

Міністерство освіти і науки України
Одеська державна академія будівництва та архітектури
Rzeszów University of Technology (Польща)
University of Rijeka (Хорватія)

ТЕЗИ ДОПОВІДЕЙ
міжнародної науково-технічної конференції
«Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини»
12-14 червня 2025 р.

Одеса – 2025

- С 89 Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини** : тези доп. міжнар. наук.-практ. конф. — Одеса : ОДАБА, 2025. — 78 с.
ISBN 978-617-8365-26-4

У збірнику розміщені тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини» (12-14 червня 2025 р.)

ОРГКОМІТЕТ КОНФЕРЕНЦІЇ

Ковров А.В., к.т.н., професор, заслужений діяч науки і техніки України, ректор Одеської державної академії будівництва та архітектури, член президії Академії будівництва України, віце-президент Академії енергетики України, академік Української Академії архітектури, **голова оргкомітету**;

Кровяков С.О., д.т.н., доцент, проректор з наукової роботи Одеської державної академії будівництва та архітектури, **заступник голови**;

Гілодо О.Ю., к.т.н. доцент, завідувач кафедри металевих, дерев'яних і пластмасових конструкцій Одеської державної академії будівництва та архітектури, член-кореспондент Інженерної академії України, **заступник голови**.

ЧЛЕНИ ОРГКОМІТЕТУ

Банніков Д.О., д.т.н., проф., Український державний університет науки і технологій;

Білик С.І., д.т.н., проф., Київський національний університет будівництва і архітектури;

Вировой В.М., д.т.н., проф., заслужений діяч науки і техніки України, Одеська державна академія будівництва та архітектури;

Гібаленко О.М., д.т.н., проф., Приазовський державний технічний університет;

Голоднов О.І., д.т.н. проф., ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»;

Гомон С.С., д.т.н. проф., Національний університет водного господарства та природокористування;

Клименко Є.В., д.т.н., проф., Одеська державна академія будівництва та архітектури;

Махінько А.В., д.т.н., проф., лауреат премії Президента України, Національний авіаційний університет;

Пічугін С.Ф., д.т.н., проф., Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка;

Суханов В.Г., д.т.н., проф., Одеська державна академія будівництва та архітектури;

Яковенко І.А., д.т.н., проф., Національний університет біоресурсів і природокористування України;

Lucjan Slecza, Ph.D., Ass. Prof., Rzeszow University of Technology, Польща;

Andrzej Wojnar, Ph.D., Ass. Prof., Rzeszow University of Technology, Польща;

Adriana Bjelanović, PhD, Prof., Civil Eng. Msc, University of Rijeka, Хорватія;

Ivana Štimac Grandić, PhD, Prof., Civil Eng. Msc, University of Rijeka, Хорватія;

Paulina Krol, PhD, Assistant Prof., Civil Eng. Msc, University of Rijeka, Хорватія;

Sanja Dugonjić Jovančević, PhD, Associate Prof., Civil Eng. Msc, University of Rijeka, Хорватія;

Moskalova Khrystyna, Ph.D., Assistant Prof., Development and Training Center for the Metal Industry – Metal Centre Čakovec, Хорватія.

Рекомендовано до друку Вченою Радою Одеської державної академії будівництва та архітектури (протокол №15 від 29 травня 2025 р.).

ANALYSIS OF CURRENT RESEARCH ON THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF REINFORCED TIMBER BEAMS

**Gomon S.S., D.Sc., Prof., Riabcheniuk N.V., post-graduate student,
Lukianenko O.A., post-graduate student**
National University of Water and Environmental Engineering, Rivne

Wood is an environmentally friendly, renewable natural material characterized by a number of structural advantages, including high specific strength, satisfactory deformation properties, corrosion resistance, low density, ease of processing and disposal, absence of surface condensation, and an attractive appearance. This combination of properties ensures its competitiveness compared to steel and reinforced concrete materials in the design of structures for various purposes.

One promising direction for further enhancing the competitiveness of such elements is reinforcement. The relevance of this research lies in the need to assess the performance of reinforced timber beams under conditions close to real-world operation, particularly under repeated low-cycle loading, which is typical for many engineering structures.

