi chastyny Lvova. *Bulletin of Lviv University. The series is geographical*, 47, 50-57.
- Demydova O.O., Milityski K.O.** (2024). Isnuichi pidkhody, shcho rehlamentuiut obstezhennia tekhnichnoho stanu budivel ta sporud. *Resource-saving materials, constructions, buildings and structures*, 45, 323-329. (in Ukrainian).
<http://doi.org/10.31713/budres.v0i45.36>.
- Shatov S.V., Bohachenko S.V.** (2023). Analiz metodiv monitorynhu tekhnichnoho stanu budivelnykh konstruktсии ta zakonodavchykh i normatyvnykh dokumentiv. *Ukrainian Journal of Construction and Architecture*, 6 (018). 136-142. (in Ukrainian).
<http://doi.org/10.30838/BPSACEA.2312.261223/136.1016>.
- Mazheiko O.I.** (2010). Monitorynh tekhnichnoho stanu nesuchykh konstruktсии

- будивел i sporudzen. *Proceedings*, 10, p. 3. 222-228. (in Ukrainian).
18. **DSTU-N B V.1.2-17:2016**. Nastanova shchodo naukovo-tekhnichnoho monitorynhu budiviel i sporud. Kyiv: DP „UkrNDNTs”, 2017. 38 s. (in Ukrainian).
19. **DSTU 9273:2024**. Nastanova shchodo obstezhennia budiviel i sporud dlia vyznachennia ta otsiniuvannia yikhnoho tekhnichnoho stanu. Mekhanichniy opir ta stiikist. Kyiv: DP „UkrNDNTs”, 2024. 73 s. (in Ukrainian).
20. **DSTU-N B V.1.2-18:2016**. Nastanova shchodo obstezhennia budiviel i sporud dlia vyznachennia ta otsinky yikh tekhnichnoho stanu. Kyiv: DP „UkrNDNTs”, 2017. 44 s. (in Ukrainian).
21. **DBN V.1.2-14:2018**. Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnikh ob'ektiv. Zahalni pryntsyipy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budiviel i sporud. Kyiv, Minbud Ukrainy, 2018. 30 s. (in Ukrainian).
22. **Hladyshev D.H., Hladyshev H.M.** (2024). Vyznachennia kharakteru deformatsii budiviel i sporud za napriamamy ta shyrynoi trishchyno utvorennia. *Resource-saving materials, constructions, buildings and structures*, 46, 171-184. (in Ukrainian).
<http://doi.org/10.31713/budres.v0i46.20>.
23. **DBN V.1.2-12:2008**. Systema nadiinosti ta bezpeky v budivnytstvi. Budivnytstvo v umovakh ushchilненоi zabudovy. Vymohy bezpeky. Kyiv, Minrehionbud Ukrainy, 2008. 34 s. (in Ukrainian).
- 24.

APPROACHES TO THE ASSESSMENT OF DEFORMATIONS OF EXISTING BUILDINGS OF DENSE CONSTRUCTION BASED ON THE RESULTS OF SURVEYS OF THEIR FACADES

*Hennadii HLADYSHEV,
Dmytro HLADYSHEV*

Summary. The proposed method of anticipatory integral assessment of the technical condition of brick buildings to fix the deformation of their skeletons in the complex engineering and geological conditions of the old compacted

building, both before the start of new construction on a fixed site, and during its implementation with a possible negative impact on the already formed building.

Two separate examples on two different objects are considered. In these examples, the authors tried to prove the logic of the approach from the relative vertical subsidence of the elements of building facades to the determination of their rolls and bends in their planes to assess the spatial deformations of building frameworks from the nature of the distribution of cracks on their facade walls.

In the first given example, when the authors conducted a detailed survey of the existing building, the engineering-geodetic method of measurements was applied, which made it possible to determine the actual spatial deformations of the building compatible with the foundation. The proposed approach to determining the bends and tilt directions of the facade walls of the building frame based on the values of the relative vertical movements of the facade elements recorded during the survey. The obtained components of wall deformations and their movements provide an integral direction of reducing the actual spatial rigidity of the building.

In the second example, also during a detailed survey, the authors fixed the picture of the formation of cracks on the facades of the existing building and measured their width. In this case, the nature of the deformation of the facade of the building by transverse force under the influence of expansion forces and hanging between the walls of already existing buildings, between which the building under investigation is embedded, as an insert, became a priority.

The proposed method can be recommended for use at the beginning of the survey of individual buildings or groups of adjacent buildings due to the fact that researchers are primarily interested in the integral state of deformation of the skeletons of these buildings. If the building is in the 3rd category of technical condition (not suitable for normal operation) according to the actual deformed state, then the technical condition of other elements of its constructions is secondary for the initial analysis.

Key words. Inspection, technical condition, compacted structure, crack, deformation.

Стаття надійшла до редакції 15.12.2024

ЕВОЛЮЦІЯ ФОРТИФІКАЦІЙНИХ І ЗАХИСНИХ СПОРУД

Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ

^{1,2}Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних сил, Київ, Україна, 03037
mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0003-3151-8630>

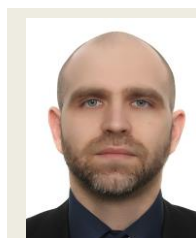
Анотація. Повномасштабне вторгнення РФ в Україну продемонструвало зростаюче значення інженерних укріплень, захисних споруд, інженерних загороджень тощо. Сучасна війна привнесла нові загрози і виклики, які суттєво впливають на поле бою, захист критичної інфраструктури і населення в тилових районах, в тому числі і на особливості зведення інженерних фортифікаційних та захисних споруд.

Дослідження еволюції фортифікаційних і захисних споруд з стародавніх часів і до сьогодення дозволяє простежити, як змінювалися підходи до оборонного будівництва в залежності від актуальних загроз воєнного характеру, що в свою чергу дозволяє прогнозувати напрями для подальшого їхнього розвитку і вдосконалення. Проведений огляд дає можливість зрозуміти, наскільки важливим є цей напрям воєнної науки і наскільки наразі він потребує серйозного підходу як з боку військових, так і з позиції держави в цілому.

Аналіз нових сучасних фортифікаційних рішень, їх ефективності та слабких місць є необхідним для підвищення обороноздатності країни в умовах наявної постійної загрози нападу.

В роботі також наведені основні підходи до зведення польових фортифікаційних споруд з визначенням їхнього функціонального призначення та ймовірних проектних загроз воєнного характеру. Надано пропозиції, щодо можливої зміни підходів до польової фортифікації в умовах сучасної війни з урахуванням досвіду ведення бойових дій в Україні, а також напрями подальшого розвитку.

Також розглянуто підходи до захисту цивільного населення від засобів повітряного



Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ
професор кафедри металевих та
дерев'яних конструкцій,
д.т.н., професор

нападу противника від часів Другої світової війни і до сьогодення з визначенням напрямків подальшого розвитку.

У сучасних умовах війни в Україні фортифікаційні споруди інженерного захисту і захисні споруди відіграють ключову роль у створенні ліній оборони, захисті військових та об'єктів критичної інфраструктури, збереженні життів цивільного населення.

Таким чином, вивчення еволюції фортифікаційних і захисних споруд є критично важливою державницькою задачею, як з військової, так і з цивільної точки зору. Розвиток теорії зведення фортифікаційних і захисних споруд сприятиме зміцненню оборони держави, адаптації до нових загроз, підвищенню безпеки населення і об'єктів критичної інфраструктури.

Ключові слова: фортифікаційні споруди; споруди інженерного захисту; захисні споруди; загрози воєнного характеру; засоби нападу; захист інфраструктури.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Метою даної роботи є огляд фортифікаційних і захисних споруд від стародавніх часів і до нашого часу. Аналіз загроз, усвідомлення напрямків розвитку фортифікаційних і захисних споруд при

новому їх будівництві з метою їх удосконалення та впровадження найбільш ефективних рішень, які можуть суттєво відрізнятись для різноманітних задач та регіонів.

Вивчення еволюції зведення фортифікаційних і захисних споруд є критично важливою задачею, як з військової, так і з цивільної позицій. Розвиток теорії розрахунку, зведення фортифікаційних, споруд інженерного захисту і захисних споруд суттєво сприятиме зміцненню оборони держави, стійкості її виробничо-промислового комплексу, швидкої адаптації до нових загроз, підвищенню безпеки населення і об'єктів критичної інфраструктури.

Також змін потребують підходи до польової фортифікації, які наразі лишаються сталими, як мінімум з часів другої світової війни, при суттєвій зміні загроз і засобів ураження, матеріалів, засобів механізації.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Розпочнемо з загального понятійного апарату. Поняття фортифікація - (від лат. *fortificatio* - укріплення [1]) це військово - інженерна наука про створення штучних укриттів і перешкод для захисту військ, важливих об'єктів та населення під час воєнних дій. В той же час фортифікаційна споруда - це безпосередні оборонні споруди для успішного ведення бою і захисту від засобів нападу ворога

Також можна відзначити, що фортифікація є галуззю архітектури, яку ще стародавній римлянин Вітрувій влучно характеризував “як мистецтво поєднання функції, конструкції та краси” [2].

Фортифікаційні споруди змінювалися в різні історичні періоди відповідно до розвитку технологій і озброєння, завжди забезпечуючи найбільший захист від розповсюджених засобів ураження. В залежності від поставлених задач фортифікаційні споруди поділяються на довготривалі і польові. Довготривалі - це завчасні укріплення надважливих пунктів та

напрямоків з метою оборони, захисні споруди об'єктів критичної інфраструктури та цивільного захисту. Польова - тимчасові оборонні споруди, як: окопи, бліндажі, мінні загородження, протитанкові рови тощо.

Наразі можна виокремити основні види фортифікаційних споруд:

- польові фортифікаційні споруди – тимчасові укріплення, що будуються в умовах бойових дій (вали, окопи, бліндажі, мінні загородження, протитанкові рови тощо);
- довготривалі фортифікаційні споруди – довготривалі укріплення, такі як ДОТи (довготривалі вогневі точки), ДЗОТи (дерев'яно-земляні вогневі точки), бетонні укриття особового складу тощо, які будуються з використанням інженерної техніки в зонах спокійних або відносно спокійних від бойових дій з метою створення стійких рубежів оборони;
- міські фортифікаційні споруди – оборонні споруди які облаштовуються в міській забудові, укріплені і спеціально обладнані будівлі і споруди, барикади, бомбосховища, укриття тощо;
- споруди цивільного захисту (далі - СЦЗ) – сховища, укриття для населення, які використовуються під час воєнних дій або надзвичайних ситуацій;
- інженерні споруди захисту об'єктів критичної інфраструктури (далі - ОКІ) - спеціальні інженерні споруди (далі - СІС) мета яких забезпечити захист критичної інфраструктури країни від засобів нападу (далі - ЗН) ворога.

Штучні споруди - укріплення для захисту від нападу противника відомі нам стільки ж скільки відома інформація про розвиток цивілізацій.

Найдавнішими фортифікаційними спорудами можна вважати: земляні (кам'яні) вали, рови, які часом навіть штучно заповнювали водою. В районах багатих деревиною на земляних валах додатково влаштовувались паркани - частоколи. В районах де деревина була дефіцитною одразу зводили кам'яні огорожі - стіни. Така оборонна система забезпечувала захист від наявних на той час

засобів ураження: металюї зброї (списи, дротики, луки, праці тощо), що мала суттєве обмеження відносно своєї траєкторії і дальності, а також перешкоджанню швидких атак кіннотою [2]. Дещо пізніше в суцільних оборонних стінах з певними проміжками почали вбудовувати башти, з яких з'являлась можливість спостерігати за ворогом і уражати його з більшої відстані, окрім того важливим призначенням башт була можливість уражати штурмуючого стіни ворога (рис. 1). Однак ця система не дала змоги повністю позбутись недосяжних для обстрілу - мертвих зон під стінами. Такі зони несли певну небезпеку, через те, що прорвавшись до них ворог мав змогу вже робити підкопи, підпалювати стіни з деревини, готувати засоби щоб видертися нагору і вступити у бій.

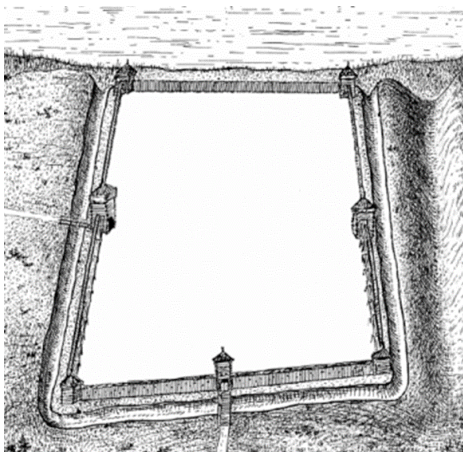


Рис. 1 Схема укріплення з баштами і стінами з частоколу. [2]

Fig. 1. A fortification layout with towers and palisade walls.

Спорудження таких захисних укріплень досягало високого рівня майстерності ще далеко до нашої ери. З історичних джерел відомо, що захисні мури м. Мемфіс були зведені в Єгипті за 3000 років до нашої ери, а укріплення Бактрії в Месопотамії витримали довгу облогу ще в 2130 році до нашої ери.

Найбільш відомою стародавньою фортифікаційною спорудою можна по праву вважати Велику китайську стіну (рис. 2). Велика китайська стіна (кит. *chángchéng*, - "довга стіна") - низка кам'яних та земляних

укріплень у північній частині Китаю, збудованих з метою захисту північних кордонів Китайської імперії від вторгнень різних кочових племен [3]. Найстаріша частина була збудована ще в IX столітті до нашої ери [4]. Зведення Великої китайської стіни датується початком робіт у VII ст. до н. е. і тривало до XVI сторіччя нашої ери включно. Загальна протяжність, за результатами досліджень, становить 21 196,18 км.



Рис. 2. Велика китайська стіна. [3]

Fig. 2. The Great Wall of China

Уздовж всієї Великої стіни споруджені каземати для охорони та сторожові вежі, а в головних гірських проходах - спеціальні укріплення - фортеці.

Каземат (фр. *casemate* від італ. *Casamatta* - "сліпе укріплення") - окреме внутрішнє приміщення в укріпленій фортифікаційній споруді (фортеці, форти тощо), що захищене від ворожого ураження і служить для розміщення гарнізону, складів боєприпасів, озброєння, продовольства тощо.

Такого плану фортифікаційні споруди відомі по всьому світу. Як приклад наведено декілька варіантів з європейської історії.

Верхньонімецько-реційський лімес (від лат. *Limes* - межа, кордон) - відрізок лімесу Римської імперії у вигляді оборонних споруд довжиною 568 км, що проходив між Рейном і Дунаєм. Починався біля містечка Райнброль і закінчувався біля берега Дунаю. Орієнтовні роки зведення 83-260 нашої ери.

Вал Оффи (валл. *Clawdd Offa*; англ. *Offa's Dyke*) - земляне укріплення протяжністю 240 км (рис. 3), споруджене у 757-796 роках,

яке частково збігається з сучасними кордонами Англії та Уельсу. Раніше служило прикордонним валом, який розділяв королівства Мерсію і Повіс [5].



Рис. 3. Вал Оффи. [5]
Fig. 3. Offa's Dyke. [5]

Висота насипу - 2,5 м, ширина досягає 20 м (включно з прилеглими ровами).

Вал (через середньовічна нім. *wal* від лат. *vallum*) [6] - оборонна споруда як окрема так і у складі фортець, замків, укріплених районів у вигляді високого насипу з крутим схилом, розташованим з боку ймовірного нападу противника.

На території України найбільш відомими стародавніми укріпленнями є Змієві вали. Це народна назва одного з видів дерево-земляних оборонних (белігеративних) споруд у вигляді довгих валів, які поширені на території Середньої Наддніпряниці [7 – 9]. За інформацією на сьогодні загальна довжина валів становить більш ніж 950 км [9].

Змієві вали формують дев'ять оборонних ліній: Вітянсько-Бобринська; Стугнянсько-Ірпінсько-Тетерівська; Дніпро-Тетерівська; Дніпро-Кам'янська; Середній Пороський вал; Великий Пороський вал; Росько-Гуйвянська; Дніпровська лівобережна; Посульська.

Змієві вали є продуктом багатовікової історії населення сучасної території України. Початок будівництва валів для захисту осілого хліборобського населення лісостепу, його господарства та жилих поселень від легкої кінноти степових кочовиків, за дослідженнями істориків, датується X сторіччям до н.е., тривало до XI

сторіччя н.е. і навіть пізніше до XVI—XVIII сторіччя. Загрозу з боку степу підтверджує сама конструкція валів та загальна спрямованість їхніх ліній - вали хвилями розходяться з півночі на південь та південний схід, утворюючи паралельні лінії.

Змієві вали колись були потужними та складними укріпленнями - заввишки 10-15 метрів, шириною основи до 20 метрів, на дерев'яному каркасі, в деяких місцях у вигляді 5-6 паралельних земляних укріплень, із ровом глибиною до 2-3 метрів.

Серцевина насипу валів складалася або з випаленої глини (для перших споруд) або з дерев'яних зрубів – каркасу (рис. 4). Міцна основа перетворювала вали на справжню захисну стіну.

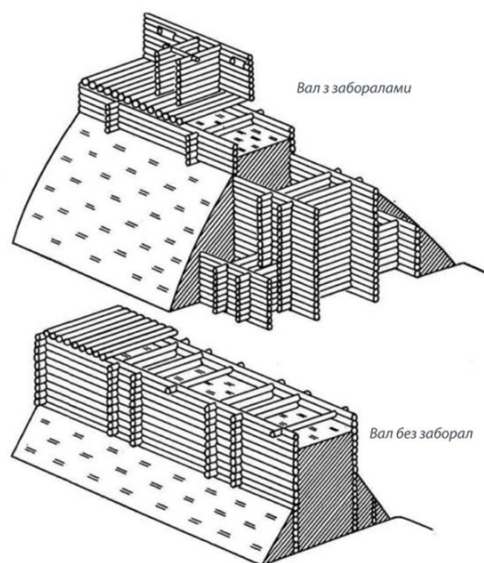


Рис. 4. Модель конструкції Змієвих валів. [9]
Fig. 4. Model of the structure of the Serpent's Ramparts [9].

Всі ці приклади є довготривалими фортифікаційними спорудами стратегічного рівня. В той же час під час воєнних компаній – походів з'явилися перші польові фортифікаційні споруди у вигляді найпростіших загороджень для прикриття таборів (місць стоянок війська), як то вали і рови (окопи), окрім того застосовувались частоколи і інші конструкції для зведення стін. Так давньоримська армія ніколи не вступала в битву, не маючи укріпленого табору, де знаходився обоз, поранені тощо [10]. Довготривалі укріплення – фортеці тих часів будувались і

з розрахунку більш потужних засобів ураження, як то катапульти, требушети, тарани тощо.

Саме поняття фортеця (від італ. *fortezza*, від лат. *fortis* - “сильний”) [1] - укріплений пункт з міцними капітальними спорудами, постійним гарнізоном, озброєнням та різними запасами, призначеними для тривалої кругової оборони.

З переходом від рабовласницького до феодального ладу і зменшення чисельності армій мистецтво будівництва польових

укріплень занепало.

В XI - XV століттях в країнах Західної Європи широкого розповсюдження і великого значення набули замки, фортеці (рис. 5), укріплені міста і монастирі. Всі вони будувались з передумов захисту від засобів ураження відомих в той період. З утворенням абсолютистських феодальних держав укріплення стали зводитися за єдиним планом в інтересах оборони країни, що зажадало систематизації знань у цій галузі.



а



б

Рис. 5. Фортеці. *а* - Білгород-Дністровська [11]; *б* – Кам'янець-Подільська [11].
Fig. 5. Fortresses: *a* – Bilhorod-Dnistrovskyi; *b* – Kamianets-Podilskyi.