An analysis of scientific sources shows that reinforcement is an effective means of increasing the load-bearing capacity and stiffness of both solid and glued laminated timber beams. The use of modern reinforcement materials, such as steel rebars, carbon fibers (CFRP), and hybrid reinforcement systems, opens up new horizons in the design of efficient and durable timber structures.

Some tasks at this stage have been partially addressed or resolved, including:

- a systematization of reinforcement types and materials has been carried out;
- an analysis of applied experimental methods has been performed;
- the results of certain theoretical and numerical models have been compared with empirical data;
- a positive effect of various reinforcement types (single, double, combined) on the performance of beam elements has been identified.

Several methods of timber beam reinforcement are presented in the research. One of the most common is Externally Bonded Reinforcement (EBR), where reinforcing materials such as carbon fiber strips are glued to the surface of the timber beam. Cases of transverse reinforcement using CFRP strips have also been observed.

Internal reinforcement is implemented by integrating reinforcement bars into the timber mass, usually by gluing them into pre-cut grooves or holes. A common method is the Near-Surface Mounted (NSM) technique, where steel or composite bars are installed into channels cut near the surface.

Of significant interest are combined reinforcement schemes, which use different materials (e.g., steel and CFRP) to enhance reliability and durability. Besides carbon fibers, the use of basalt and glass fiber composites is also being explored.

A key characteristic of timber beams is their sensitivity to low-cycle loading, which causes gradual deformation accumulation and changes in the stress-strain state. It has been found that during cyclic loading and unloading, deformation accumulation occurs, along with changes in deflection, neutral axis position, and stress distribution across the cross-section of timber bending elements. It is noted that cyclic low-cycle loading above the material's adaptation limit leads to progressive stiffness reduction and increased residual deformations, significantly affecting the durability of structures.

Conclusions. The analysis of primary sources revealed the following current trends:

- increasing use of composite materials, particularly CFRP, in reinforcing timber bending elements;
- growing interest in combined reinforcement for achieving synergistic effects;
- active development of deformation models and numerical analysis (FEM) as a foundation for modern structural calculations;
- heightened attention to the behavior of timber structures under repeated loading conditions.

At the same time, several problematic aspects were identified:

- limited reflection of the latest timber structure research results in current design standards;
- insufficient study of the long-term performance of timber elements and the effects of low-cycle loading on their behavior;
- lack of optimized solutions for combined reinforcement schemes.

COMBINED CONTRIBUTION OF PU FOAM AND GYPSUM FIBRE SHEATHING ON THE BEHAVIOUR OF LIGHTWEIGHT STEEL C-PROFILE IN A COMPOSITE WALL PANEL

Krolo P., *PhD, Associate Professor*, **Lukačević L.** *mag.ing.aedif., PhD
student*

Faculty of Civil Engineering University of Rijeka, Rijeka, Croatia

Palijan I., *mr.sc.*

Palijan d.o.o., Zagreb, Croatia

This research investigates the structural behaviour and performance enhancement of light steel frame (LSF) systems through the integration of polyurethane (PU) foam and gypsum fibreboard sheathing in composite wall panels. Light steel frame construction is increasingly favored in modern building practice due to its low weight, high precision, ease of prefabrication, and sustainability. However, LSF systems are subject to local and global buckling due to the thin-walled geometry of cold-formed steel profiles. To address this limitation, composite wall panel systems were developed to enhance stiffness, load-bearing capacity, and structural stability. The composite panel under study consists of three primary components: a cold-formed LSF frame, PU foam infill injected under pressure in a controlled factory process, and external gypsum fibreboard sheathing. This configuration ensures strong bonding between the foam, steel, and sheathing, promoting effective composite action. The primary goal of the research was to evaluate the mechanical contribution of the PU foam and sheathing to the overall structural response of the LSF system under axial compression.

Experimental testing was conducted at the Faculty of Civil Engineering, University of Rijeka. A total of nine specimens were tested: four bare LSF structures and five composite panels. All specimens were subjected to uniaxial compression using a 500 kN Zwick/Roell actuator, operated in displacement-controlled mode at 2.5 mm/min. The test setup included vertical fixation of the specimens and the application of load through a steel loading beam designed to ensure uniform load distribution. Displacement measurements were obtained using LVDT devices positioned at critical points along the specimen height and width.