Феодальна роздробленість і безперервні конфлікти між гордовитими лицарями - дворянами призвели до великого поширення в епоху Середньовіччя замкової архітектури. Якщо в попередні періоди головні зусилля фортифікаторів були спрямовані на захист міст або ж створення фортів із невеликими гарнізонами, то в період Середньовіччя саме замок стає головною оборонною спорудою. Замок (рис. б) – це й житловий будинок, і фортеця, і сторожовий пункт тощо [12].

XIV століття стало переломним через появу нового фактору ураження - вогнепальної зброї, яка суттєво змінює уявлення про військове мистецтво у всіх його галузях, і оборонна архітектура мала реагувати на нову ситуацію настільки швидко, наскільки це можливо у будівельній справі [2]. З кінця XV століття

зброярі навчилися відливати чавунні ядра, а гармати оснащуються лафетами, до яких прикріпили колеса, що дозволило артилерії стати мобільною [13].

Зведення фортифікаційних споруд потребує значно більше часу, ніж лиття гармат. Як тільки гармати почали використовувати при штурмах фортець, їх міці було явно недостатньо для захисту. Спершу розпочали збільшувати висоту веж та стін, потовщувати стіни для сприйняття ураження артилерією, облаштування на стінах веж зі стрільницями різноманітної конструкції (найчастіше з круглим або ключоподібним отвором) для ручної вогнепальної зброї, що дозволяло доволі успішно протистояти раннім гарматам. Стрільниці були врізані із внутрішнього боку у товщу муру і мали бруствер, на який можна було сперти зброю.

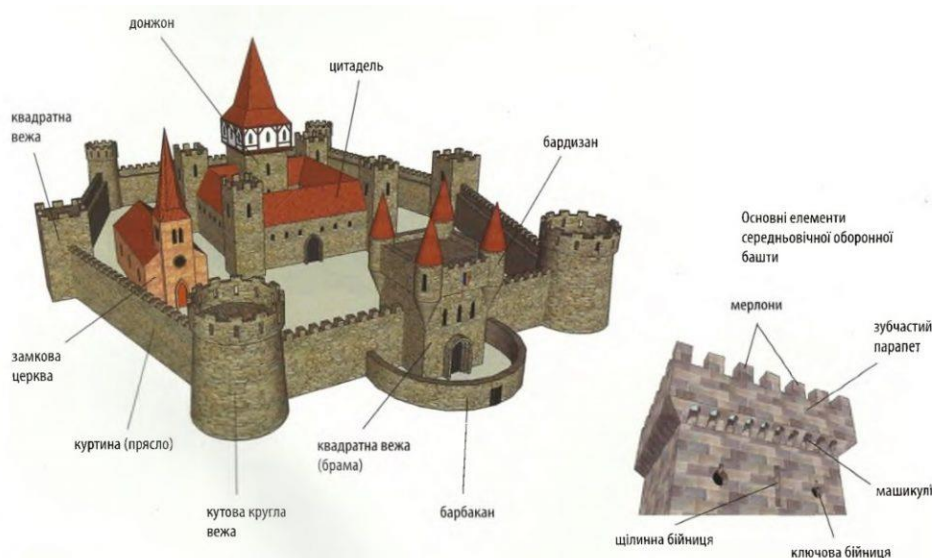


Рис. 6. Будова типового середньовічного замку. [12]
Fig. 6. Structure of a typical medieval castle.

Однією з перших відомих праць з фортифікації у XVI сторіччі по праву вважається робота німецького художника, математика і теоретика мистецтва Альбрехта Дюрера (нім. Albrecht Dürer, роки життя 1471 - 1528) під назвою “Настанова до укріплення міст, замків і фортець”, яка надрукована у 1527 році. Художник узявся за цю тему під враженням від появи вогнепальної зброї.

Ця робота написана була Альбрехтом Дюрером, спираючись на досвід великої кількості воєнних кампаній, свідком яких йому довелося бути. В ній знайшли своє відображення думки безпосередніх учасників воєнних компаній та погляди нюрнберзьких зброярів, і звісно ж власні ідеї Дюрера щодо архітектурного планування. Ідеї ці виявилися настільки плідними, що їх ще два століття запозичували інженери-фортифікатори різних країн Європи. Наприклад, запропоновані ним ронделі (він назвав їх бастеями) – великі споруди, що мали нагорі відкриту гарматну площадку, були добре захищені з фронту і флангів, і могли бути зруйновані лише за допомогою мін, – були реалізовані у фортеці Делля-Бокара у Вероні та у фортеці міста Шафгаузен у Північній Швейцарії. Дюреру ж належать і інші пропозиції, які пізніше використовувалися при зведенні фортифікаційних споруд, – тип

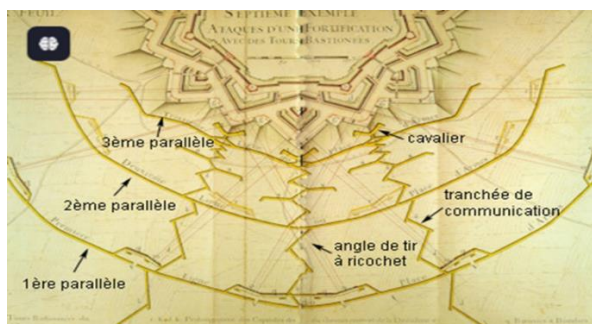
круглого форту-застави, квадратне укріплення тощо.

Бастея (через пол. *basteja*, нім. *Bastei* від італ. *bastia*) [14] – приземиста фортифікаційна будівля, призначена для використання вогнепальної зброї, чия форма і розміщення були по’язані із розвитком облогової артилерії. Мала форму півкола, підкови чи багатогранну, була висунута перед куртину оборонного муру задля її захисту фланговим обстрілом з вогнепальної зброї. Мала відкриту горжу - не мала задньої стінки для швидкого провітрювання бойових позицій після пострілу.

Поява вогнепальної зброї та артилерії суттєво вплинула не лише на конструкцію фортифікаційних споруд. В частині довготривалої фортифікації змінились профілі огороження фортець і підходи до їх конструкції, як наслідок, це призвело до потреби в суттєвій або повній їх перебудові. Так само змінилась і польова фортифікація. З’явилися переривчасті, а потім суцільні лінії укріплень з насипних фортифікаційних споруд. Так, італійськими інженерами Дж. Маджі, М. Сан-Мікеле, Н. Тарталья та іншими було висунуто пропозиції, щодо вдосконалення огороження фортець. Слід відзначити, що їх роботи базувались на німецькій інженерній школі, засновником якої по праву вважається Альбрехт Дюрер.

У XVI - XVII ст. вперше з'являється термін “фортифікація”. Французький військовий інженер, маршал Франції Себастьян Ле Претр, маркиз де Вобан (фр. Sébastien Le Prestre, marquis de Vauban; роки життя

1633–1707) вперше узагальнив накопичений досвід зведення фортифікаційних споруд і запропонував розділити їх на польові і довготривалі. Розробив систему укріплень кордонів та оточив королівство кільцем потужних фортець [15-18]. Ця система отримала назву “залізний пояс” Вобана й до кінця XVIII століття зробила Францію



Майже в той самий час помітний внесок у теорію і практику фортифікації належить голландському військовому інженеру барону Менно ван Кугорну або Мінно де Кегорну (роки життя 1641-1704), який розробив систему прикриття державних кордонів шляхом зведення лінії фортець, проміжки між якими заповнювалися польовими укріпленнями або затоплювалися.

Міць фортець Кугорн бачив у великій кількості виступаючих бастионів, причому кожна зона стіни повинна була захищатися принаймні двома зонами з яких велось вогневе ураження, а самі бастиони мали бути автономними, щоб взяття одного не мало впливу на захист інших.

Кугорна називали “голландським Вобаном”, хоча він сам був противником Вобана і в 1692 успішно захищав від нього форт Вільгельм у Намюра, поки не був відрізаний від допомоги і змушений здатися.

В цей період загальний підхід до зведення фортець суттєво змінюється.

невразливою для зовнішніх ворогів. Його по праву можна вважати одним із найвизначніших військових інженерів своєї епохи.

Саме маркизу де Вобану належить створення перших інженерних підрозділів – саперів. Сама назва сапер походить з французького “sape”, що перекладається як - мотика, підкоп. У той час з'являється поняття “тиха сапа”, яким називають підземну траншею, прориту до ворожих укріплень з метою їх підриву.

Нижче на рис. 7 наведено схему штурму фортець за допомогою інженерних споруд, яку запропонував Вобан.

Рис. 7. Схема штурму фортеці за допомогою інженерних споруд за методом Вобана. [15]

Fig. 7. Scheme of storming a fortress using engineering structures according to the Vauban method

З'являється новий вид бастионних фортець, загальні схеми яких наведено на рис. 8.

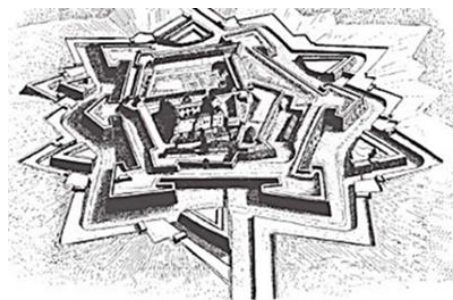


Рис. 8. Схеми бастионних фортець. [11]

Fig. 8. Schemes of bastion fortresses [11]

Бастіон (фр. bastion, італ. bastionato - “всяка виступаюча споруда”, від лат. Bastilio - “будую укріплення”) [14] – п’ятикутна довгочасна (фортечна) або польова фортифікаційна споруда, що зводилася на кутах фортечної огорожі, призначалася для вогневого захисту мурів, ровів і обстрілу місцевості безпосередньо перед укріпленням (рис. 9).

Дві передні сторони бастіону називалися фасадами, дві бічні - фланками, тильна, звернена до фортеці сторона - горжею. Бастіони дозволяли більш ефективно обстрілювати з флангу (фланкувати) підступи до куртини.

Куртина (італ. cortina - “завіса”) [14] – середня частина фортечного бастіонного фронту, що з’єднує фланки суміжних бастіонів (рис. 9). Куртина зазвичай була об’єктом атаки обложників, які прагнули зробити в ній пролом для штурму. У кінці XVI сторіччя перед куртиною стали зводити особливу споруду - рavelін, який прикривав куртину від вогню і утруднював атаку. З цього часу атака стала спрямовуватися на бастіон.

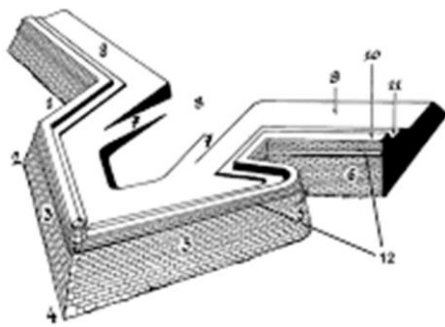


Рис. 9. Загальна схема бастіону.

1 – фланк; 2 – плече; 3 – фас; 4 – вихідний кут; 5 – орильон; 6 – куртина; 7 – аппарель; 8 – горжа; 9 – валганг; 10 – бруствер; 11 – банкет; 12 – кордон. [14]

Fig. 9. General scheme of the bastion.

1 – flank; 2 – shoulder; 3 – face; 4 – exit angle; 5 – orillon; 6 – curtain; 7 – rampart; 8 – gorge; 9 – valgang; 10 – parapet; 11 – banquet; 12 – cordon.

Рavelін (лат. ravelere - “відокремлювати”) - фортифікаційна споруда трикутної форми, яка розташовувалася перед куртиною

попереду фортечного рову в проміжку між бастіонами, що служила для перехресного обстрілу підступів до фортечного обводу, підтримки своїм вогнем сусідніх бастіонів (рис. 10).

Мури рavelіну, як правило, були на метр-півтора нижче мурів центральної фортеці, щоб у разі захоплення рavelіну полегшити його обстріл.

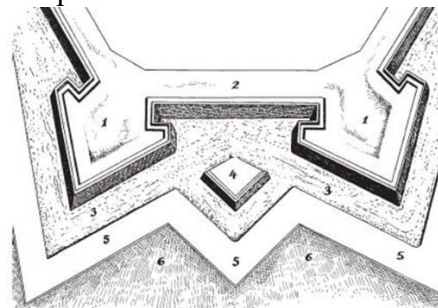


Рис. 10. Схема частини фортеці бастіонного типу. 1 - бастіон; 2 - куртина; 3 - ров; 4 - рavelін; 5 - гласіс. [14]

Fig. 10. Scheme of part of the bastion-type fortress. 1 - bastion; 2 - curtain wall; 3 - moat; 4 - ravelin; 5 - glacis.

Редюїт (фр. réduit - притулок) [14] – внутрішнє укріплення, споруджуване в зімкнутих укріпленнях для їх посилення і бою всередині останніх, чим дещо відрізняється від редуту. Спочатку редюїт служив притулком для гарнізону, атакованого і притиснутого з усіх боків. Під редюїтом розуміється також останній оборонний опорний пункт у вигляді малого зміцнення, поміщеного всередині іншого, більшого, який є останнім оплотом захисників. Наприклад, у класичній фортифікації цитадель є редюїтом фортеці.

У XVII - XIX століттях поняття “фортифікація” охоплювало вже не тільки створення і застосування фортифікаційних споруд в системі зміцнення місцевості, але і будівництво військових доріг, мостів, влаштування переправ і загороджень, ведення облоги і оборони фортець (укріплених місць, монастирів), маскування.

Важливість бастіонів зменшилася наприкінці XVIII століття, коли почали будувати капоніри, зведення яких набуло розповсюдження у XIX столітті. Капонір

був невеликим, з повністю побудованим обладнанням, призначеним для близького захисту рову чи іншої оборонної лінії під час штурмів ворога.

Капонір (фр. *caponniere* – “ніша”) – фортифікаційна споруда, що забезпечує ведення флангового або поздовжнього (косоприцільного) вогню в двох протилежних напрямках. Капонір зазвичай встановлюється як казематна споруда важкого типу в системі польових позицій та довготривалих укріплень на зворотних схилах або за пагорбами на місцевості.

Окрім капонірів існували такі фланкуючі споріднені споруди [19]: напівкапонір – фланкуюча споруда для ведення вогню у одному напрямку; відкритий капонір – відкрита зверху частина фортеці, що виступає у рів для ведення вогню у одному або двох напрямках; косий капонір – капонір, що зведено під непрямым кутом до валу фортеці; тильний капонір – двоповерхова споруда у тильній частині. З його нижньої частини прострілювався рів, а з верхньої – місцевість між цією оборонною спорудою та сусідніми.

В цей період з’являються різні види споруд польової фортифікації: редути, люнети, шанці тощо ...

Редут (фр. *redoute* – “укриття, опорний пункт”) – фортифікаційне укріплення замкненого виду, як правило (але не обов’язково) земляне, з валом та ровом, призначене для самостійної оборони [20, 21]. Будувався частіше всього в формі чотирикутника, хоча існували і п’яти- та шестикутові редути. Зазвичай мав в довжину 50–200 кроків, залежно від чисельності гарнізону, що нараховував 200–800 чоловік. Редути відомі з XVI століття, широко використовувались в XVII–XIX століттях в ролі опорних пунктів.

Редути склалися із зовнішнього рову і валу з земляною ступінню. Вал утворював чотири фаси: фронтний, два бокових і горжевий (з тильної сторони), причому за останнім встановлювали насип (траверс) для обстрілу ворога, якщо він намагатиметься використати прохід.

Люнет (фр. *lunette*, букв. – “маленький місяць”) – польова фортифікаційна споруда, що складалася з 1–2 фасів та 2 фланків і відкрита з тилу [19].

Шанець (нім. *Schanze* – “окоп”, “укріплення”) – земляна польова фортифікаційна споруда, яка слугує захистом від обстрілу станціонарної чи технічної артилерії, або уражень зі стрілецької зброї супротивника.

У ширшому значенні, шанці – це загальна назва польових та військових укріплень у Північній Європі з Пізнього середньовіччя до початку XIX століття. Зокрема, подібні укріплення набули поширення в часи громадянської війни в Англії в XVII столітті (рис. 11).



Рис. 11. Англійський шанець 1627 року в Нідерландах. [19]

Fig. 11. English trench of 1627 in the Netherlands.

Блокгауз (нім. *Blockhaus* – “дім з колод”) – фортифікаційна споруда, призначена для ведення кругового стрілецького і артилерійського вогню, а також проживання гарнізону [22].

Блокгаузи будували спершу із дерева (рис. 12), про що свідчить походження цієї назви, але з часом стали застосовувати: камінь, бетон, сталь. Для ведення вогню блокгаузи оснащуються амбразурами. Дерев’яні блокгаузи у польовій фортифікації вперше були застосовані прусською армією у 1778 році.

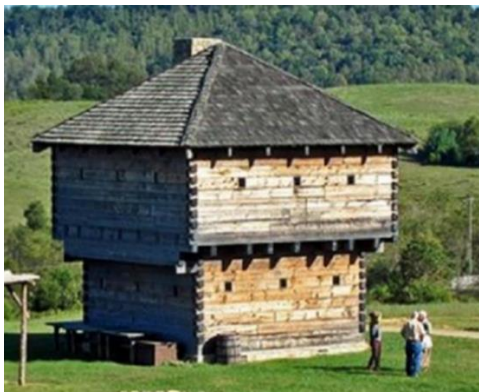


Рис. 12. Блокгауз з дерев'яних брусів. [22]

Fig. 12. Blockhouse made of wooden beams. [22]

У довгостроковій фортифікації блокгаузи застосовувалися головним чином для прикриття мостів, при обороні у містах, лісисто-болотистій місцевості, гірських проходах і системі довгострокових укріплень. Блокгаузи часто зводились як замкнуті споруди всередині укріплень (фортець), або інших особливо важливих місцях, як останній рубіж оборони.

Слід окремо приділити увагу і нашому козацтву. Козаки першими використали метод викопування шанців, який виявився надійнішим способом захисту від стрільянини в степовій місцевості. Козацькі шанці склалися з окопів, ровів і ям, де козаки ховалися від обстрілу. Кожен козак повинен був мати при собі лопату-кирку, щоб навіть під час бою можна було спорудити шанець чи інше укріплення [23]. Уміння швидко і якісно звести інженерні укріплення було для козацтва, з огляду на часту перевагу сил ворога, питанням життя і смерті. Боплан відмічав, що 500 татар не наважувались атакувати 50-60 козаків, якщо ті знаходились під захистом табору, а сто козаків в таборі можуть відбитися і від тисячі поляків. Під час бою, особливо проти озброєних потужною артилерією поляків чи турок, козаки лягали під вози й стріляли лежачи. У разі необхідності вози засипали землею або взагалі вкопували в ґрунт [23].

З Літопису Самійла Величка відомо, що у битві під Жовтими Водами у 1648 році, військо Речі Посполитої та українське козацько-селянське військо під проводом Богдана Хмельницького оточували свої

обози окопами, де перечікували гарматні обстріли, оборонялись, та з яких переходили у наступ: “Поляки ... на полтори тисячі свого стративши товариства, зь великимь бѣдствомь і ранами zostали вьгнани шаблями до окопу свого” [24].

Під час кількох війн XIX сторіччя (Кримська війна 1853-1856 рр., франко-пруська війна 1870-1871 рр. і російсько-турецька війна 1877-1878 рр.) у зв'язку з появою нарізної зброї ще більших змін і подальшого розвитку набуває польова фортифікація, яка набуває вигляду суцільних позицій, що складаються з окопів, вогневих позицій, бліндажів та інших укриттів. До зведення укріплень стали залучатися не лише саперні підрозділи, але і інші війська, для чого вони отримали шанцевий інструмент. Довготривала фортифікація також змінюється, у зв'язку з підвищенням дальнобійності артилерії був розроблений новий тип фортових фортець із винесеними вперед двома поясами фортів і укріпленнями в проміжках між ними.

Для захисту від бризантних і фугасних снарядів, які були створені наприкінці XIX сторіччя, під час будівництва фортець стали застосовувати бетон і броньові конструкції, що вимагало подальшого розвитку теорії фортифікації. До початку XX сторіччя все це виділилося в самостійну галузь військово-інженерного мистецтва, а теоретична та практична області застосування фортифікації були обмежені питаннями влаштування укріплень та їх використання.

Істотні зміни в поглядах на фортифікацію відбулися після Російсько-японської війни 1904-1905 років. Військові повсюдно відмовлялися від насипних фортифікаційних споруд (редутів, люнетів, шанців тощо) і перейшли до заглиблених оборонних споруд. Польові укріплення було запропоновано будувати в 2-3 лінії на глибині 2-4 км і мати тилкові оборонні позиції. Разом з тим основу системи прикордонних та приморських укріплень, як і раніше складали довготривалі фортифікаційні споруди - фортеці.

Наступний великий етап зміни концепції фортифікаційних споруд відбувся під час першої світової війни (1914-1918 роки). Війна принесла багато змін як в потужність і дальnobійність засобів ураження так і виявила недосконалість оборонних ліній, що базувались на системі фортець. Більшість фортець Бельгії, Франції та Росії в ході цієї війни були захоплені після доволі нетривалого опору. Лише деякі з них витримали тривалу облогу, а французька фортеця Верден вистояла лише тому, що стала частиною загального укріпленого району.

Суттєвих змін зазнала і польова фортифікація. Воюючі армії окопалися по обидва боки Західного і Східного фронтів та фактично зупинили суттєве просування перебуваючи перед вогневою міццю супротивника. Перша світова війна увійшла в історію як перша окопна війна. В ході цієї війни, конструкція окопів послідовно розвинулась від простої канави до складної оборонної системи, основу якої склали три основні елементи: ламана лінія окопів, дротяні інженерні загородження та кулемети. А далекобійність артилерії призвела до потреби зведення глибоко ешелонованої оборонної лінії в якій кількість ліній окопів збільшилась.

Типова лінія оборони, перед нейтральною смугою, мала передову позицію з 3-4 ліній окопів у повний зріст (рис. 13), на відстані 100 метрів один від одного, з'єднаних чисельними ходами сполучень (рис. 14). Через 2-3 км створювалась друга позиція, теж з трьома лініями окопів, за якими розгорталась артилерія. Третя позиція, як правило, недобудована, передбачалась вже на відстані гарматного пострілу (4-6 км).

Застосування ручних гранат, великої кількості кулеметів і артилерії великих калібрів на фронті призвело до якісного стрибку в розвитку польової фортифікації. Захист від артилерійського обстрілу став життєво необхідним для піхотинця. В окопах почали встановлювати протигранатні сітки, протишрапнельні

козирки, будувати бліндажі - землянки з кількорядним покриттям

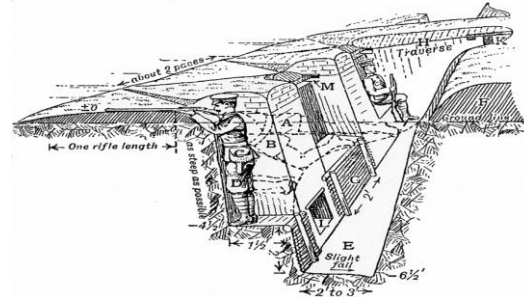


Рис. 13. Схема окопу (траншеї) з керівництва для піхотних підрозділів Великої Британії 1914 року. [25]

Fig. 13. Trench layout from the British Infantry Manual of 1914. [25]

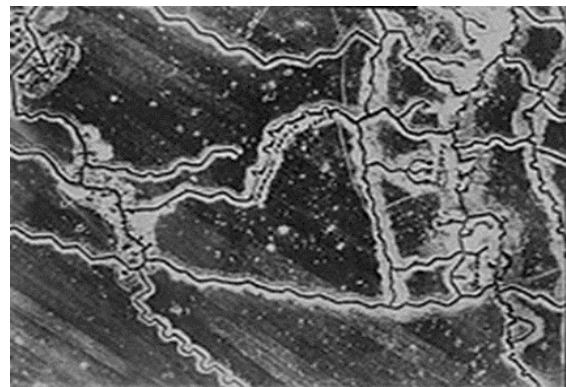


Рис. 14. Схема окопів Першої світової війни. [25]

Fig. 14. World War I trench layout. [25]

дерев'яними колодами - накатами, з передумови, щоб таке покриття змогло б витримати 6-дюймовий снаряд (152.4 мм) [25].

Широкого поширення набули локальні укриття для піхоти, так звані "лисячі нори" - ніши, викопані в передній стінці окопу з розрахунку на одну людину. Для оборони ближніх підступів, від бруствера, спочатку викопувались винесені вперед стрілецькі окопчики, а потім кулеметні гнізда, які мали забезпечувати хороший сектор фронтального обстрілу, без мертвого простору, не менше 200 кроків, огляд не менше 1000 кроків по фронті і фланговий вогонь. Передня лінія траншей - окопів сполучалась з тилловими лініями окопів. Всі підходи до позицій були прикриті мінними полями, фугасами і колючим дротом в кілька рядів. Оскільки близький вибух снаряда міг зруйнувати цілі ділянки траншей, то їх стіни і відкоси почали підсилювати різними елементами, в хід йшли: дошки, дрібні дерев'яні колоди, плетений тин, листова сталь, мішки з землею.

Саме поняття бліндаж (фр. blindage, від blinder - "покривати заслонами, бронювати") - заглиблена в землю фортифікаційна споруда, має міцне покриття прикрите шаром ґрунту, влаштоване на бойових позиціях для укриття особового складу від артилерійського та іншого вогню противника.

Для тиллових ліній оборони, де була можливість, почали масово застосовувати залізобетон та бронесталь. Будували лінії фортифікаційних споруд з підвищеними захисними властивостями з закритими вогневими спорудами, бліндажами і командними пунктами та іншими приміщеннями необхідними для функціонування, проводили в них електрику та телефонний зв'язок.

За спогадами генерала Брусилова, на заболочених ділянках Волинського Полісся, окопи влаштовували над поверхнею землі з колод, прикритих із зовнішньої сторони ґрунтом. Особлива увага приділялась маскуванню позицій, збереженню окопів від затоплення. Ретельно приховували місця

розташування вбиралень у головній траншеї, тому що вони часто були основним об'єктом для вогню противника (там завжди було скупчення солдат).

Якщо війська надто довго перебували в окопах, то поширювались захворювання викликані антисанітарією, розповсюдженням гризунів, постійно мокрими та холодними ногами, а також вошами. Хвороби не розрізняли національностей, і обидві сторони страждали однаково [26]. З'явилася і "окопна тактика" ведення війни з метою вимотування противника та виснаження його економіки, що працює на постачання фронту. Противник заганявся артилерійським вогнем в укриття, а атакуюча піхота підходила настільки близько до окопів супротивника під час артилерійського обстрілу, що вона встигала після припинення (перенесення) артвогню добігти до них швидше, ніж оборонці встигали відкрити вогонь зі стрілецької зброї по атакуючих. Нерідко для цього проводилося планомірне зближення власних окопів з окопами супротивника. Викопували приховані підземні тунелі, що підходили практично впритул до ворожих окопів, вихід з яких відкопувався тільки під час артпідготовки до атаки.

Використовувалась величезна кількість артилерійських снарядів. Поки атакуюча сторона тягла через зруйновану проривом місцевість артилерію, боєприпаси та піхотні підкріплення, сторона яка оборонялась, спираючись на не зруйновані лінії постачання, встигала організувати нові оборонні лінії.

Неможливість подолати укріплену окопами лінію оборони спонукала до розробки нових озброєнь та засобів ведення бою. Вперше на полі бою з'являються танки, широко застосовуються дирижаблі і літаки, кулемети, вогнемети, зенітні та протитанкові гармати, міномети, гранатомети, бомбомети, далекобійні гармати, ручні гранати, хімічні та димові снаряди, бойові отруйні речовини та протигазу [26].

Як бачимо розвиток озброєння впливає на подальше удосконалення фортифікації,

яка в свою чергу спонукає до подальшого покращення засобів ураження.

Так, поява танків призвела до створення в системі загороджень спеціальних ровів, застосування надовбнів, бар'єрів тощо.

До кінця Першої світової війни склалася система польових укріплених смуг і



Рис. 15. Бронеківпаки 30-х років минулого сторіччя. [27].

Fig. 15. Armored helmets from the 1930s. [27].

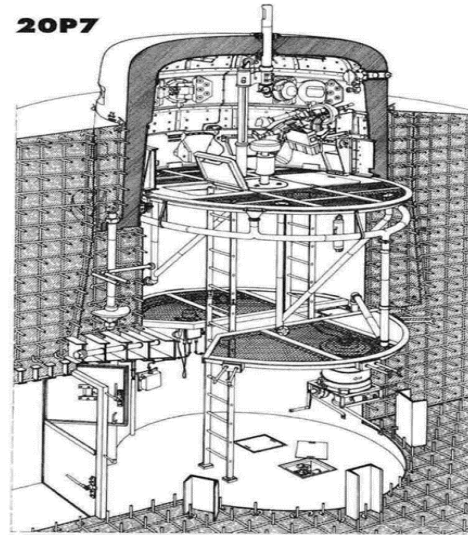
У період між Першою і Другою світовими війнами фортифікаційні споруди в основному зводились для захисту кордонів і в прикордонних районах. Намітився чіткий перехід довготривалої фортифікації від системи фортець до нових форм оборони у вигляді укріплених районів. Наприкінці 20-х – поч. 30-х рр. прикордонні укріплені лінії були створені в ряді європейських країн (“Лінія Мажино”, “Лінія Зіґфрида”, “Лінія Маннергейма”, “Лінія Молотова”).

Укріплений район - район або смуга місцевості, обладнані системою довготривалих і польових споруд в поєднанні з різними інженерними загородженнями та підготовлені для ведення тривалої оборони спеціально призначеними військами самостійно або у взаємодії із загальновійськовими частинами. Базувались укріплені райони на вузлах оборони які створювались з довготривалих вогневих споруд так званих ДОТ.

Довготривала вогнева точка [28], також зустрічається довготривала оборонна точка,

позицій, основою яких стали траншеї, обладнані в бойовому і логістичному порядку, а також закриті вогневі споруди та укриття.

Вперше почали використовуватись вогневі позиції у вигляді бронеківпаків (рис. 15) [27].



скорочено: ДОТ (англ. pillbox) - капітальна залізобетонна фортифікаційна споруда для прикриття артилерійської чи кулеметної зброї, її обслуги, призначення для ведення довготривалої оборони (рис. 16).



Рис. 16. ДОТ № 417 Київського укріпленого району. [28]

Fig. 16. DOT No. 417 of the Kyiv fortified district. [28]

Подібно до інших видів довготривалих фортифікаційних споруд, ДОТ захищав особовий склад від проектних засобів ураження та надавав їм можливість вести

вогонь по противнику через амбразури, спонсони і баштові надбудови.

На початку 30-х років XX сторіччя вже визначається чітка класифікація фортифікаційних споруд в залежності від засобів ураження. Так, ДОТ розділяли на такі групи [28]: 1 - плита покриття товщиною 1,1 м, фронтальні стіни 1,5 м з монолітного залізобетону, повинні витримувати поодинокі ураження 203-мм снарядом гаубиці та/або 152-мм снарядом гармати; 2 - плита покриття товщиною 0,9 м, фронтальні стіни 1,35-1,4 м з монолітного залізобетону, повинні витримувати поодинокі ураження 152-мм снарядом гаубиці та 152-мм снарядом гармати; 3 - плита покриття товщиною 0,6 м, фронтальні стіни 0,9 м з монолітного залізобетону, повинні витримувати поодинокі ураження 122-мм снарядом гаубиці та 76-мм снарядом гармати.

Паралельно існувала класифікація за протихімічною захищеністю [28]: тип "Б" - усі споруди з протихімічними (герметичними) приміщеннями; тип "М" - усі споруди без протихімічного приміщення. Для прикладу, споруда без протихімічного приміщення групи захищеності 2 маркувалась як "М2".

У 20 - 30-х рр. зазнали істотних змін і погляди на польову фортифікацію. Було підняте питання застосування фортифікаційних споруд в інтересах забезпечення високоманеврових бойових дій. Виходячи з ідеї розчленування бойових порядків на дрібні групи (розрахунки), було запропоновано відмовитися від системи траншей і перейти до окремих окопів і споруд (дерево-земляних, зі збірного чи монолітного залізобетону або бетону), які повинні були об'єднуватися за допомогою ходів сполучення в опорні пункти, де передбачалося також споруджувати укриття для особового складу та військової техніки. У Франції, Німеччині та інших європейських країнах в питаннях польової фортифікації продовжували дотримуватися поглядів, що склалися протягом Першої світової війни, тому конструкції і типи їх фортифікаційних

споруд в післявоєнні роки великих змін не зазнали.

Під час радянсько-фінської війни (1939-1940 рр.) вперше застосовується термін дерево-земляна оборонна точка або ДЗОТ. ДЗОТ являв собою закриту польову фортифікаційну споруду для ведення вогню з кулеметів і гармат, що зводилась з дерев'яних колод із захисною товщею з ґрунту, каменю, щебню тощо. В ДЗОТах стіни зазвичай також робились подвійними з улаштуванням між ними захисної товщі з ґрунту, каменю тощо.

З досвіду війни в Іспанії 1936-1939 рр., з'явилася тенденція до ширшого застосування при обладнанні польових позицій залізобетонних і броньових конструкцій, стали надавати більшого значення фортифікаційній підготовці позицій і районів розташування військ.

З'являються такі унікальні споруди як протитанкові вогневі точки або ПТОТ (рис. 17) [29]. Будувалися подібні споруди біля доріг та на напрямках, де прорив броньованих машин супротивника був найімовірнішим.



Рис. 17. Протитанкова вогнева точка або ПТОТ. [29]

Fig. 17. Anti-tank firing point or PTOT. [29]

Будувались і інші фортифікаційні споруди, такі як: капоніри і напівкапоніри, тощо. Напівкапонір – це фортифікаційна споруда, яка веде фланговий вогонь в одному напрямку, капонір же мав можливість вести вогонь у двох протилежних напрямках.

Довготривалі фортифікаційні споруди тих часів обладнувались спеціальними перископами, радіостанціями, телефоном, а для внутрішньої комунікації переговорними трубами.

Німецька армія на початку Другої світової війни зазвичай обмежувалися застосуванням самообкопування і пристосуванням до оборони населених пунктів; лише після поразки під Москвою вони стали створювати оборону, що складалася з двох оборонних смуг загальною глибиною 10-15 км. Радянські війська в початковий період війни широко використовували підготовку в тилу оборонних рубежів і ліній оборони оперативного і стратегічного значення; для їх влаштування залучалися спеціальні формування та місцеве населення. З 1943 року основним елементом укріплення військових позицій стала система траншей і ходів сполучення в поєднанні з деревоземляними, бутобетонними, залізобетонними і броньованими спорудами. Конструкції та типи фортифікаційних споруд були значною мірою вдосконалені, надземні габарити зменшилися, захисні властивості підвищилися. Підвищуючи стійкість оборони, польова фортифікація в цьому сприяла успіху бойових дій радянських військ.

У ході Другої світової війни пануючою формою в фортифікації стали укріплення, що влаштувалися військами в інтересах забезпечення бою (операції). Поступово збільшувалася глибина позицій і смуг в обороні, обладнувалися тиліві оперативні та стратегічні оборонні рубежі, вихідні плацдарми для наступу. У глибокому тилу проводилася підготовка до оборони міст і великих населених пунктів.

Для укріплення особового складу широкого розповсюдження набуває будівництво землянок (рис. 18), бліндажів (рис. 19) і укріплень особового складу з дерев'яних колод засипаних чи обсіпаних ґрунтом. Покриття виконувалося з колод діаметром 160-180 мм в декілька шарів – накатів. Для забезпечення достатнього рівня захисту від

існуючих загроз, а це поодинокі пряме ураження снарядами 152 мм та мінометними мінами 122 мм влаштували покриття в три накати і товщиною засипки ґрунтом до 1200 мм. Слід зазначити, що схеми цих споруд майже не змінилися з тих часів і досі надаються для застосування [30].



Рис. 18 Конструкція землянки з дерев'яних колод. [30]

Fig. 18. Construction of a dugout made of wooden logs. [30]

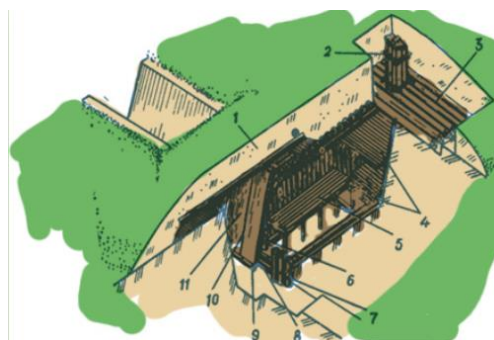


Рис. 19 Конструкція бліндажу з дерев'яних колод. [30] 1 – перекрита ділянка траншеї; 2 – вентиляційний короб; 3 – накат; 4 – нари; 5 – місце для сидіння; 6 – піч з місцевих матеріалів; 7 – стояк входу; 8 – дверний щит; 9 – привантажувальний елемент завіси; 10 – тяги з 2-міліметрового відпаленого дроту; 11 – герметизувальна завіса.

Fig. 19. Construction of a dugout made of wooden logs. 1 – covered section of the trench; 2 – ventilation duct; 3 – roll-up; 4 – bunks; 5 – seating area; 6 – stove made of local materials; 7 – entrance riser; 8 – door panel; 9 – loading element of the curtain; 10 – rods made of 2-millimeter annealed wire; 11 – sealing curtain.

З застосуванням стратегічної бомбардувальної авіації, а згодом і перших некерованих ракет виникає потреба в захисті об'єктів стратегічного значення і цивільного населення в глибокому тилу. Вперше з'являються споруди для захисту цивільного населення і об'єктів критичної інфраструктури від наявних засобів ураження, в першу чергу: ракет і авіаційних бомб.

Так в Королівстві Велика Британія через велику складність зведення повноцінних бомбосховищ в існуючій забудові значного розповсюдження набули індивідуальні частково заглиблені укриття з гофрованої сталі і обсыпкою ґрунтом, так звані “укриття Андерсона”. Такі укриття не забезпечували повноцінний захист від засобів ураження повітряного нападу противника, однак їх було цілком достатня для захисту від дії факторів ураження при непрямому влучанні: ВУХ і осколків.

З часом, індивідуальні укриття цивільного захисту (далі - УЦЗ) в Королівстві Велика Британія набули настільки великого розповсюдження, що їх почали прикрашати на свій розсуд, наче змагаючись один з одним.



Паралельно, з індивідуальними УЦЗ певного розповсюдження набула ідея створення індивідуальних захисних капсул.

Окрім капсул впроваджувалась ідея захисних місць в житлових приміщеннях, так звані “укриття Моррісона”. Ця ідея живе і досі, хоча і має обмежене використання і забезпечує сумнівний захист. Сучасні подібні сховища виготовляються підвищеної міцності і навіть з запасами води і їжі, таким чином навіть при обвалі споруди, таке місце залишається цілісним навіть під завалами будинку і дозволяє дочекатись рятувальників.

В Німеччині були створені ще більш цікаві споруди цивільного захисту Luftschutzturm Bauart (рис. 20), [31].

Бомбосховища цікавої конструкції, основною ідеєю зведення яких, було те, що авіаційна бомба, не могла пробити дах, скочила по стінах і вибухала біля масивної досить потужної основи, не завдаючи шкоди споруді в цілому. Окрім того з місця пілота бомбардувальника така споруда б виглядала як точка, що значно ускладнювало їх ураження.