The comparison between the two specimen groups revealed significant differences in mechanical performance. The bare LSF frames, composed only of cold-formed C-profiles, exhibited an average ultimate load capacity of 133.38 kN. In contrast, the composite panels reached an average peak load of 316.7 kN, which is more than double the capacity of the steel frame

alone. Furthermore, the composite panels demonstrated increased ductility, with an average vertical displacement of 10.27 mm at peak load, compared to 5.43 mm for the LSF frames.

Initial stiffness, defined as the slope of the linear portion of the load–displacement curve, was also notably higher in composite panels. The bare LSF structures exhibited an average stiffness of 31.02 kN/mm, while the composite panels achieved 45.76 kN/mm, representing an increase of approximately 50%. This enhanced stiffness results in improved resistance to service load deformations and contributes to the panel's overall stability under compressive loading.

Failure modes observed during testing further underscore the advantages of the composite configuration. Bare LSF frames predominantly failed through local buckling of the web and flange elements, progressing into global out-of-plane buckling and eventual structural collapse. In contrast, the composite panels failed via localized crushing of the C-profile webs, without signs of global instability. The PU foam infill and sheathing effectively braced the steel frame, delayed buckling, and redistributed stresses within the panel, thereby enhancing post-peak behaviour and overall structural resilience. The results clearly demonstrate that composite wall panels provide superior mechanical performance compared to conventional LSF systems. The synergy between the foam core and sheathing significantly improves load-bearing capacity, ductility, stiffness, and failure mode, enabling the development of more robust and reliable prefabricated wall systems for low-energy and nearly zero-energy buildings.

Conclusions. This research confirmed that composite wall panels, combining LSF, PU foam, and gypsum fibreboard sheathing, significantly improve structural performance due to effective composite action. The composite panels demonstrated more than double the load-bearing capacity of bare LSF frames (316.7 kN vs. 133.38 kN), along with improved ductility, as shown by higher vertical displacements at peak load (10.27 mm vs. 5.43 mm). Initial stiffness also increased by about 50% (45.76 kN/mm vs. 31.02 kN/mm), indicating better resistance to deformation under service loads. In terms of failure mode, bare LSF frames failed due to local and global buckling, while composite panels failed through localized crushing, without global instability. This shows that PU foam and sheathing enhance overall stability by bracing the steel frame and delaying buckling. PU foam and gypsum sheathing enable strong composite action, improving strength, stiffness, and resilience. These results support their wider application in lightweight construction and should be considered in future design codes. Further studies are needed on long-term durability, fire resistance, and seismic performance.

FIRE RESISTANCE OF COLD FORMED STEEL FRAMES OF 3D-VOLUMETRIC MODULES IN COMPARISON WITH ROLLED STEEL PROFILES

Maslyanenko Ye.V., PhD (Tech), Associated Professor

Korshak O.M., PhD (Tech), Associated Professor

Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odesa

Modern trends and directions of development of the global industry in general and construction in particular should take into account the solution of immediate practical problems of several global challenges.

The construction industry is currently responsible for a significant share of energy consumption and the associated carbon dioxide emissions. The “carbon footprint” of construction products consists of the extraction and processing of fossil fuels, manufacturing of materials, transportation, operation of machinery and equipment, construction and operation of buildings and structures, etc. In addition, construction production is responsible for the consumption of almost half of all extracted raw materials.

However, the environmental impact of construction production does not end with the life cycle of a building or structure. Both construction and demolition of obsolete and outdated facilities increase the amount of industrial waste that needs to be recycled or disposed of. To this list should be added facilities damaged by natural disasters that have become more frequent as a result of global warming and facilities damaged as a result of terrorist acts and hostilities related to armed aggression by the Russian Federation.

Compared to traditional building materials and techniques, the use of prefabricated modular structures has the potential to solve the above problems. "Shifting the industry dynamic from projects to products" through factory production allows to reduce the quality of construction products and, accordingly, the need for materials, the amount of waste and the amount of energy consumed. The use of materials with a high potential for recycling and reuse, such as steel in the form of rolled or cold formed profiles, is fully in line with the principles of the circular economy - a shift from a linear to a circular material use.