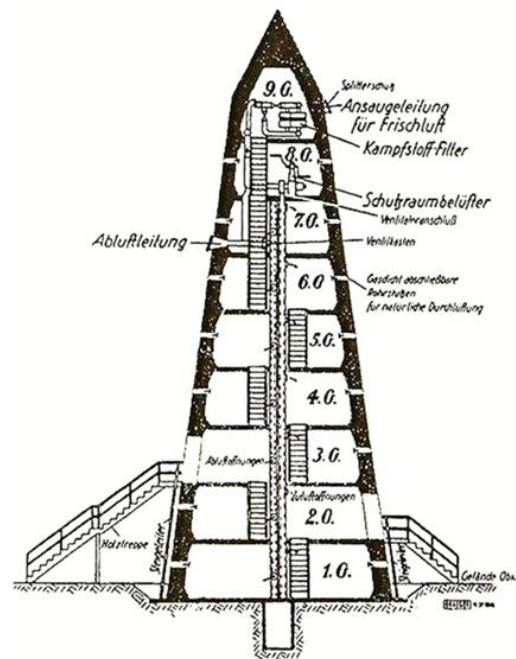


Рис. 20. Загальний вигляд і розріз споруд цивільного захисту Luftschutzturm Bauart. [31]

Fig. 20. General view and section of civil defense structures Luftschutzturm Bauart. [31]

Башти протиповітряної оборони або зенітні башти (нім. Flaktürme, англ. Flak towers) [32] – ряд бетонних споруд, побудованих на території Німеччини та її союзників для захисту від стратегічних бомбардувань під час Другої світової війни.

Всього було зведено три покоління зенітних башт.



Рис. 21. Вежа першого покоління Flakturm IV у Гамбурзі. [32]

Fig. 21. First generation Flakturm IV tower in Hamburg. [32]

Перше покоління веж мало загальні габаритні розміри в плані $70.5 \text{ м} \times 70.5 \text{ м}$, висотою 39 м (рис. 21). Друге покоління веж мало загальні габаритні розміри в плані $57 \text{ м} \times 57 \text{ м}$, висотою 41.6 м. Третє покоління веж мало загальні габаритні розміри в плані $43 \text{ м} \times 43 \text{ м}$, висотою 54 м (рис. 22).



Рис. 22. Вежа третього покоління в Аугартені. [32]

Fig. 22. Third generation tower in Aughar-tene. [32]

У кожній башті був свій колодязь з питною водою, власна електростанція, два вантажні ліфти, великі склади боєприпасів та їжі. Стіни веж були завтовшки 2,6 м, а дах був зроблений з залізобетону товщиною 3,8 м. У баштах першого покоління проєкт передбачав великі вікна, оскільки вважалось, що на території Німеччини бойові дії вестись не будуть, і, відповідно, не виникатиме необхідність оборони від наступаючих наземних військ. Башти другого і третього поколінь вже були позбавлені цього недоліку.

Водночас широко застосовувались підземні УЦЗ від засобів повітряного нападу противника з цільної деревини з обвалуванням ґрунтом.

Дуже часто в якості бомбосховищ використовували підвали в існуючих будинках. Нажаль, не всі підвали витримували ураження засобами повітряного нападу, і часто перетворювались в братські могили, через що в Королівстві Велика Британія широкого розповсюдження набуло використання станцій метро. Також, паралельно, було розроблено декілька інженерних рішень щодо підсилення будівельних конструкцій існуючих підвалів. Основними технічними рішеннями стали підпорки з деревини, які впирали в підлогу або ґрунт підвалів і підпирали перекриття, згодом, додатково почали влаштовувати додаткові перекриття, які могли уберегти у випадку руйнування існуючого перекриття підвалу та стали застосовувати у якості елементів підсилення не лише деревину.

Найпростішими укриттями яке використовувало цивільне населення від засобів повітряного нападу противника, в основному авіаційних бомб стали щілини – земляне укриття найпростішого вигляду, яке зазвичай виглядало як звичайна траншея і були відкритими і перекритими (рис. 23) [30].

Були і спроби використовувати в якості найпростіших укриттів залізобетонні труби, які закопувались в землю або обкладались мішками з піском. З цією ж метою можна було використовувати і сталеві труби великої товщини стінки.

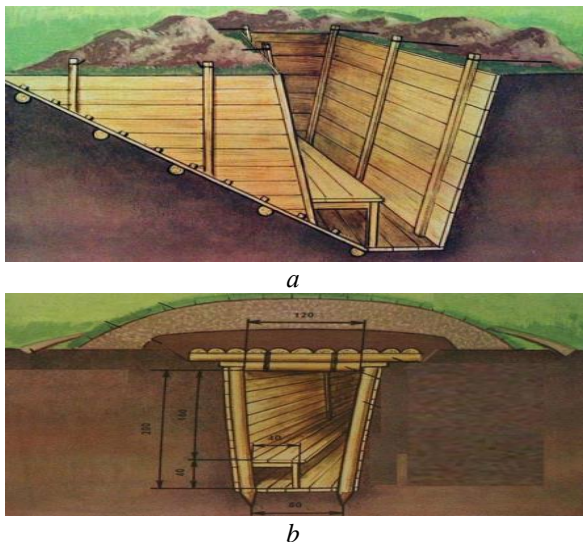


Рис. 23. Щілини: *a* – відкрита; *b* – перекрита. [30]

Fig. 23. Gaps: *a* – open; *b* – closed. [30]

Слід зазначити, що і важливу інфраструктуру воєнного часу, в основному, заводи воєнно-промислового комплексу і військові бази почали захищати від засобів ураження. В основному такі об'єкти переміщали під землю і захищали бетонними конструкціями великої товщини. Також широко застосовувався метод територіального розосередження стратегічно важливих об'єктів промисловості.

Однією з відомих споруд є база підводних човнів у Лор'яні (рис. 24) [33] – бункерний комплекс, розташований у Лор'яні (Бретань, Франція). Початок будівництва 1941, повністю завершено в 1944 році.



Рис. 24. База підводних човнів у Лор'яні. [33]

Fig. 24. Submarine base in Lorient. [33]

База складалась з трьох бункерів: Кероман-I, II і III, та двох купольних бункерів, розташованих в районі рибальського порту Кероман, а також бункера, розташованого в Ланесте, на березі річки Скорфф. Для їх спорудження було залучено 15 000 будівельників і використано майже мільйон кубометрів бетону. Три бункери Кероман мають від п'яти до семи тунелів, призначених для розміщення підводних човнів, мали товщину перекриття 3.5 м для Кероман-I, II та 7.5 м для Кероман III і стіни товщиною від 7 м. Товщина покриття збільшувалась зі збільшенням здатності нових авіаційних бомб, які постійно удосконалювались і розроблялись спеціально для ураження подібних захищених об'єктів важливої інфраструктури.

Як видно з рис. 24 покриття влаштувалось з подвійною захисною плитою між якими розміщено залізобетонні балки. Це дало змогу значно збільшити захисні властивості покриття в цілому. Фактично вперше був застосований принцип віднесення точки епіцентру вибуху, який відбувався на верхній плиті покриття.

Так само з подвійними перекриттями почали будувати підземні каземати, які мали захищати від ураження авіаційними бомбами. Фактично вже з'являється схема зведення захисних споруд з верхньою бетонною плитою – “тюфяком” і розподільчою товщею ґрунту.

Після другої світової війни почався період інтенсивного розроблення озброєння масового ураження та високоточних ракет середнього і дальнього радіусів. Це призвело до нових викликів і перед інженерами, щодо фортифікаційних та споруд цивільного захисту. У польовій фортифікації намітилися тенденції до уніфікації споруд, їх будівництву зі збірно-розбірних конструкцій промислового виготовлення при максимальній механізації робіт, широкому застосуванню при обладнанні позицій землерийних машин. Основний принцип був закладений в радянські часи і відштовхувався від

організаційно-штатної структури армії. Цим принципом передбачалось підготовка кожним бійцем одиночного окопу для себе (рис. 25), після чого з'єднання одиночних окопів відділення траншеями, обладнання перекритих щілин чи інших типів укриття та інженерних загороджень, далі відділення об'єднували свої позиції до взводного опорного пункту (далі – ВОП), який в подальшому удосконалюється у бойовому і

господарському відношенні (обладнуються хибні вогневі позиції, бліндажі, хід сполучення в тил пристосовується для ведення вогню, обладнуються підбрустверні протиосколкові ніші, влаштовується одяг траншей і ходів сполучення) після чого декілька ВОП об'єднуються між собою в ротний опорний пункт (далі – РОП) [34 – 37].

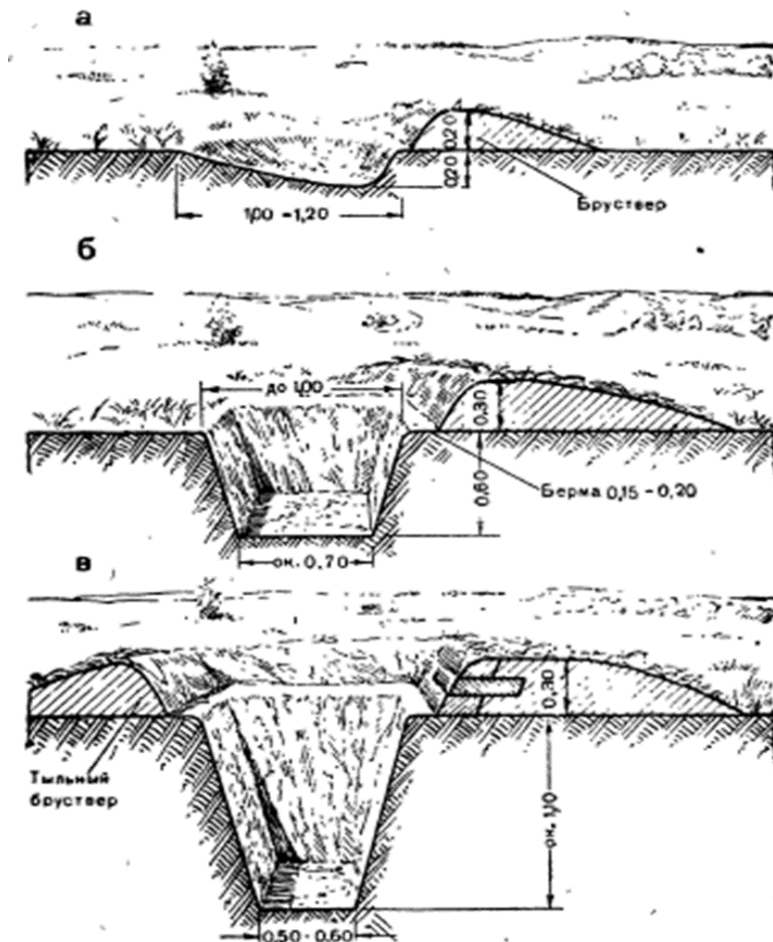


Рис. 25. Одиночний окоп. *a* – для положення стрільби лежачі; *б*– для положення стрільби з коліна; *в* – для положення стрільби стоячи. [36]

Fig. 25. Single trench. *a* – for the prone firing position; *b* – for the kneeling firing position; *c* – for the standing firing position

РОП розтягується на 1-1,5 км по фронті і до 1 км в глибину, при цьому кожен ВОП має забезпечувати оборону – до 400 м по фронті і до 300 м у глибину. Проміжки між РОП повинні бути до 1000 м, а між ВОП – до 300 м.

Окрім того розроблялись основні схеми фортифікаційних споруд які мало чим змінювались з часів другої світової війни і

фактично досі, без ґрунтовних розрахунків використовуються при зведенні ліній оборони.

Основні види фортифікаційних споруд та особливості їх зведення наведено в [36, 37] звідки, з певною адаптацією, вони з'являлись і в іншій навчально-методичній та рекомендаційній літературі. Для цих типових споруд можна знайти прорахований

об'єм матеріалів та затрат людських ресурсів.

Слід зазначити, що всі ці споруди повинні витримувати поодинокі ураження 155-мм снарядом гаубиці або гармати та ураження 120-мм мінометом для тактичного рівня.

Для забезпечення потрібного рівня захищеності також часто рекомендується використання багат шарових конструкцій при зведенні фортифікаційних, захисних споруд і укриттів особового складу. Так при зведенні споруд з дерев'яних колод можна використовувати рішення з подвійними стінами чи перекриттями з деревини з засипкою порожнини між ними ґрунтом чи гравієм (рис. 26) [37].

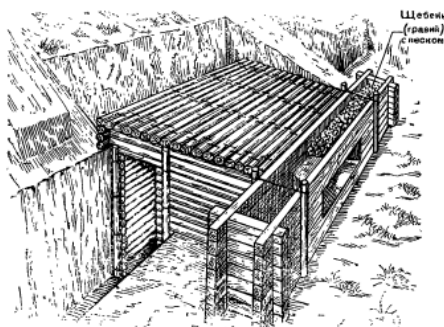


Рис. 26. Фортифікаційна споруда з подвійною стіною з дерев'яних колод з засипкою порожнини гравієм. [37]

Fig. 26. Fortification structure with a double wall of wooden logs with the cavity filled with gravel. [37]

В період після другої світової війни в усьому світі широкого розповсюдження набули фортифікаційні споруди з габіонів (рис. 27). Швидкість зведення в будь якій місцевості і забезпечення достатнього рівня захисту від всіх видів стрілецької зброї, а у випадку влаштування достатньої товщини стін і покриття, і артилерійських снарядів і мінометних мін, дозволило цим конструкціям зайняти одне з провідних місць. При цьому відпадає потреба в земляних роботах. Однак маскуванню таких конструкцій є досить складним процесом. Відповідно ці конструкції навряд можуть знайти широкого розповсюдження на лінії бойового зіткнення, однак для зведення

блок постів, тимчасових споруд на оперативній і навіть стратегічній глибині, захисту елементів об'єктів критичної інфраструктури, зведенні споруд для захисту населення тощо вони цілком підходять і показали високу ефективність, особливо в сприйнятті таких факторів ураження як вибухово-ударна хвиля і пробивання осколками (уламками).

Габіонні споруди широко використовують армії США, Британії і ряду інших країн.

У довготривалій фортифікації поряд з розробкою і впровадженням нових типів споруд зберігають значення конструкції з монолітного та збірного залізобетону. У сучасних умовах фортифікація продовжує відігравати важливу роль при вирішенні тактичних, оперативних і стратегічних завдань.



Рис. 27. Захисна споруда з габіонів. [30]

Fig. 27. Gabion protective structure. [30]

Воєнні дії в Україні призвели до нагальної потреби зведення великої кількості фортифікаційних та захисних споруд різноманітного призначення та конструктивних форм, які мають окрім звичайних навантажень і впливів відповідно до [38] урахувувати і особливі впливи пов'язані з загрозами нападу противника.

До таких впливів відносяться: надлишковий тиск вибухово-ударної хвилі, осколкове ураження, проникнення часткове чи повне боєприпасів в тіло захисної конструкції, яке може супроводжуватись подальшим вибухом, температура тощо. Питання щодо розрахунку надлишкового тиску від вибухово ударної хвилі досить

гарно висвітлено в багатьох роботах [39-43], щодо проникної дії боеприпасів або їх частин, особливо осколкового ураження [42 – 47].

Наразі, з нарощенням потужності озброєння для стратегічного та оперативного рівня довготривалих фортифікаційних споруд слід враховувати поодинокі ураження 155-мм снарядом гаубиці або гармати, ураження 240-мм мінометом, ймовірність поодинокого ураження безпілотними літальними апаратами (далі – БпЛА) противника тактичного та оперативного рівнів та ураження авіаційними засобами ураження, найбільш небезпечними з яких на сьогодні є керовані авіаційні бомби (далі – КАБ) та ракети [45].

Слід зазначити, що більшість підходів в зведенні польових да і довготривалих фортифікаційних споруд залишаються застарілими і під час повномасштабного вторгнення, особливо в перші два роки. Наразі виникають моменти які вигадують військовослужбовці самостійно швидко адаптуючись під наявні загрози. Так з масовою появою дронів зі скидами та FPV дронів, широкого розповсюдження набуло улаштування індивідуальних “лисячих нір” які влаштовуються в стінках окопів чи ходів сполучення, натягування сіток над позиціями тощо.

Там де дозволяє оперативна обстановка застосовувати техніку намагаються влаштовувати вогневі точки та бліндажі з застосуванням залізобетонних конструкцій, які часто мають ряд недоліків: відсутність необхідного фортифікаційного армування, противідколювальних шарів, достатнього маскуванню тощо. Більшість з цих споруд навіть не розраховують детально на наявні сучасні засоби ураження. Відсутня класифікація захищеності цих споруд від засобів ураження як це було раніше.

Слід відмітити що підходи до проектування і зведення фортифікаційних споруд майже не змінювались протягом останнього сторіччя. В той час як технологічний процес розвитку людства значно просунувся вперед. Так само і ці споруди потребують удосконалення,

введення нових підходів до проектування і зведення для досягнення максимальної ефективності виконання бойових задач.

Наразі зачасту зведення фортифікаційних споруд виконують цивільні або інженерні підрозділи які не розуміють загального задуму оборони і не можуть правильно і адекватно визначити вогневі позиції і сектори стрільби.

Наведемо декілька типових рекомендацій щодо влаштування траншей і окопів: профіль траншеї має бути трапецієвидний, знизу 900 мм а зверху 1200 мм для відносно комфортного пересування військовослужбовців зі спорядженням; траншеї і окопи повинні мати зігаго-подібну форму в плані, для захисту від осколків у випадку прямого ураження чи скиду; обов'язково слід влаштовувати дренажні канавки та приямки, які можуть служити і як уловлювачі гранат, які можна легко скинути в них і зменшити осколкову дію; вогневі позиції мають бути з бермами, нішами для зберігання боеприпасів та іншого важливого обладнання; обов'язкове маскуванню ходів сполучення, краще повне закриття зверху покриттям і ґрунтом для прихованого переміщення; обладнання польових позицій і ходів сполучення сітками уловлювання БпЛА противника, для унеможливлення прямого ураження; улаштування входів в окопи чи бліндажі тощо з різким поворотом, що унеможливорює пряме ураження при зальоті осколків чи БпЛА противника. Окрім того самі входи на позиції повинні бути максимально приховані або замасковані.

До рекомендацій щодо влаштування захищених вогневих позицій, бліндажів та інших захисних споруд: конструкція покриття має забезпечувати надійний захист від прямого ураження найбільш ймовірними засобами нападу противника (влаштування достатньої товщини з правильним конструктивом самої споруди, достатня товщина “тюфяку” і ґрунтової засипки); вхід має бути викривлений або прикритий бруствером для унеможливлення прямого ураження; двері в такі споруди і шторки для закриття амбразур мають бути непробивні (як кулями так і осколками); лобова стіна ведення вогню

також має витримувати пряме ураження засобами нападу противника; споруди мають бути обладнані хоча б елементарними системами вентиляції, мати можливість обігріватись, мати тепло і шумоізоляцію з внутрішнього боку; вогневі споруди мають бути обладнані надійною системою зв'язку, а командний пункт облаштований таким чином щоб забезпечувати максимальний огляд смуги відповідальності.

Взагалі підхід до зведення оборонних ліній має змінюватись. В сучасній війні відпадає потреба в зведенні суцільної лінії окопів чи вогневих рубежів з'єднаних між собою, або ряду ВОПів. Через масове застосування високоточних систем ураження, як FPV БпЛА будь яке накопичення військовослужбовців стає пріоритетною ціллю, що призвело до зміни тактики застосування піхоти. Інше більш потужне високоточне озброєння як артилерійське так і засобів повітряного нападу, таких як КАБ, зводить нанівець ефективність великих опорних пунктів, які можна легко виявити засобами повітряної розвідки. Відбувається перехід в напрямку невеликих опорно - спостережних пунктів на 3-4 військовослужбовці, які розташовуються таким чином щоб забезпечувати максимальне спостереження за противником і мати можливість вести вогонь по всій лінії фронту без утворення мертвих зон, відстань орієнтовно до 60-100 м. За можливості всі опорно – спостережні пункти можуть бути об'єднані шляхами сполучення і мати відвідні шляхи в тил, в ідеальному варіанті, до точки пересування. Всі шляхи сполучення – траншеї, мають бути замаскованими згори, для максимального прихованого пересування. Опорно - спостережні позиції повинні мати стійкий зв'язок з пунктом керування для передачі інформації щодо дій противника для корегування артилерії, швидкого виклику ударних БпЛА, техніки тощо. Друга лінія повинна мати обладнані запасні позиції в глибину до 100 м для швидкого відновлення оборони у випадку знищення якоїсь з позицій. На відстані 500-1000 м від першої

лінії має розташовуватись друга лінія оборони з евакуаційними точками, командними пунктами, логістичним позиціями, позиціями для засобів вогневої підтримки (крупнокаліберні кулемети, автоматичні гранатомети, міномети тощо) позиціями РЕБ, БпЛА, НРК, за потреби РЛС тощо. Евакуаційну і логістичну систему постачання передових позицій слід організувати за допомогою безпілотних систем, через високу щільність розвідувальних БпЛА і часто відсутність можливості будь яких переміщень військовослужбовців, особливо в світлий час доби.

Звісно, для кращого маскування і максимального ускладнення прямого залюту БпЛА позиції, краще обладнувати в зонах посадок дерев. Можуть бути варіанти, коли спостережні пости виносяться від основної позиції на 40-50 м від посадки, але це у випадку успішного зведення повноцінного ходу сполучення з накриттям для прихованого пересування.

При улаштуванні ліній оборони також треба приділити особливу увагу влаштуванню мінно-вибухових та інших загороджень. Дуже ефективно при штурмах ворожої піхоти себе показують міни спрямованої дії з керованим підривом. Також в сучасних умовах активно застосовується дистанційне мінування за допомогою БпЛА і НРК, особливо логістичних шляхів підходів противника, хоча можна мінувати будь які ділянки.

Все написане вище, говорить про нагальну потребу зміни підходів до побудови фортифікаційних споруд на лінії бойового зіткнення з урахуванням сучасних загроз і засобів нападу. Відновлення або створення нової класифікації фортифікаційних і захисних споруд в залежності від засобів ураження. Вогневі точки повинні захищати від артилерійського та мінометного обстрілу та БпЛА противника, і можуть мати різний рівень захисту. Те саме може стосуватись бліндажів. А для захисту особового складу мають обов'язково зводитись повноцінні укриття з максимальним рівнем захисту, які б могли витримувати навіть ураження КАБ.

Також обов'язковим елементом опорного пункту має бути туалет з прихованими шляхами пересування і певним рівнем захисту, щоб не повторювати досвід першої світової війни.

Одним з сучасних і швидких способів виготовлення бліндажів став спосіб виготовлення в заводських умовах з круглої гофрованої труби або сталевих контейнерів готових споруд, які встановлюються в заздалегідь підготовлені котловани і закопуються. Такі споруди можуть мати високий ступінь заводської готовності і фактично зводиться на лінії оборони дуже швидко. Єдине проблемне питання це підготовка котловану. Такого плану конструктивні прийоми можуть стосуватись і для захисних споруд цивільного захисту населення. В залежності від проектних факторів ураження можна корелювати захисну товщу ґрунту і влаштовувати над спорудою додаткові плити – тюфяки за розрахунком.

Наприклад, можна формувати опорні пункти з системи траншей з вогневими позиціями і одного чи декількох ДОТів об'єднаних ходом сполучення з підземним укриттям, з найбільшим ступенем захищеності від засобів ураження противника. Також обов'язково мають обладнуватись приховані ходи сполучення для безпечного заходу і виходу з бойових позицій особового складу.

Нагальною є і потреба влаштування позицій для роботи екіпажів безпілотних систем. Вони можуть облаштовуватись як окремо так і в складі або в місцях облаштування опорних пунктів другої, третьої лінії оборони. Можна облаштувати такі окремі позиції для роботи екіпажів безпілотних систем і на логістичних шляхах, що дасть змогу використовувати їх з подвійним призначенням. Така сама увага має бути приділена і командним пунктам різного рівня.

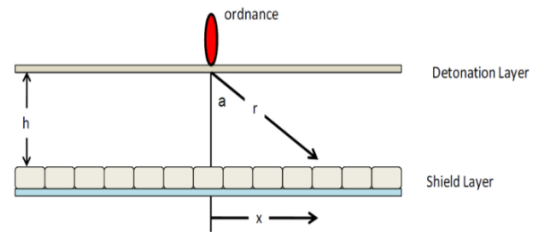


Рис. 28. Сучасна концепція зведення захисних споруд з предетонаційними екранами. [47]

Fig. 28. Modern concept of construction of protective structures with pre-detonation screens. [47]

Сучасні засоби ураження, які мають велику фугасну дію, однак можуть бути зупинені конструктивними заходами на певній відстані від захисної споруди (це стосується в першу чергу різних видів БпЛА та інших засобів повітряного нападу) рекомендовано захищати за схемою подвійної оболонки, де навколо основної захисної споруди влаштовується предетонаційний екран (рис. 28), який повинен зупинити засіб ураження та викликати детонацію на ньому. Такий прийом дає можливість суттєво зменшити фугасну дію. Осколкова дія засобів ураження в такому випадку залишається.

В стратегічному плані для об'єктів критичної інфраструктури (далі - ОКІ) схвалено постановою Кабінету Міністрів України Концепцію "Країна-фортеця", яка містить інтегрований підхід до інженерного захисту ОКІ від факторів ураження засобами повітряного нападу противника. За цим параметром всі споруди інженерного захисту поділено на три рівні: перший рівень – захист від поодиноких непрямих влучань БпЛА на відстані понад 5 метрів від СІЗ та поодиноких непрямих влучань ракети на відстані понад 15 метрів від СІЗ, а для об'єктів морської та річкової критичної інфраструктури (далі – ОМРКІ) додатково від поодиноких непрямих влучань безпілотних плавучих апаратів (далі – БпПА) та торпед на відстані понад 5 м від СІЗ; другий рівень – захист від поодиноких прямих влучань БпЛА та поодиноких непрямих влучань ракети на відстані понад 15 метрів від СІЗ, а для ОМРКІ додатково від

поодиноких прямих влучань БпПА та торпед; третій рівень – захист від поодиноких прямих влучань БпЛА та поодиноких прямих влучань ракети у СІЗ, а для ОМРКІ додатково від поодиноких прямих влучань БпПА та торпед.

Для першого рівня інженерного захисту рекомендується застосовувати найпростіші системи, найкраще з яких проявили себе габіонні споруди.

Споруди інженерного захисту другого рівня за конструктивом виконують суцільними одношаровими або двошаровими: основна захисна споруда і предетонаційний екран, частково або повністю заглибленими, обвалованими ґрунтом.

Споруди інженерного захисту третього рівня можуть бути: з повним заглибленням; з частковим заглибленням; на поверхні з зовнішнім тюфяком та обсіпкою (рис. 29), як правило, складаються із 3-х компонентів (зверху донизу): тюфяк, який виконує роль затримуючої плити та призначений для зупинки механічного проникнення БЧ і, відповідно, віддалення місця його можливого розриву при фугасній дії; розподільча товща, яка має амортизувати вибухову хвилю при вибуху заряду на тюфяку; несучий шар – каркас заглибленої конструкції, який має витримувати як власну вагу з нормальним тиском ґрунту, так і варіанти тиску від ВУХ в землі: вертикальної або бічної.

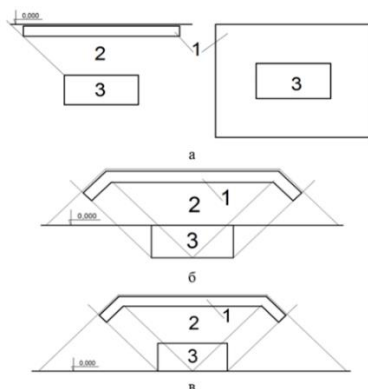


Рис. 29. Варіанти споруд інженерного захисту третього рівня: *a* – з повним заглибленням; *b* – з частковим заглибленням; *c* – на поверхні з зовнішнім тюфяком та обсіпкою. [47]

Fig. 29. Variants of third-level engineering protection structures: *a* – with full burial; *b* – with partial burial; *c* – on the surface with an external mattress and rubble. [47]

Окрім того, повномасштабне вторгнення спричинило потребу в пошуку раціональних конструкцій, для максимального зменшення наслідків загроз воєнного характеру. Аналіз наслідків руйнування будівель і споруд різноманітного призначення за результатами ураження засобами повітряного нападу противника [48, 49] показав, що споруди з монолітним залізобетонним каркасом мають кращу несучу здатність, у порівнянні з цегляними, збірними залізобетонними та сталевими каркасами. Основними принципами проектування вибухостійких залізобетонних каркасів висотних будівель є раціональні конструктивні системи і схеми з простими і компактними конфігураціями та симетричними планами.

В роботі [49] досліджені причини руйнування залізобетонних плит перекриттів висотних каркасно-монолітних будівель від тиску вибухо-ударних навантажень та наведено заходи по підсиленню ділянок конструкцій перекриттів висотних каркасно-монолітних будівель, які можуть бути зруйновані, зовнішнім армуванням – приклеюванням армувальних матів у вигляді тканин, ламелей або сіток з вуглецевого волокна до верхніх зон плит біля вертикальних опор.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботі розглянуто історичний розвиток будівництва різноманітних фортифікаційних і захисних споруд. Наведено приклади, які підтверджують, що фортифікаційні споруди існували з давніх часів, з часів перших воєнних дій людства, а отже весь період його існування і займали важливе місце в розвитку будівельної галузі.

Доведена пряма залежність удосконалення фортифікаційних і захисних споруд від засобів ураження. Все розвивається певною мірою циклічно, з'являються засоби

ураження і як наслідок відбувається пошук шляхів протидії, одним з яких завжди були фортифікаційні і захисні споруди. Ці споруди досягають високого рівня захищеності і це змушує шукати, розвивати і впроваджувати нові засоби ураження, які можуть долати захисні і фортифікаційні споруди.

До зведення фортифікаційних і захисних споруд завжди слід застосовувати інтегрований комплексний підхід, який повинен враховувати глибину розташування від лінії бойового зіткнення, а також сучасні засоби ураження та протидію ним.

Є нагальна потреба зміни підходів до побудови фортифікаційних споруд на лінії бойового зіткнення з урахуванням сучасних загроз і засобів ураження, а також створення нового напрямку військово-інженерної науки, яка б починалась від розробки архітектури фортифікаційних і захисних споруд і враховувала фактори не лише технологічності і виконання базових завдань, але і зручності застосування з урахуванням всіх наявних технологічних особливостей та сучасних загроз.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Етимологічний словник української мови:** у 7 т. / редкол.: О.С. Мельничук (голов. ред.) [та ін.] ; *АН Української РСР, Інститут мовознавства ім. О.О. Потебні.* – Київ : *Наук. думка*, 1982 – (Словники України) Т. 6 : У-Я / уклад.: Г.П. Півторак [та ін.]; ред. тому: Т.Б. Лукінова [та ін.]. – 2012. – 565 с.)
2. **Липа К.** Під захистом мурів. – К.: *Наш час*, 2007. – 184 с.
3. **Крижанівський О. П.** Історія стародавнього Сходу: Підручник. – Київ.: *Либідь*, 2000. – 592 с.
4. **The New York Times with introduction by Sam Tanenhaus** (2011). *The New York Times Guide to Essential Knowledge: A Desk Reference for the Curious Mind.* St. Martin's Press of Macmillan Publishers. с. 1131. ISBN 978-0-312-64302-7.
5. **Hill, D., & Worthington, M.** (2003). *Offa's Dyke: History and Guide.* London: *Tempus Publishing*. 2003. – 160 p.
6. **Етимологічний словник української мови:** в 7 т. / редкол.: О. С. Мельничук (гол. ред.) та ін. – К.: *Наукова думка*, 1982. – Т. 1 : А – Г / *Ін-т мовознавства ім. О. О. Потебні АН УРСР;* укл.: Р. В. Болдирев та ін. – 632 с.
7. **Грушевський М. С.** Твори: у 50 т. / М. С. Грушевський; редкол.: П. Сохань (голов. ред.), І. Гирич та ін. – Львів: *Видавництво "Світ"*, 2015. – XXVI, 486 с.
8. **Вовкодав С.М.** "Зміюві" вали Переяславщини // *Кам'янець-Подільський – ТОВ "Друкарня „Рута“* – 2020. – 140 с. ISBN 978-617-7887-67-5.
9. **Кучера М. П.** Змієві вали // *Енциклопедія історії України: у 10 т. / редкол.: В. А. Смолій (голова) та ін.; Інститут історії України НАН України.* – К. : *Наукова думка*, 2005. – Т. 3 : Е – Й. – С. 365. – ISBN 966-00-0610-1.
10. **Гай Юлій Цезар.** Нотатки про війну з галлами / *Пер. з лат. В. Д. Литвинова.* – Львів: *Видавництво "Апріорі"*, 248 с. – ISBN 978-617-629-745-1.
11. **Прибега Л.** Замки та фортеці України. — Київ: *Мистецтво*, 2019. — 192 с.
12. **Пустиннікова І.С., Безпалова Н.Ю.** Середньовічні замки Європи / *Mikko Servis*, 2010 – 160 с. ISBN 978-966-2270-08-2.
13. **Замковий туризм.** Курс лекцій для студентів спеціальності "Туризмознавство" / *Д.А. Каднічанський, Т.Б. Завадовський* – Львів: *Видавничий центр ЛНУ імені Івана Франка*, 2017. – 138 с.
14. **Adamczyk J.** Fortyficacje stałe na polskim przedmurzu od połowy XV do końca XVII wieku // *Monografie, studia, rozprawy Nr 48.* - Kielce: *Wyd. Politechniki, Świętokrzyskiej*, 2004. - 250 s
15. **Falkner James**, Marshal Vauban and the defence of Louis XIV'S France / *Pen and Sword.*– 2011.– 256 p.
16. **Monod Alain**, Vauban ou la mauvaise conscience du roi / *Riveneuve.* – 2008.– 200 p.
17. **Sanger Victoria**, Vauban la pierre et la plume / *Sanger Victoria, de Emile d'Orgeix, Michèle Virol, Isabelle Warmoes // Editions Gérard Klopp.* – 2007. – 280 p.
18. **Warmoes Isabelle**, Vauban, bâtisseur du Roi-Soleil / *De Warmoes Isabelle, Victoria Sanger // Somogy éditions d'art.* – 2007. – 431 p.
19. **Пірко В. О.** Оборонні споруди в межиріччі Дніпра і Сіверського Дінця (історичний нарис з уривками джерел і планами споруд за другу половину XVII - XVIII ст.) / *Український культурологічний центр. Донецьке відділення НТШ, Східний видавничий дім.* – Донецьк, 2007. – 176 с.
20. **Великий тлумачний словник сучасної української мови** (з дод. і допов.) / *Уклад. і*

- голов. ред. В.Т. Бусел. – К.; Ірпінь: ВТФ “Перун”, 2005. – 1728 с. ISBN 966-569-013-2.
21. **Термінологічний словник-довідник з будівництва та архітектури** / Р.А.Шмиг, В.М.Боярчук, І.М.Добрянський, В.М.Барабаш; за заг. ред. Р.А.Шмига. – Львів, 2010. – 222 с.
 22. **Словник української мови:** у 20 т. / НАН України, Укр. мов.-інформ. фонд. – Т. 1: А – Б / (уклад.: Л. Л. Шевченко та ін.; голов. наук. ред. В. М. Русанівський) – К. : Наукова думка, 2010. – 912 с. ISBN 978-966-00-1050-5.
 23. **Історія українського війська** / за заг. ред. В. Павлова. – Х.: Фактор-Друк, 2016. – С.193, 197. – ISBN 978-617-12-1472-9.
 24. **Величко С.** Сказаніє о войнѣ козацкой з поляками // *Пам'ятки українського письменства.* – К.: Українська Академія Наук, 1926. Т.1. – 270 с.
 25. **Перша світова війна: історія та уроки.** 1914 – 1915 рр. [Текст] : зб. наук. праць за матеріалами Міжнар. наук. військ.-істор. конф., 4–5 вересня 2014 р. / *Нац. військовоісторичний муз. України.* – К., 2014. – 538 с.
 26. **Велика війна 1914-1918:** витоки, характер, наслідки: монографія / наук. ред. С. С. Трояна. – Київ: Кондор, 2018. – 536 с. – ISBN 617-7729-09-8.
 27. **“Bastion Polesie: Pol. fortyfikacje na Polesiu w latach 1920—1939”** / Zbigniew Pruski; *Oprac. rys. obiektow: Jerzy Sadowski.* – Przasnysz : Forteca, 2000. – 208 s.
 28. **Кайнаран А. В., Крещанов А. Л., Кузяк А. Г., Ющенко М. В.** Київський укріплений район 1928-1941. – *ПП Видавництво “Волинь”, 2011.* – 356 с. (Серія “Історія фортифікації”) ISBN 978-966-690-136-4.
 29. **Högberg, Leif** (2000). Skåne-linjen: (Per-Albin linjen) : det skånska kustförsvaret under andra världskriget – 138s. ISBN 9197390003.
 30. **Основи інженерної підготовки** [Текст] : навч. посіб. / І. С. Остапенко, В. М. Філь, І. Є. Крамар, О. І. Шантала; УДУНТ; ННІ “Дніпров. ін-т інфраструктури і трансп.”. – Дніпро, 2022. – 387 с. ISBN 978-617-7440-35-1.
 31. **Michael Foedrowitz:** Luftschutztürme und ihre Bauarten 1934–1945. *Nebel-Verlag, Utting 2003, – 80 p. ISBN 3-89555-096-5.*
 32. **Foedrowitz, Michael.** (1998). The Flak Towers in Berlin, Hamburg and Vienna 1940—1950. *Schiffer Publishing* – 48 p. ISBN 0-7643-0398-8.
 33. **Luc Braeuer** (2008). La base de sous-marins de Lorient (фр.). *Le Pouliguen: Liv'Édition. 64p. ISBN 978-2-9525651-27.*
 34. **Тактика: навчальний посібник** / С. В. Сінкевич, І. Г. Блощинський, Л. В. Олійник та ін. – Хмельницький : Видавництво НАДПСУ, 2015. – 448 с.
 35. **Інженерне забезпечення загальновійськового бою:** Навчальний посібник / В.А. Мілютін, Ю.О. Фтемов, В.П. Павлючик, О.М. Куцька. – Л.: АСВ, 2010. – 164 с.
 36. **Інженерна підготовка:** Навчальний посібник – Львів: НАСВ, 2016. – 552с.
 37. **Зведення військових фортифікаційних споруд в особливих умовах:** Навчальний посібник / А. Карієнь, С. Цибуля, О. Галушка, Ю. Фтемов, О. Колос, О. Мороз – Львів: НАСВ, 2022. – 147 с.
 38. **ДБН В.1.2-2:2006** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – Чинні від 2007-01-01. – Київ: Український науково-дослідний та проектний інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського, 2006 – 75 с.
 39. **Ромашкіна, М. ., Пісаревський , Б. ., & Журавльов, О. .** (2024). Розрахунок будівлі на вплив дії повітряної ударної хвилі прямим динамічним методом з використанням ПК ЛІРА-САПР. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (14), 147–160. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.147-160>
 40. **Cormie D., Mays G., Smith S.,** Blast Effects on Buildings, *Third edition, London, 2020, ISBN 978-0-7277-6147-7.*
 41. **Khadid et al.** (2007), “Blast loaded stiffened plates” *Journal of Engineering and Applied Sciences*, Vol. 2(2) pp. 456-461.
 42. **Guzhao Li, Paul Summers, Keith Clutter, and David Bonaventure** Blast and Impact Resistant Design of Overhead Protection Structures // *Structures Congress 2012* © ASCE 2012 – P. 167-176. <https://doi.org/10.1061/9780784412367.016>
 43. **UFC 4-023-07** Unified Facilities Criteria. Design to Resist Direct Fire Weapons Effects. Change 1 / *U.S. Army Corp of engineers, Naval facilities engineering comand, AIR FORCE CIVIL ENGINEER SUPPORT AGENCY*, 2017 – 66 p.
 44. **Wen, H.M.** A note on the deep penetration of projectiles into concrete/ H.M. Wen, Y. Yang // *International Journal of Impact Engineering* – 2014 – №66, pp. 1–4.