Despite the fact that definitions of circular economy are vary from framework to framework, most of them originated to “ISO/DIS 59004 Circular Economy – Terminology, Principles and Guidance for Implementation”. The standard specifies the term “circular economy” as an economic system that uses a systemic approach to maintain a circular flow

of resources through recycling, maintaining or increasing their value, and which contributes to sustainable development. Commonly, principles of circular economy refer as “4R” – “reduce, reuse, recycle, recover”.

Ensuring the durability, maintenance and safe operation of steel structures in general and modular structures in particular depends, not least, on the fire resistance of structures, which requires appropriate fire protection measures to ensure that the regulatory parameters are met.

To analyze the relationships between key concepts in the literature related to cold form steel, fire resistance, and volumetric modular construction, VOSviewer 1.6.20 software has been employed for creating network maps from scientific publications, providing visualization of terms interconnection and clustering based on co-occurrence analysis of keywords within the titles, abstracts, and texts of the articles.

The nodes (“clusters”) in the map represent the frequency of using keywords and their combinations. The connections between clusters indicate co-occurrence related to the same topics. The size of each cluster reflects the number of references to the particular keyword, and the density of the lines represents the strength of relationships between topics.

The research is focused on the performance of cold formed steel bearing structures, as well as fire resistance of cold formed steel profiles and fire protection methods. The researches of cold-formed steel structures largely divided on two main groups: one group concentrated on the joints rigidity problems; other – investigated lateral stability and performance of stud wall systems. Relatively small number of researches studied stud wall bearing capacity and their behavior under vertical load or the influence of multi-hazard interactions, such as the fire pre-damage effects on the lateral load resistance of the strap-braced walls.

Among others, need to mention full-scale fire tests that investigated and characterized the collapse behavior of a single storey cold-formed steel (CFS) building and related modelling of temperature effects using finite element method. The FE model developed in this study simulated the performance of cold-formed steel cantilever wall/truss system at elevated temperatures. The FEA results demonstrated acceptable correlation with the full-scale fire test results, in terms of failure behavior, angle displacement and collapse temperature. It also proved that plasterboard had significantly improved the thermal and structural performance of cold-formed steel stud wall panels.

Analyzing the mentioned above, it is safe to say that energy-saving and cost-effective solutions should be incorporated at the design stage, choosing those that are most effective in the long run. When choosing design solutions, it is necessary not only to ensure compliance with existing

regulations and regulatory guidelines, but with frameworks that outline the prospects and directions of development of modern society.

Unlike rolled profiles with open and closed cross-sections made of structural steels, which use intumescent paints for fire protection, cold-formed steel profiles, due to their relatively small thickness, require the use of fireproof coatings of greater thickness (10-15 mm) based on gypsum or perlite. For galvanized profiles, the only fire protection method available is cladding using various types of fireboards.

The investigation of steel volumetric modules design economic factors influenced by different methods of fire protection were conducted at the Department of Metal, Wooden and Plastic Structures. Further investigation of economical design related factors of fire resistance of cold formed structures of volumetric modular construction intended to fill the gap.

Similar to the previous research, the modules of overall size 3825×7650×3360 mm were designed by 3D modelling software Autodesk Advance Steel with a frame made of cold formed profiles ("Pruszyński") - stud walls with the plasterboard on both sides. Based on recommendation, alternative design developed with back-to-back (BB) composite profiles. For comparison purpose design with a frame made of rolled profiles (IPE I-beam and RHS profiles with light-weight decking) have been included.

The results of the comparison of structural design solutions in factors of the dead weight of steel structures, the construction weight of the structural elements of the module and the cost, including fire protection of steel structures by applying intumescent paint to meet requirements of fire resistance class R30, fire protective coating and fire rated plaster boards to meet requirements of fire resistance class REI30, are shown in the following diagrams (the most effective of the solutions for each comparison category stated as 100%).