- <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2013.11.008>.
45. Михайловський, Д., & Комар, О. (2024). Аналіз існуючих досліджень деревини на ударні та балістичні навантаження. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (15), С. 19–28. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.19-28>.
 46. Mykhailovskiy D.V., Skliarov I.O., Khomik M.M., Vavilova N.V., Skliarova T.S. Analysis of methods for calculating the penetrating effect of the main types of missiles and fragmentation damage to the structures of protective constructions / *Strength of materials and theory of structures: scientific and technical collection - Kyiv: KNUCA, 2024. - Issue 113. - P. 171-182. DOI: 10.32347/2410-2547.2024.113.171-182*.
 47. Михайловський Д. В., Білик А. С., Склярів І. О. Розрахунок конструкцій будівель і споруд на дії основних факторів ураження засобів повітряного нападу: Монографія / Михайловський Д. В., Білик А. С., Склярів І. О. Київ: Каравела, 2024. – 92 с.
 48. Нужний, В. (2022). Перші дослідження ушкоджень будівель і споруд внаслідок бойових дій. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (11), 104–114. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.104-114>.
 49. Гетун, Г., Колякова, В., Безклубенко, І., Соломін, А. (2023). Конструктивні рішення вибухостійких будівель з приміщеннями цивільного захисту населення. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (13), 41–50. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.13.2023.41-50>.
 5. Hill, D., & Worthington, M. (2003). *Offa's Dyke: History and Guide. London: Tempus Publishing. 2003. – 160 p.*
 6. **Etymolohichnyi slovnyk ukrainskoi movy:** u 7 t. / redkol.: O.S. Melnychuk (holov. red.) [ta in.]; Kyiv: Nauk. dumka, 1982 (*Slovnyky Ukrainy*) T. 1 : A-G / ukl.: R. V. Boldyriev ta in. – 632 p.
 7. Hrushevskiy M. S. Tvory: u 50 t. / M. S. Hrushevskiy; redkol.: P. So-khan (holov. red.), I. Hyrych ta in. Lviv: Vydavnytstvo "Svit", 2015. XXVI, – 486 p.
 8. Vovkodav S. M. Zmiiovi" valy Pereiaslavshchyny // *Kamianets-Podilskiy - TOV "Drukarnia „Ruta“". 2020. – 140 p. ISBN 978-617-7887-67-5.*
 9. Kuchera M. P. Zmiievi valy // *Entsyklopediia istorii Ukrainy: u 10 t. / redkol.: V. A. Smolii (holova) ta in.; Instytut istorii Ukrainy NAN Ukrainy. K. : Naukova dumka, 2005. – T. 3 : E – Y. – P. 365. – ISBN 966-00-0610-1.*
 10. Hai Yulii Tsezar. Notatky pro viinu z hal-lamy / Per. z lat. V. D. Lytvynova. – Lviv: Vydavnytstvo "Apriori", – 248 p. ISBN 978-617-629-745-1.
 11. Prybieha L. Zamky ta fortetsi Ukrainy. – Kyiv: Mystetstvo, 2019. – 192 p.
 12. Pustynnikova I. S., Bezpалova N. Iu. Serednovichni zamky Yevropy / Mikko Servis, 2010 – 160 p. ISBN 978-966-2270-08-2.
 13. Zamkovyi turizm. Kurs lektsii dlia studentiv spetsialnosti "Turizmoznnavstvo" / D.A. Kadnichanskyi, T.B. Zavadovskyi. Lviv: Vydavnychiy tsentr LNU imeni Ivana Franka, 2017. – 138 p.
 14. Adamchyk Y. Postiyni ukriplennya na pol's'kykh valakh vid seredyiny XV do kintsya XVII st. // *Monohrafiyi, studiyi, statii № 48. - Kel'tse: Vyd. Kel'tse Tekhnolohichnyy universytet, 2004. - 250 s.*
 15. Falkner James, Marshal Vauban and the defence of Louis XIV'S France / *Pen and Sword.– 2011.– 256 p.*
 16. Monod Alain, Vauban ou la mauvaise conscience du roi / *Riveneuve. – 2008.– 200 p.*
 17. Sanger Victoria, Vauban la pierre et la plume / *Sanger Victoria, de Emile d'Orgeix, Michèle Virol, Isabelle Warmoes // Editions Gérard Klopp. – 2007. – 280 p.*
 18. Warmoes Isabelle, Vauban, bâtisseur du Roi-Soleil / *De Warmoes Isabelle, Victoria Sanger // Somogy éditions d'art. – 2007. – 431 p.*
 19. Pirko V. O. Oboronni sporudy v me-zhyrichchi Dnipra i Siverskoho Dintsia (istorych-nyi narys z uryvkamy dzherel i planamy sporud za druhu

REFERENCES

1. **Etymolohichnyi slovnyk ukrainskoi movy:** u 7 t. / redkol.: O.S. Melnychuk (holov. red.) [ta in.]; AN Ukrainskoi RSR, Instytut movo-znavstva im. O.O. Potebni. Kyiv: Nauk. dumka, 1982 (*Slovnyky Ukrainy*) T. 6 : U-Ya / uklad.: H.P. Pivtorak [ta in.]; red. tomu: T.B. Lukinova [ta in.]. – 2012. – 565 p.
2. Лупа К. *Pod zakhystom muriv. K.: Nash chas, 2007. – 184 p.*
3. Kryzhanivskiy O. P. Istoriiia starodavnoho Skhodu: *Pidruchnyk. Kyiv.: Lybid, 2000. – 592 p.*
4. **The New York Times with introduction by Sam Tanenhaus** (2011). *The New York Times Guide to Essential Knowledge: A Desk Reference for the Curious Mind. St. Martin's Press of Macmillan Publishers. c. 1131. ISBN 978-0-312-64302-7.*

- polovynu XVII - XVIII st.) / *Ukrainskyi kulturolohichnyi tsentr. Do-netske viddilennia NTSh, Skhidnyi vydavnychy dim. Donetsk, 2007. – 176p.*
20. **Velykyi tlumachnyi slovnyk suchasnoi ukrainskoi movy** (z dod. i dopov.) / *Uklad. i holov. red. V.T. Busel. K.; Irpin: VTF "Perun", 2005. – 1728 p. ISBN 966-569-013-2.*
 21. **Terminolohichnyi slovnyk-dovidnyk z budivnytstva ta arkhitektury** / *R.A. Shmyh, V.M. Boiarchuk, I.M. Dobrianskyi, V.M. Barabash; za zah. red. R.A. Shmyha. – Lviv, 2010. – 222 p.*
 22. **Slovnyk ukrainskoi movy: u 20 t.** / NAN Ukrainy, Ukr. mov.-inform. fond. – T. 1: A – B / (uklad.: L. L. Shevchenko ta in.; holov. nauk. red. V. M. Rusanivskyi) – *K. : Naukova dumka, 2010. – 912 p. ISBN 978-966-00-1050-5.*
 23. **Istoriia ukrainskoho viiska** / za zah. red. V. Pavlova. – *Kh.: Faktor-Druk, 2016. – P.193, 197. ISBN 978-617-12-1472-9.*
 24. **Velychko S.** Skazaniie o voine kozatskoi z poliakamy // *Pamiatky ukrainskoho pysmen-stva. K.: Ukrainska Akademiia Nauk, 1926. T.1. – 270 p.*
 25. **Persha svitova viina: istoriia ta uroky.** 1914 – 1915 rr. [Tekst] : zb. nauk. prats za materialamy Mizhnar. nauk. viisk.-istor. konf., 4–5 veresnia 2014 / *Nats. viisko-voistorychnyi muz. Ukrainy. – K., 2014. – 538 p.*
 26. **Velyka viina 1914-1918:** vytoky, kharak-ter, naslidky: monohrafiia / nauk. red. S. S. Troiana. *Kyiv: Kondor, 2018. – 536 p. ISBN 617-7729-09-8.*
 27. **Bastion Polissya:** pol's'ki ukriplennya na Polissi v 1920—1939 rr. / *Zbihnyev Prus'kyy; red. malyunky predmetiv: Yezhy Sadovs'kyy. – Prysnysh: Fortetsya, 2000. – 208 s.*
 28. **Kainaran A. V., Kreshchanov A. L., Kuziak A. H., Yushchenko M. V.** Kyivskiy ukriplenyi rai-on 1928-1941. *PP Vydavnytstvo "Volyn", 2011. – 356 p. (Seriiia "Istoriia fortyfikatsii") ISBN 978-966-690-136-4.*
 29. **Khohberh, Leyf** (2000). Liniya Skone: (Liniya Per-Al'bina): berehova oborona Skone pid chas Druhoyi svitovoyi viiny – 138 s. *ISBN 9197390003.*
 30. **Osnovy inzhenernoyi pidhotovky** [Tekst] : navch. posib. / *I. S. Ostapenko, V. M. Fil', I. YE. Kramar, O. I. Shaptala; UDUNT; NNI "Dniprov. in-t infrastruktury i transp.". – Dnipro, 2022. – 387 s. ISBN 978-617-7440-35-1.*
 31. **Michael Foedrowitz:** Luftschutztürme und ihre Bauarten 1934–1945. *Nebel-Verlag, Utting 2003, – 80 p. ISBN 3-89555-096-5.*
 32. **Foedrowitz, Michael.** (1998). The Flak Towers in Berlin, Hamburg and Vienna 1940—1950. *Schiffer Publishing – 48 p. ISBN 0-7643-0398-8.*
 33. **Luc Braeuer** (2008). La base de sous-marins de Lorient (фр.). *Le Pouliguen: Liv'Édition. 64p. ISBN 978-2-9525651-27.*
 34. **Taktyka: navchalnyi posibnyk** / *S. V. Sinkevych, I. H. Bloschynskyi, L. V. Oliinyk ta in. – Khmelnytskyi : Vydavnytstvo NADPSU, 2015. – 448 p.*
 35. **Inzhenerne zabezpechennia zahalnoviiskovoho boiu:** Navchalnyi posibnyk / *V.A. Miliutin, Yu.O. Ftemov, V.P. Pavliuchyk, O.M. Kutska. – L.: ASV, 2010. – 164 p.*
 36. **Inzhenerna pidhotovka:** Navchalnyi posibnyk – *Lviv: NASV, 2016. – 552 p.*
 37. **Zvedennia viiskovykh fortyfikatsiinykh sporud v osoblyvykh umovakh:** Navchalnyi posibnyk / *A. Karshen, S. Tsybulia, O. Halush-ka, Yu. Ftemov, O. Kolos, O. Moroz – Lviv: NASV, 2022. – 147 p.*
 38. **DBN V.1.2-2** Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnnykh ob'ektiv. Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvan-nia. – *Chynni vid 2007-01-01. – Kyiv: Ukrainskyi naukovo-doslidnyi ta proektnyi insty-tut stalevykh konstruksii im. V.M. Shyma-novskoho, 2006 – 75 p.*
 39. **Romashkina, M. ., Pisarevskyi , B. ., & Zhuravlov, O. .** (2024). Rozrakhunok budivli na vplyv dii povitrianoi udarnoi khvyli priamym dynamichnym metodom z vykorystanniam PK LIRA-SAPR. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka, (14), P. 147–160.* <https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.147-160>
 40. **Cormie D., Mays G., Smith S.,** Blast Effects on Buildings, *Third edition, London, 2020, ISBN 978-0-7277-6147-7.*
 41. **Khadid et al.** (2007), Blast loaded stiffened plates. *Journal of Engineering and Applied Sciences, Vol. 2(2) pp. 456-461.*
 42. **Guzhao Li, Paul Summers, Keith Clutter, and David Bonaventure** Blast and Impact Resistant Design of Overhead Protection Structures // *Structures Congress 2012 © ASCE 2012 – P. 167-176.* [DOI: 10.1061/9780784412367.016](https://doi.org/10.1061/9780784412367.016)
 43. **UFC 4-023-07** Unified Facilities Criteria. Design to Resist Direct Fire Weapons Effects. Change 1 / *U.S. ARMY CORP OF ENGINEERS, NAVAL*

FACILITIES ENGINEERING COMAND, AIR FORCE CIVIL ENGINEER SUPPORT AGENCY, 2017 – 66 p.

44. **Wen, H.M.** A note on the deep penetration of projectiles into concrete/ *H. M. Wen, Y. Yang // International Journal of Impact Engineering – 2014 – №66, pp. 1–4.* <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2013.11.008>.
45. **Mykhailovskyi, D., & Komar, O.** (2024). Analiz isnuichykh doslidzhen derevyny na udarni ta balistychni navantazhennia. *Budivelni konstruktсии. Teoriia i praktyka, (15), P. 19–28.* <https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.19-28>.
46. **Mykhailovskyi D. V., Skliarov I. O., Khomik M. M., Vavilova N. V., Skliarova T. S.** Analysis of methods for calculating the penetrating effect of the main types of missiles and fragmentation damage to the structures of protective constructions / *Strength of materials and theory of structures: scientific and technical collection - Kyiv: KNUCA, 2024. - Issue 113. - P. 171-182.* DOI: [10.32347/2410-2547.2024.113.171-182](https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.113.171-182).
47. **Mykhailovskyi D. V., Bilyk A. S., Skliarov I. O.** Rozrakhunok konstruktсии budi-vel i sporud na dii osnovnykh faktoriv ura-zhennia zasobiv povitrianoho napadu: Monohrafiia / *Mykhailovskyi D. V., Bilyk A. S., Skliarov I. O. Kyiv: Karavela, 2024. – 92 p.*
48. **Nuzhnyi, V.** (2022). Pershi doslidzhennia ushkozhen budivel i sporud vnaslidok boyovykh dii. *Budivelni konstruktсии. Teoriia i praktyka, (11), P. 104–114.* <https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.104-114>.
49. **Hetun, H., Koliakova, V., Bezklubenko, I., Solomin, A.** (2023). Konstruktyvni rishennia vybukhostiikykh budivel z prymishchenniamy tsy-vilnoho zakhystu naselennia. *Budivelni konstruktсии. Teoriia i praktyka, (13), P. 41–50.* <https://doi.org/10.32347/2522-4182.13.2023.41-50>.

EVOLUTION OF FORTIFICATION AND PROTECTIVE STRUCTURES

Denis MYKHAYLOVSKYI

Summary. The full-scale invasion of Ukraine by the Russian Federation has demonstrated the growing importance of engineering fortifications, protective structures, engineering barriers, and

more. Modern warfare has introduced new threats and challenges that significantly affect the battlefield, the protection of critical infrastructure, and the civilian population in rear areas, including the specifics of constructing engineering fortifications and protective structures.

The study of the evolution of fortification and protective structures from ancient times to the present day allows us to trace how approaches to defense construction have changed in response to current military threats. This, in turn, makes it possible to forecast directions for their further development and improvement. The conducted review highlights how important this area of military science is and how much it currently requires a serious approach from both the military and the state as a whole.

Analyzing new modern fortification solutions, their effectiveness, and weaknesses is essential for increasing the country's defense capability under the conditions of a constant threat of attack.

The paper also presents the main approaches to the construction of field fortification structures, defining their functional purpose and likely military design threats. Proposals are made regarding possible changes in approaches to field fortification in modern warfare, taking into account the experience of combat operations in Ukraine, as well as directions for further development.

Approaches to the protection of civilians from enemy aerial attacks from the time of World War II to the present are also considered, with the identification of future development directions.

Under the current conditions of the war in Ukraine, fortifications, engineering protection structures, and protective shelters play a key role in creating defense lines, protecting military personnel and critical infrastructure, and preserving civilian lives.

Therefore, the study of the evolution of fortification and protective structures is a critically important state task, both from a military and a civil perspective. The development of the theory of construction of fortification and protective structures will contribute to strengthening national defense, adapting to new threats, and improving the safety of the population and critical infrastructure.

Keywords. fortification structures; engineering protection structures; protective shelters; military threats; means of attack; infrastructure protection.

Стаття надійшла до редакції 04.01.2025 р.

ОЦІНКА СТІЙКОСТІ ЗАХИСНОЇ КОНСТРУКЦІЇ АНГАРА ПРИ ВИБУХОВИХ ВПЛИВАХ

Марія БАРАБАШ¹, Валерій МАКСИМЕНКО², Наталія КОСТИРА³,
Ілля БАРМІН⁴

^{1,3,4} Державний університет Київський авіаційний інститут,
1, просп. Любомира Гузара, Київ, Україна, 03058
¹ ТОВ «ЛІРА САПР», Київ

² Державне підприємство Науково-дослідний інститут будівельного виробництва,
51, просп. Валерія Лобановського, Київ, Україна, 03037

¹ bmari.lira@gmail.com, <https://orcid.org/0000-0003-2157-521X>

² valeriy.max@gmail.com, <https://orcid.org/0000-0002-2835-026X>

³ nataliia.kostyra@npp.kai.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0001-5934-9563>

⁴ barmin499@gmail.com, <https://orcid.org/0009-0009-2610-3271>

Анотація. Робота присвячена аналізу експлуатаційної придатності споруди укриття для літаків під впливом вибухових та сейсмічних навантажень з урахуванням особливостей їх поширення через ґрунтове покриття. У дослідженні розглядається зниження несучої здатності конструкцій покриття в залежності від ступеня армування конструктивних елементів. Особливу увагу приділено розробці заходів, спрямованих на запобігання прогресивному обваленню плит покриття ангарної споруди у випадку можливого ракетного удару. Стаття аналізує кілька сценаріїв вибухового впливу, що дозволяє визначити найбільш критичні умови для забезпечення надійності ангару в надзвичайних ситуаціях. Розглянуто механізми поширення вибухових хвиль при наземному вибуху. Також представлено приклад розрахунку аркої конструкції ангару на дію вибухової хвилі з використанням програмного комплексу ЛІРА-FEM у випадку поверхневого вибуху. Приведені результати нелінійного розрахунку арки та плит покриття при додатковому ударному навантаженні до 20тс/м². Моделювання нелінійного процесу навантажень проводилося при врахуванні демпфування ґрунтової основи до 10% на площі до 80м² з коефіцієнтом динамічності 1.2 в ПК «ЛІРА-FEM», розрахунок на аварійне



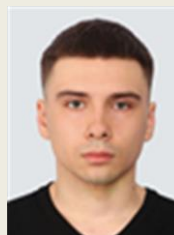
Марія БАРАБАШ
професор кафедри комп'ютерних технологій будівництва,
Директор ТОВ ЛІРА САПР,
д.т.н., професор



Валерій МАКСИМЕНКО
зав. лабораторією «Висотного і експериментального будівництва»,
к.т.н, с.н.с.,



Наталія КОСТИРА
доцент кафедри комп'ютерних технологій будівництва,
к.т.н, доцент



Ілля БАРМІН
аспірант кафедри комп'ютерних технологій будівництва

навантаження виконано при заданих ТА (тип армування).

Ключові слова: аварійний вибуховий вплив, оболонкові конструкції, захисні споруди, стійкість, прогресуюче обвалення, ЛІРА-FEM, нелінійний розрахунок, метод скінченних елементів, критичні навантаження, тріщиностійкість.

ВСТУП

У військовий час стає необхідним розраховувати захисні споруди для бойової авіації на аеродромах базування на дію ударних хвиль при вибухах.

На сьогодні застосовуються такі основні типи захисних укриттів для авіаційної техніки, наземного обладнання, матеріальних засобів та особового складу:

- залізобетонні захисні укриття аркового типу;
- земляні вали;
- швидкокомтовані укриття;
- підземні авіаційні бази.

У багатьох країнах для укриття бойових літаків широко застосовуються швидкокомтовані укриття – ангари.

Стандартне арочне укриття являє собою конструкцію з напіварок із ребрами, товщина яких становить 60 - 100 см. Зверху воно засипане землею та покрите верхнім шаром ґрунту вкритим травою, що водночас забезпечує гарне маскування. Основне приміщення, де розміщується бойовий літак, має розміри $\sim 20 \times 28,0$ метрів (є також коротші або довші варіанти).

Передня частина арки закривається залізобетонною торцевою стіною з металевими або залізобетонними воротами, які бувають двох типів: відкатні та розпашні.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧІ

В статті розглядається захисна споруда ангара арочного типу для літаків. Головним завданням і основоположним критерієм при проектуванні подібних конструкцій є конструктивна безпека, а також необхідність оцінки стійкості ангарної споруди до критичних впливів і визначення резервів її несучої здатності. Розрахункова модель ангара представлена у вигляді

просторового залізобетонного каркасу з металевими несучими оболонками. Для оцінки стійкості споруди ангара при виникненні форс-мажорної ситуації необхідно виконати чисельне моделювання процесу деформацій і руйнування конструкцій ангара.

Схема споруди при розрахунку на сейсмічне навантаження прийнята рамно-в'язевою. Враховується ефект закручування споруди, викликаний неспівпадінням центру жорсткості споруди з центром прикладання мас при сейсміці.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Оскільки в конструкції ангара використовуються оболонкові покриття, то варто приділити увагу в тому числі розрахунку цих конструкцій. Результати наукових досліджень в галузі розрахунку оболонкових просторових конструкцій свідчать, що на стадії передпроектних досліджень таких споруд потрібні: уточнений чисельний розрахунок на основі методів нелінійної теорії пружності та пластичності. розробка нових методів розрахунку.[1, 2, 3].

Для математичного описання нелінійних процесів деформування таких конструкцій широко використовується підхід формулювання визначальних рівнянь у приростах, або у формі диференціальних залежностей [4]. Виходячи з цього підходу, конструкція, що розглядається в заданий момент часу, знаходиться в стані статичної рівноваги, причому напружений стан відомий на фіксованих інтервалах часу.

Скінченні нелінійно-пружні та пластичні деформації описані інтегруванням отриманих співвідношень вздовж заданого шляху інтегрування з використанням апроксимації функціонала для опису напруженого стану [4]. З точки зору кінематичних обмежень, що накладаються на розрахункові фрагменти цих конструкцій, відноситься до класу задач взаємодії сталевих оболонки (незнімної опалубки) з залізобетонною

аркою. Пружно-нелінійні властивості композитних, або анізотропно-конструктивних (умовних) матеріалів досліджуваних оболонкових конструкцій при наявності значних (великих) деформацій апроксимуються у процесі еволюції деформації інтегральним законом стану з використанням узагальненого закону Гука, розповсюдженого на область скінченних деформацій для ізотропного та “еквівалентного” ортотропного матеріалу (прямолінійна або криволінійна ортотропія) [5].

Зазначений клас задач відноситься до нелінійних і у загальному випадку у тривимірному просторі ці задачі розв’язуються на основі чисельних методів, зокрема методу скінченних елементів (МСЕ). [6].

При виборі базової схеми МСЕ звертається увага на проблему врахування горизонтальних пружно-пластичних зміщень споруди при максимальному розрахунковому землетрусі (МРЗ) для сейсмічних навантажень по трьох-компонентних синтезованих акселерограмах. Для вирішення цієї проблеми використовуються нелінійні скінченні елементи.

Уточнення теорії оболонок із застосуванням чисельних методів набули розвитку в роботах О.С. Сахарова [7], В.А. Баженова, В.М. Кислоокого, О.І. Оглоблі, В.К. Цихановського [8], О.В. Шимановського [8].

Питанням розробки методів дослідження конструкційної безпеки будівель та споруд присвячені праці М.С.

Барабаш [9, 10, 11, 12], О.С. Городецького [6], В.П. Максименко, [11], Немчинова Ю.І. [13, 14] та інших вчених. У працях показаний вплив динамічного ефекту під час прогресуючого обвалення, яке зменшується при збільшенні пластичних деформацій [15, 16, 17, 18, 19].

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Було виконано комп’ютерне моделювання комбінованої захисної споруди для літаків і розрахунки комбінованої просторової системи на сейсмічні, аварійні, навантаження та вибухові впливи з врахуванням ґрунтової основи.

Процеси деформації, руйнування і обвалення конструкцій за своєю суттю є розвиненими сильно нелінійними процесами, що супроводжуються, великими пластичними деформаціями та переміщенням, контактною взаємодією між групами елементів, впливом динамічного ефекту в момент відмови елементів конструкцій.

У якості вихідних співвідношень для скінченноелементної дискретизації розрахункового фрагменту оболонкових конструкцій, що використовуються в споруді ангару, використовуємо перший вираз принципу віртуальної роботи для динамічної задачі, виходячи із положень теорії у приростах, співвідношень інтегрального закону стану та розкладання функцій напружень і деформацій у ряд Тейлора в елементарному ряді, тобто для довільного моменту часу “ τ ” маємо:

$$\int_v \left[\hat{N}'|_{x=0} + \hat{M}'(x) + \hat{P}'(x) + \hat{C}_p^{(e,p)}|_{x=0} \cdot \left(\hat{\xi}|_{x=0} + \hat{\phi}(x) + \hat{\psi}(x) \right) \right] \cdot \left(\hat{\xi}|_{x=0} + \hat{\phi}(x) + \hat{\psi}(x) \right) dv + \int_v \rho \vec{u} \cdot \delta \vec{u} dv - \int_v \vec{p} \cdot \delta \vec{u} dv - \int_S \vec{q} \cdot \delta \vec{u} dS = 0 \quad (1)$$

де $\hat{N}'|_{x=0}$, $M^{\hat{\gamma}(x)^{\hat{\gamma}(x)}}$ - члени розкладання тензорної функції початкових напружень;

$\hat{C}_p^{(e,p)}|_{x=0}$ - тензор пружностей четвертого рангу з урахуванням розвитку пружних і пластичних деформацій;

$\xi \Big|_{x=0}^{\wedge}$, $\phi(x)$, $\psi(x)$ - члени розкладання тензорної функції приростів деформацій Коші-Грина;

$\delta \xi \Big|_{x=0}^{\wedge}$, $\delta \hat{\phi}(x)$, $\delta \psi(x)$ - члени розкладання варіації тензорної функції приростів деформацій Коші-Гріна;

\vec{u} , $\vec{\ddot{u}}$ - відповідно вектори приростів переміщень і прискорень;
 \vec{p} , \vec{q} - відповідно вектори узагальнених об'ємних і поверхневих сил.

Використовуючи співвідношення схеми скінченних елементів і знаходячи стаціонарну точку модифікованого функціоналу при варіюванні вектора приросту переміщень $\{u(t)\}$ на полі можливих переміщень (кінематично допустимих в'язях), остаточно отримаємо диференціальне рівняння руху скінченно-елементної моделі (СЕ-моделі) розрахункового фрагменту досліджуваної конструкції:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + \{R(u, t)\} - \{Q(u, t)\} = 0 \quad (2)$$

де $[M]$ - узгоджувана матриця мас СЕ-моделі;

$\{R(u, t)\}$ - вектор нелінійних реакцій узагальнених внутрішніх сил;

$\{Q(u, t)\}$ - вектор узагальнених зовнішніх сил;

u , \ddot{u} - вектори приростів переміщень і прискорень.

Результати комплексного чисельного моделювання істотно залежать від методів вирішення задач, які застосовуються:

- нелінійні динамічні задачі;
- геометрично нелінійні задачі з великими переміщеннями та з великими деформаціями;
- фізично нелінійні задачі з розвинутою пластикою і накопиченням пошкоджень матеріалом;
- задачі контактної взаємодії різних груп елементів конструкцій.

Розрахунок конструкцій на динамічні навантаження проводиться за методом

граничних станів - за несучою здатністю (граничні стани першої групи).

Повне руйнування характеризується обваленням конструкції і може бути викликано обривом розтягнутої арматури, зміщенням конструкцій з опор або їх руйнуванням. Обрив арматури зазвичай має місце при невеликій її наявності або застосуванні високоміцної арматури.

Для неповного руйнування характерно руйнування бетону стиснутої зони в одному або декількох перетинах і зниженні несучої здатності, однак, обвалення конструкцій не відбувається. Конструкція здатна ще витримати навантаження від власної ваги і тимчасового тривалого навантаження. Переміщення конструкції не обмежуються. Інтенсивність зниження несучої здатності залежить від вмісту арматури в елементі – μ (%): чим більше відсоток армування, тим швидше відбувається зниження несучої здатності і навпаки.

Нормуючі величини при динамічному навантаженні вибираються таким чином, щоб їх можна було обчислити за допомогою існуючих методів розрахунку, а також, щоб вони були зручні для експериментального визначення.

Оскільки застосовувані в даний час методи розрахунку дозволяють визначати згинальні моменти, прогини, кути розкриття в шарнірах пластичності, то граничні значення цих величин і приймаються в якості нормуючих.

Відсутність пластичних деформацій в арматурі буде забезпечена за умови:

$$M \leq M_{ud} \quad (3)$$

де M - згинальний момент в конструкції, M_{ud} - момент, при якому напруження в розтягнутій арматурі досягнуть динамічної границі текучості [20].

Пропонується наступна методика проведення чисельного моделювання і аналізу аварійної ситуації:

- оцінка жорсткісних характеристик, дійсних схем роботи і залишкових ресурсів здатності несучих конструктивних вузлів при миттєвому і тривалому типах навантаження в умовах нормального режиму експлуатації;

- оцінка зміни схеми роботи і жорсткісних характеристик конструктивних вузлів при дії підвищених навантажень і розвитку пластичних деформацій до повної втрати несучої здатності при аварійних впливах;
- оцінка впливу виявлених схем роботи вузлів на локальні зони конструкції;
- оцінка стану споруди на введення можливих виявлених конструктивних змін.

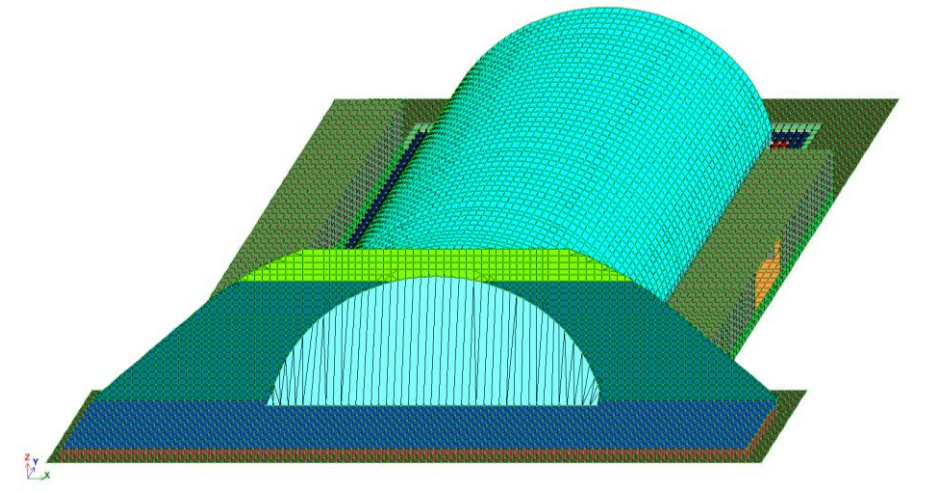


Рис. 1. Тривимірний загальний вид ангару та допоміжних споруд
Fig. 1. Three-dimensional general view of the hangar

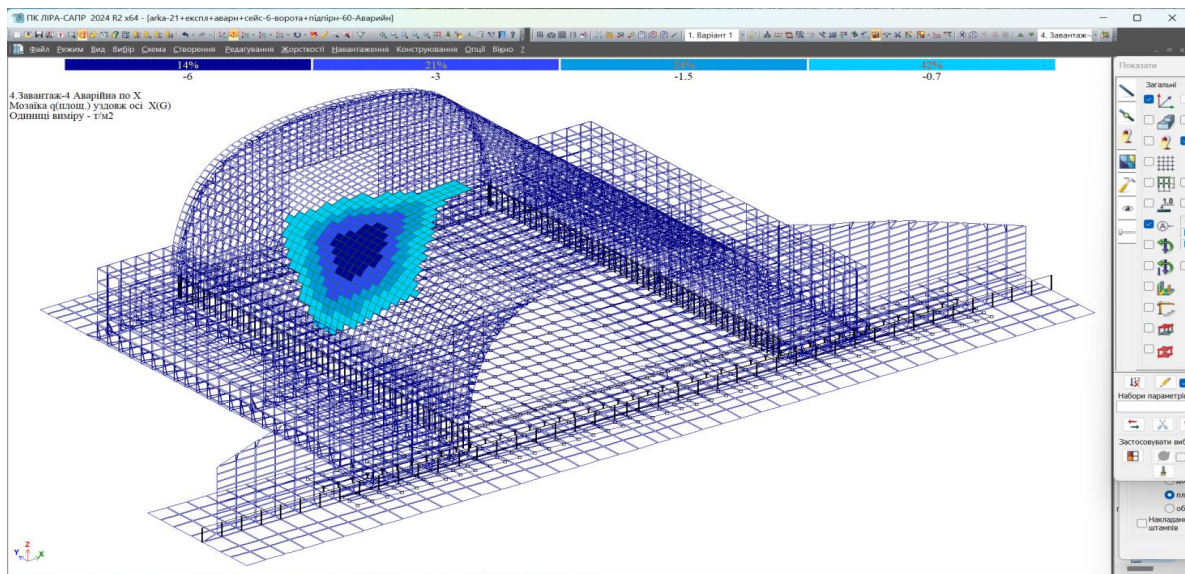


Рис. 2. Розрахункова схема МСЕ при вибуховому впливі на арку та додаткове аварійне нерівномірне навантаження по X
Fig. 2. Calculation scheme of MFE in case of explosive impact on the arch and additional emergency uneven load along X

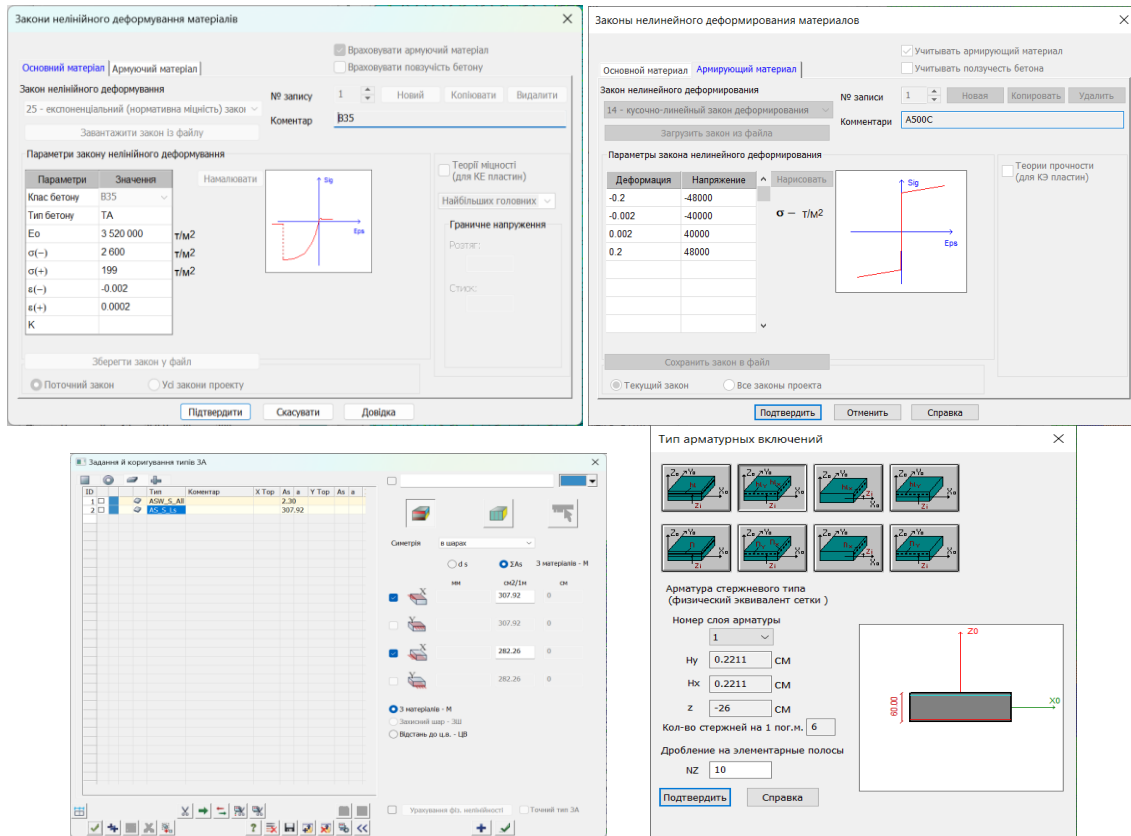


Рис. 3. Нелінійні закони армування бетону, арматури та типи армування арки по технології заданого армування (ТЗА)

Fig. 3. Nonlinear stress-strain diagrams of concrete reinforcement, reinforcement and types of arch reinforcement using the given reinforcement technology (TR)