IPE rolled profiles frame is the best for reducing shipping weight of the modules (option with regular joists and composite deck)

Comparison of structural (net) cost of steel fabrication, plasterboard assemblies along with fire protection material demonstrates that modules cold-formed profile frames is the most effective design solution in terms of economic factors and workability.

Conclusions. The module frame elements in the form cold-formed profiles with plasterboards assemblies are more economically effective in terms of steel consumption per sq.m. of total area, however, the module frames made of RHS elements demonstrated almost similar efficiency with application of the intumescent paint (for fire resistance class R30 and more).

Thick fire protective coating (10-15 mm) is the least effective of the reviewed methods of fire resistance improvement of cold formed profiles.

COMPUTATIONAL WOOD ARCHITECTURE FOR BUILDING STOCK EXTENSION

Papadimitraki M., *M.Sc., Research Associate*, **Wagner H.J.,** *M.Sc., Senior Researcher*, **Schwinn T.,** *Dr.-Ing., Senior Researcher*
Menges A., *AA Dipl. (Hons.), Professor*
Institute for Computational Design and Construction (ICD), University of Stuttgart, Germany

Wood is a renewable material, offers ways to overcome resource scarcity and holds great potential for addressing global warming challenges through its carbon sink potential. Building with locally harvested wood helps to create regional value chains, maintain local skills and crafts, and foster resilience and independence. Digital computation and fabrication, including robotics, provide opportunities for the development of novel timber building systems. We aim to expand the scope of timber construction into new application areas including those currently dominated by concrete and steel construction. The ever-growing urban population, housing shortages, high rental and property prices, and limited availability of land and green spaces in desirable locations make building stock extensions (BSEs) a vital strategy for contemporary urban development. Beyond the ecological benefits of BSEs, such as reducing material waste, lowering carbon emissions, preserving green spaces, and mitigating the transportation emissions caused by urban sprawl, they offer significant societal advantages, particularly when combined with computational wood systems. Timber, as lightweight material, enables vertical and horizontal extensions with reduced structural loads, making it ideal for preserving the continuity and architectural identity of existing urban environments, without overburdening their existing structures and consequently incurring high costs for reinforcement strategies.

However, several challenges accompany BSEs. Integrating new timber systems into existing buildings requires advanced computational skills and precise prefabrication techniques. Moreover, public concerns regarding fire safety, structural capability, durability and longevity of timber architecture play a significant role in the limited implementation of such interventions. Also, regulatory constraints that restrict the design possibilities of BSEs, reduced experience and knowledge about timber architecture, and scarcity of data on existing structures limit the realisation and architectural quality of new timber extensions. Furthermore, the majority of multi-storey timber

systems are grid-based with limited spans, which makes the applicability to multifaceted urban environments particularly challenging, and severely restricts the design of open-plan, flexible, multi-purpose spaces¹.

Leveraging computation towards the advancement of wood architecture is an interdisciplinary and integrative research challenge. At the University of Stuttgart, we approach this challenge using a Co-design methodology which is based on the concurrent development of (1) computational design and engineering methods, (2) robotic fabrication and construction processes together with (3) novel material and building systems². The method of Co-design has been successfully applied for the development of segmented timber shells (STS) and a point-supported timber slab system by highly interdisciplinary research teams. A novel building system using hollow timber cassettes was developed and demonstrated in the BUGA Wood Pavilion³. In the livMatS biomimetic shell it was demonstrated how both prefabrication and construction processes can be robotically automated⁴. Finally, Agent-Based Modelling and Finite-Element methods for the computational design and engineering of STSs were demonstrated in the design of the large-span roof of the IntCDC building⁵. Based on the Co-design methodology, a point-supported flat slab system for multi-storey timber construction was developed⁶. This system integrates computational design and engineering methods with novel robotic fabrication processes. The characteristics of the building system are particularly relevant for BSEs. Its mono-material, hollow slab structure allows for material savings of up to 40%. It can also achieve a similar level of design freedom, particularly in terms of spatial flexibility and adaptability, as reinforced

¹ Svatoš-Ražnjević, H., Orozco, L. & Menges, A. Advanced Timber Construction Industry: A Review of 350 Multi-Storey Timber Projects from 2000–2021. *Buildings* 12, 404 (2022).

² Knippers, J., Kropp, C., Menges, A., Sawodny, O. & Weiskopf, D. Integrative computational design and construction: Rethinking architecture digitally. *Civ. Eng. Des.* 3, 123–135 (2021).

³ Wagner, H. J., Alvarez, M., Groenewolt, A. & Menges, A. Towards digital automation flexibility in large-scale timber construction: integrative robotic prefabrication and co-design of the BUGA Wood Pavilion. *Constr. Robot.* 4, 187–204 (2020).

⁴ Opgenorth, N. et al. Multi-Scalar Computational Fabrication and Construction of Bio-Based Building Envelopes. *Fabr.* 2024 22–31 (2024) doi:10.2307/jj.11374766.7.

⁵ Schwinn, T., Siriwardena, L. & Menges, A. Integrative Agent-Based Architectural Design Modelling for Segmented Timber Shells. in *Advances in Architectural Geometry 2023* 177–192 (De Gruyter, 2023). doi:10.1515/978311162683-014.

⁶ Orozco, L. et al. Co-Design Methods for Non-Standard Multi-Storey Timber Buildings. *Sustainability* 15, 16178 (2023).

concrete slabs. Additionally, its independence from a rigid grid allows supports to be positioned freely in alignment with existing structural elements, and it can accommodate irregular building geometries. Lastly, with multiaxial spans of up to 11m and cantilevers of up to 2m it provides spatial and functional design versatility. This includes the possibility of incorporating variously shaped voids or allowing for projection spaces, such as overhangs or balconies, without the need of external supports. Despite the qualities of the building system, awareness among stakeholders-municipalities, investors, designers, and citizens remains limited. To address this issue, we developed a digital design exploration prototype using web-technology that integrates socio-cultural, ecological, and regulatory criteria. It supports stakeholders without architectural or computational design background in making evidence-based decisions by easily exploring a variety of design options and instantly receiving data-driven feedback.

To sum up, computational wood architecture with a Co-design approach for BSEs offers new possibilities in terms of design freedom and resource efficiency, adaptable to various building typologies and uses. Earlier research projects demonstrated the applicability of Co-design in smaller-scale and specialized structures – such as pavilions and segmented timber shells. Recent developments pave the way for applying the method to more common typologies, such as multi-storey buildings. The building design methods for densification, implemented in browser-based configurator tools, offer new opportunities for participatory, early-stage design. These methods integrate interactive, exploratory, and explanatory approaches, complemented by visual communication, to facilitate sustainable, socio-culturally conscious decision-making. Altogether, these create new opportunities for the AEC industry.

Economic feasibility, however, depends on multiple factors – such as scalability and requires further investigation. Data is currently being gathered, as the building system will be implemented in 1,400 m² of timber slabs for the new IntCDC building on the university campus in Vaihingen. Last but not least, the browser-based design exploration tool is currently being used in three case studies with different contextual characters, spatial scales, ownership structures, building typologies, and functional programs. The engagement of diverse stakeholders and the assessment of their feedback will form an integral part of the evaluative process.

The research is supported by the German Research Foundation (DFG) under Germany's Excellence Strategy – EXC 2120/1 – 390831618.

DETERMINATION OF INFLUENCE OF DESIGN FACTORS ON THE STRENGTH OF BENDING 3D-PRINTED ELEMENTS

Somina Yu. A., PhD, Assoc. Prof.

Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odesa

One of the progressive areas that actively uses polymer materials, including for building structures, is additive manufacturing, which ensures the production of three-dimensional solid products from an automated digital file using 3D printing. Considering the demand and widespread use of products manufactured by 3D printing as structural elements, studying their strength properties under load and optimization of their parameters are the important and relevant scientific task. Within the work of the scientific circle of the department of metal, wooden and plastic structures, the solution to the task of research of bending 3D printed elements strength was chosen. According to the results of the literature review, 2 series of samples were formed, which differ in the shape of the cross-section: rectangular (series 1) and T-beams (series 2).