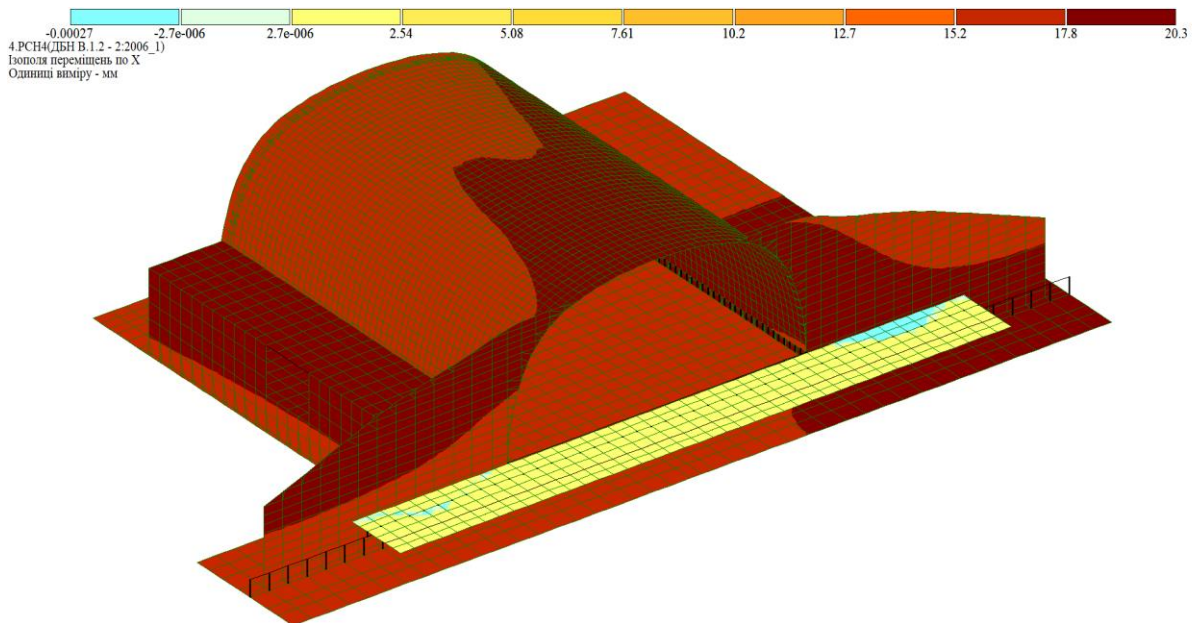
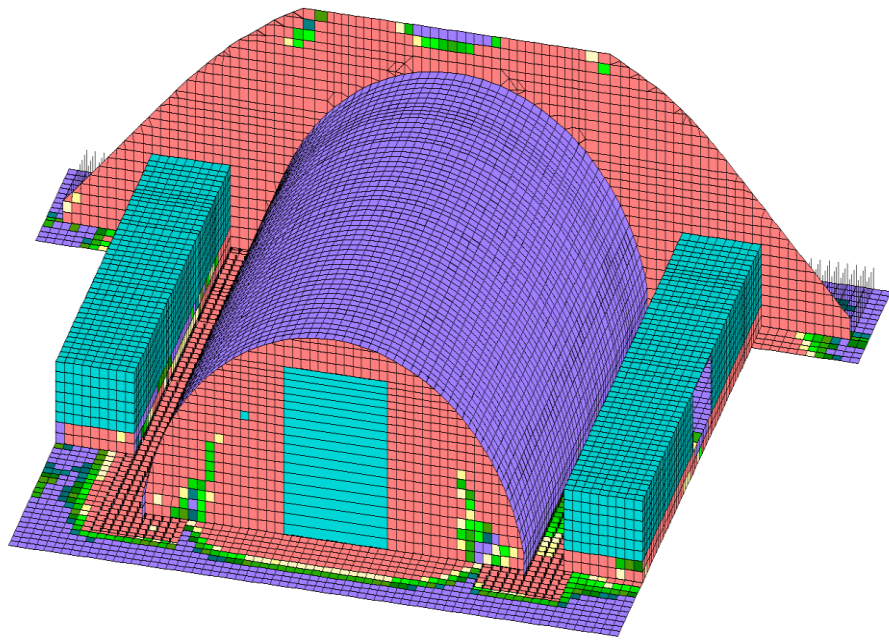
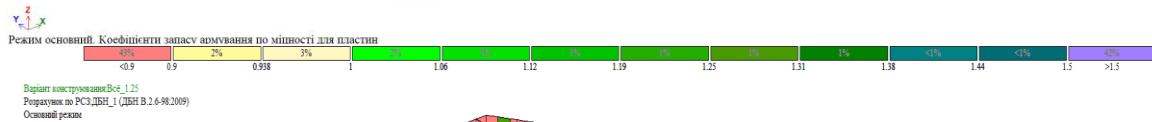
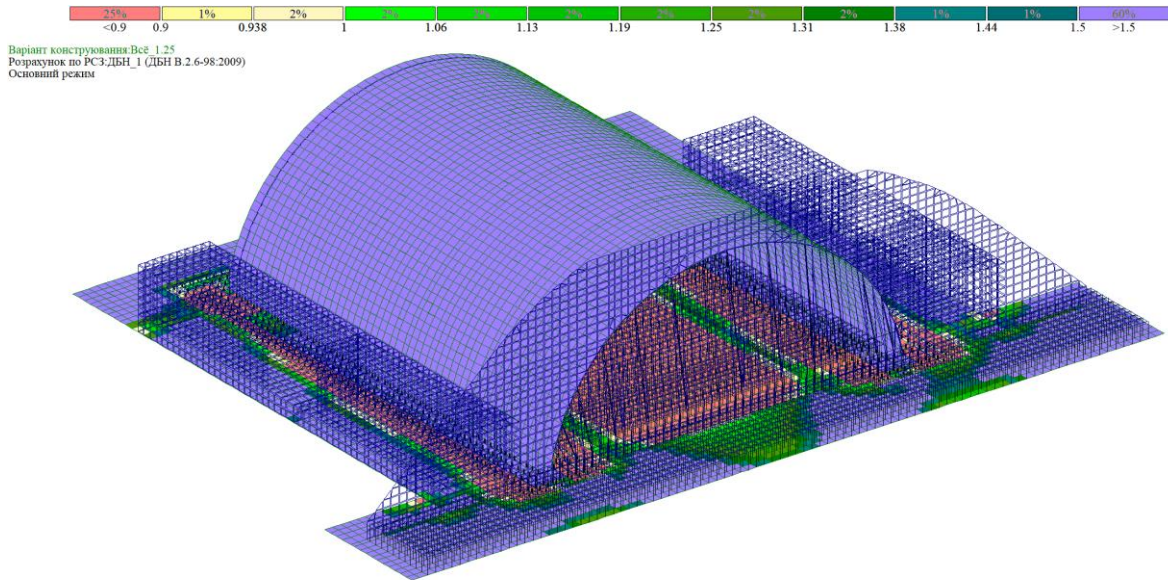


Рис. 4. Ізополя пружно-пластичних вертикальних деформацій ангару від аварійного навантаження (РСН-4, Постійне+Довготривале+Аварійне)

Fig. 4. Diagrams of elastic-plastic vertical deformations of the hangar from an emergency load (RCL-4, Constant + Long-term + Emergency)





Режим основний. Коefіцієнти запасу армування по міцності для плитин

Рис. 5. Коefіцієнти запасу міцності ангару при впливі по +Y, +Z, демпфування ґрунту не більше 20%

Fig. 5. Safety factors of the hangar when exposed to +Y, +Z, soil damping no more than 20%

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Отримані результати свідчать, що експлуатаційна придатність споруди забезпечується з коefіцієнтом надійності в межах 0.9 - 1.5 та більше 5, прогресуюче обвалення плит допоміжних споруд ангару не відбувається при забезпеченні

армування: в нижньому шарі плит в середині прольоту не менше 15.4см²/пм (Ø14мм кроком 100мм при товщині плити 40см); в верхньому шарі плит над стінами не менше 28.1см²/пм (Ø14мм кроком 200мм+Ø20мм кроком 200мм) та при забезпеченні необхідної за розрахунком зони анкерування арматури.

Максимальний непружний перекіс споруди при аварійному вибуховому впливові на споруду становить 0.00537 (1/186), що менше допустимого за ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд [23].

ЛІТЕРАТУРА

- Han Sung-Cheon** Geometrically nonlinear analysis of laminated composite thin shells using a modified first-order shear deformable element-based Lagrangian shell element / *Han Sung-Cheon, Tabiei Ala, Park Weon-Tae // Compos. Struct.* – 2008. – 82, № 3. – P. 465-474.
- Dung Nguyen Tien** Geometrically nonlinear formulation for thin shells without rotation degrees of freedom / *Dung Nguyen Tien, Wells Garth N. // Comput. Meth. Appl. Mech. And Eng.* – 2008. – 197, № 33-40. – P. 2778-2788.
- Plunkett B.** Orthotropic yield criteria for description of the anisotropy in tension and compression of sheet metals / *B. Plunkett, O. Caracu, F. Barlat // Int. J. Plast.* – 2008. – 24, № 5. – P. 847-866.
- Washizu K.** Variational Methods in the Theory of Elasticity and Plasticity / *Kyuichirou Washizu; Pergamon Pr; Subsequent edition, 1987.* – 542 p.
- Green, A. E.** Large elastic deformations and nonlinear mechanics of continuous media / *A. Green, A. E., Adkins, J. E.; Oxford, Clarendon Press, 1965.* – 455 p.
- Барабаш М.С.** Дослідження стійкості конструкцій будівель та споруд до прогресуючого руйнування при аварійних впливах / *М.С. Барабаш, О.С. Городецький // Науково-технічний журнал: Нові технології в будівництві.* – 2010. – №2(20). – С.19–23.
- Сахаров О.С.** Моментна схема методу скінчених елементів (МСКЕ) з урахуванням жорстких зсувів // *Опір матеріалів і теорія конструкцій.* – Київ: Будівельник, 1974. – Вип. XXIV. – с.147-156.
- Метод скінчених елементів в механіці твердих тіл / [О. С. Сахаров, В. М. Кислюк, В. В. Киричевський и др.]; під ред. О. С. Сахарова. – Київ: Вища школа, Головне вид-во, 1982. – 480 с.
- Шимановський О.В., Цихановський В.К., Талах С.М.** Оптимізація комбінованих просторових систем / *під ред.*
- Шимановського А.В. – К.: Вид-во «Сталь», 2012. – 462 с.*
- Barabash M.S., Kostyra N.O., Pysarevskiy B.Y.** Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Volume 708.* URL: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/708/1/012044>
- Барабаш М.С., Костира Н.О., Томашевський А.В.** Визначення напружено-деформованого стану та міцності пошкоджених несучих конструкцій інструментами ПК «ЛІРА-САПР». *Український журнал будівництва та архітектури. Дніпро.* – № 1(007). – 2022. – С. 7-14. URL: <https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.22022.7.827>
- Максименко В.П., Барабаш М.С., Писаревський Б.Ю.** Методика оцінки напружено-деформованого стану конструкцій будівлі на основі методу підсистем. / *Науково техн. журнал «Будівельне виробництво», К.:НДІБВ, 2021р, №71, ISSN: 2524-2555*
- Barabash M., Pisarevskiy B., Bashinsky Ya.** Material damping in dynamic analysis of structures (with LIRA-SAPR program) / *Civil and Environmental Engineering, 2020.* – Vol. 16, Issue 1, P. 63-70.
- Nemchynov, I.** (2021). Building Science and Seismic Safety Provision in Ukraine Considering Eurocode Recommendations. *Science and Construction, (29)3, 3-14.* Retrieved from <https://doi.org/10.33644/2313-6669-14-2021-12>
- Немчинов Ю.І, Мар'єнков Н.Г. Хавкін А.К., Бабік К.М.** Проектування будівель із заданим рівнем забезпечення сейсмостійкості / *За ред. Ю.І. Немчинова. Київ: Гудименко С.В., 2012. 384 с.*
- Powell, Graham.** Progressive Collapse: Case Studies Using Nonlinear Analysis. *SEAOC Annual Convention, Monterey, August, 2004.*
- Gilmour J.R. and Viridi K.S.** Numerical modelling of the progressive collapse of a framed structures as a result of impact or explosion. 2nd int. *PhD. Symposium in civil engineering, Budapest 1998.*
- Kaewkulchai G. and Williamson E.B.** Beam element formulation and solution procedure dynamic progressive collapse analysis, *Journal*

"Computer and Structures" 82 (2004). – P. 639–651.

19. **Pretlove A.J., Ramsden M. and Atkins A. G.**, 1991, "Dynamic Effects in Progressive Failure of Structures", *International Journal of Impact Engineering*, Vol.11, No.4, pp.539–546.
20. **Izzudin B.A., Vlassis A.G., Elghazouli A.Y., Nethercot D.A.** Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss, Part I, *Engineering structures* 20 (2008), 1308–1318; part II, *Engineering structures* 30 (2008). – P. 1424–1438.
21. **ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012** Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Загальні положення. [Чинні від 01.07.2013] Київ: Міністерство регіо-нального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. 115с,
22. **ДБН В.2.2-5:2023** Захисні споруди цивільного захисту. [Чинні від 01.11.2023] Київ: Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023. 119с,
23. **ДБН В.2.1-10:2018** Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинні від 01.11.2023] Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2018. 36с,

REFERENCES

1. **Han Sung-Cheon** Geometrically nonlinear analysis of laminated composite thin shells using a modified first-order shear deformable element-based Lagrangian shell element / *Han Sung-Cheon, Tabiei Ala, Park Weon-Tae // Compos. Struct.* – 2008. – 82, № 3. – P. 465–474.
2. **Dung Nguyen Tien** Geometrically nonlinear formulation for thin shells without rotation degrees of freedom / *Dung Nguyen Tien, Wells Garth N. // Comput. Meth. Appl. Mech. And Eng.* – 2008. – 197, № 33-40. – P. 2778-2788.
3. **Plunkett B.** Orthotropic yield criteria for description of the anisotropy in tension and compression of sheet metals / *B. Plunkett, O. Caracu, F. Barlat // Int. J. Plast.* – 2008. – 24, № 5. – P. 847-866.
4. **Washizu K.** Variational Methods in the Theory of Elasticity and Plasticity / *Kyuichirou Washizu; Pergamon Pr; Subsequent edition*, 1987. – 542 p.
5. **Green, A. E.** Large elastic deformations and nonlinear mechanics of continuous media / *A. Green, A. E., Adkins, J. E.; Oxford, Clarendon Press, 1965.* – 455 p.
6. **Barabash M. S.** Continuing the stability of structures built up before the progressive collapse during emergency inflows / *M. S. Barabash, A. S. Gorodetsky O. S. // Scientific and technical journal: New technologies in everyday life.* – 2010. – No. 2(20). – P.19–23.
7. **Sakharov O. S.** Moment scheme of finite elements (MSFE) taking into account rigid shears / *O. S. Sakharov // Resistance of materials and theory of structures.* – Kyiv: *Builder*, 1974. – Issue XXIV. – P. 147–156.
8. Finite element method in mechanics of solids / [O. S. Sakharov, V. M. Kyslooki, V. V. Kyrychevskiy et al.]; *edited by O. S. Sakharov.* – Kyiv: *Higher School, Main Publishing House*, 1982. – 480 p.
9. **Szymanovskyi O.V., Tsykhanovskyi V.K., Talakh S.M.** Optimization of combined spatial systems / *edited by Szymanovskyi A.V.* – K.: *Publishing house "Stal"*, 2012. – 462 p.
10. **Barabash M.S., Kostyra N.O., Pysarevskiy B. Y.** Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Volume 708.* URL: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/708/1/012044>
11. **Barabash M.S., Kostyra N.O., Tomashevsky A.V.** The value of stress-strain resistance of damaged load-bearing structures using PC "LIRA-SAPR" tools. Ukrainian magazine of everyday life and architecture. *Dnipro.* – No. 1(007). –2022. –P. 7-14. <https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.220222.7.827>
12. **Maksimenko V. P., Barabash M. S., Pisarevsky B. Yu.** Methodology for assessing the stress-strain structure of a structure based on the Subsystem method. *Naukovo Tekhn. magazine "Budivne Virobnitstvo"*, K.:NDIBV, 2021, No. 71, ISSN: 2524-2555
13. **Barabash M., Pisarevskiy B., Bashinsky Ya.** Material damping in dynamic analysis of structures (with LIRA-SAPR program) / *Civil and Environmental Engineering*, 2020. – Vol. 16, Issue 1, P. 63-70.
14. **Nemchynov, I.** (2021). Building Science and Seismic Safety Provision in Ukraine Considering *Eurocode Recommendations*.

Science and Construction, (29)3, 3-14.
Retrieved from
<https://doi.org/10.33644/2313-%206669-14-2021-12>

15. **Nemchinov, Y.I., Marienkov, N.G., Khavkin, A.K., Babik, K.M. (Ed.)**. (2012). Design of Buildings with a Specified Level of Seismic Resistance. *Kyiv: Hudymenko S.V.*
16. **Powell, Graham**. Progressive Collapse: Case Studies Using Nonlinear Analysis. *SEAOC Annual Convention, Monterey, August, 2004.*
17. **Gilmour J.R. and Virdi K.S.** Numerical modelling of the progressive collapse of a framed structures as a result of impact or explosion. *2nd int. PhD. Symposium in civil engineering, Budapest 1998.*
18. **Kaewkulchai G. and Williamson E.B.** Beam element formulation and solution procedure dynamic progressive collapse analysis, *Journal "Computer and Structures" 82 (2004).*– P. 639–651.
19. **Pretlove A.J., Ramsden M. and Atkins A.G.**, 1991, "Dynamic Effects in Progressive Failure of Structures", *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 11, No.4, pp.539–546.
20. **Izzudin B.A., Vlassis A.G., Elghazouli A.Y., Nethercot D.A.** Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss, *Part I, Engineering structures 20 (2008), 1308-1318; part II, Engineering structures 30 (2008).* – P. 1424–1438.
21. **DSTU N B EN 1992-1-2:2012** (2013) Eurocode 2. Design of reinforced concrete structures. *Kyiv: Ministry of Regional Development, Construction and Housing and Communal Services of Ukraine. [Valid from 2013-07-01]*
22. **DBN V.2.2-5:2023** (2023) Civil defense protective structures. *Kyiv: Ministry of Community, Territories and Infrastructure Development of Ukraine. [Valid from 2025-04-01].*
23. **DBN V.2.1-10:2018** (2018) Bases and foundations of buildings and structures. Basic provisions. *Kyiv: Ministry of Regional Development, Construction and Housing and*

Communal Services of Ukraine.[Valid from 2019-01-01].

ASSESSMENT OF THE RESISTANCE OF THE HANGAR PROTECTIVE STRUCTURE TO EXPLOSIVE IMPACTS

*Mariia BARABASH,
Valeriy MAKSYMENKO,
Nataliia KOSTYRA,
Illia BARMIN*

Summary. The study is dedicated to analyzing the operational suitability of an aircraft shelter structure under explosive and seismic loads, taking into account the specific characteristics of wave propagation through the soil cover. The research examines the reduction in the load-bearing capacity of the roof structures depending on the degree of reinforcement in the structural elements. Particular attention is given to the development of preventive measures against progressive collapse of the shelter's roof slabs in the event of a potential missile strike. The article explores several explosive impact scenarios to identify the most critical conditions for ensuring the reliability of the hangar structure under emergency situations. The mechanisms of blast wave propagation resulting from a surface explosion are also analyzed. An example calculation of the hangar's arched structure under explosive wave loading is provided using the LIRA-FEM software for a surface explosion scenario. Results are presented for a nonlinear analysis of the arch and roof slabs under additional impact loading of up to 20 tf/m². The nonlinear loading process was modeled considering soil base damping up to 10% over an area of 80 m², with a dynamic coefficient of 1.2 using the LIRA-FEM software. Emergency load calculations were performed based on specified reinforcement types (TA).

Keywords: emergency explosive impact, shell structures, defense structure, stability, progressive collapse, LIRA-FEM, nonlinear calculation, finite element method, critical loads, crack resistance

Стаття надійшла до редакції 09.01.2025 р.

Наукове видання

**БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА**

Збірник наукових праць

Випуск 16/2025

Оформлення, стиль та зміст збірника наукових праць є об'єктом авторського права і захищається законом. Відповідальність за зміст та достовірність наведених даних несуть автори публікацій.

Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали.

Усі статті одержали позитивну оцінку незалежних рецензентів.

Оригінал-макет виготовлено в редакції збірника наукових праць
Будівельні конструкції. Теорія і практика.

Головний редактор	Журавський О.Д.
Комп'ютерне верстання	Колякова В.М.
Редагування і коректура	Колякова В.М.,
Макетування	Колякова В.М., Постернак О.М.
Обкладинка	Лісюк С.А., Постернак О.М.

Підписано до друку 27.06.2025. Формат 60 x 84 ^{1/8}.

Ум. друк, арк. _ Обл.-вид. арк. _

Тираж 100 прим.

Редакція науково – технічного збірника:

03037, Україна, м. Київ, проспект Повітряних Сил, 31, КНУБА, к. 104,114

Телефон редакції: (044) 241-55-04; (044)245-48-42

knubazbk@gmail.com

<http://bctp.knuba.edu.ua>

Виготовлювач: «Видавництво Ліра-К»

Свідоцтво № 3981, серія ДК.

03142, м. Київ, вул. В.Стуса, 22/1.

тел./факс (044) 247-93-37; 228-81-12

Сайт: lira-k.com.ua, редакція: zv_lira@ukr.net