The standard samples with dimensions 10x10mm, length – 200mm were made and prepared. Three variations of the filling percentage of the internal cavity of the experimental sample were chosen: 10%, 50%, 100%. Each series included 6 samples, for each filling percentage, 2 identical twin specimens were made to establish the average bending strength between them. The advantages of the material include in an optimal combination of elasticity and strength, and the disadvantages are some nuances during use like odor and shrinkage.

The tests were carried out on a PROFLINE hydraulic press with load capacity 10 tons. A device with a loading tip and supports was placed on the test machine. Their convergence were taken place at a constant speed.

Before testing, in the middle third of the length of the sample, the width of the sample were measured with an error of ± 0.1 mm and the thickness – with an error of ± 0.02 mm. Before the test, the samples were conditioned according for at least 16 hours at a temperature of $(23 \pm 2)^{\circ}\text{C}$ and a relative humidity of $(50 \pm 5)\%$. The tests were conducted under the same conditions. The distance between the supports were taken as $(15 \dots 17)h$. The loading of the sample was carried out in the middle of the span between the supports smoothly, without jolts.

After testing, the ultimate strength was determined for each sample. The processed results are presented in Fig. 1.

During the analysis of the obtained results, it was found that the best strength characteristics were shown by the T-section, namely its ultimate

strength compared to the rectangular one when the section is filled with 20% plastic is 85%, when filled with 50% – 43%, and when filled with 70% – 57%.

The influence of the percentage of filling the section with plastic on the strength of the experimental samples was also analyzed. Thus, the maximum increase in the strength of rectangular section samples occurred when the section was filled with 50% plastic, with 70% filling no increase in strength was observed. For T-section samples, on the contrary, the greatest strength was shown by beams with the maximum percentage of filling the section with plastic, with 20% filling they made a difference of 33%, and with 50% filling – 25%.

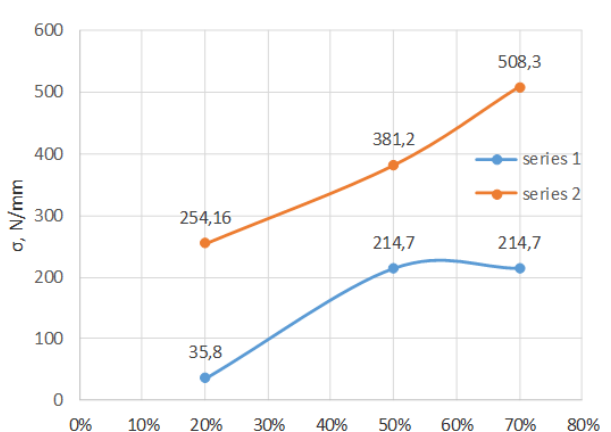


Fig. 1. Diagram of the dependence of the limit strength of samples on the initial factors

Conclusions. Based on the results of the given data, the following conclusions can be presented:

1. The T-shaped cross-section was found to be more effective than the rectangular one when working on bending under the same conditions.
2. The percentage of filling of the internal cavity of the sample correlates with the shape of the cross-section of the sample, which is a more significant design factor among the proposed ones.

Among the prospects for further research are the analysis and comparison of the obtained results, as well as the manufacture and testing of 3 series of samples under the action of repeated loads of different levels.

PREDICTION OF TRANSVERSE DEFORMATION OF SAWN TIMBER FOR THE MANUFACTURING OF LAMINATED PANEL CONSTRUCTIONS

Udovytska M., *Technological College*, **Mayevskyy V.**, *ScD, Professor*,
Udovytskyi O., *PhD, Associate Professor*
Ukrainian National Forestry University, Lviv

One of the most common forming structural elements of wood products is laminated panel constructions (LPC). The quality of these products is mainly determined by the quality of laminated panel construction, which is why they are the subject to high requirements in terms of strength, form stability and aesthetics.

The production of laminated structures requires the ability to combine workpieces with different physical and mechanical properties, ensuring their form stability as an important indicator of the quality of such products.

Transverse deformation (warping) of structural elements occurs due to the anisotropy of the physical and mechanical properties of wood, unequal drying in structural directions, residual stresses arising during drying and mechanical processing of workpieces, etc. By studying the anisotropy of wood deformability across the fibers, it is possible to determine the dimensional parameters of lumber, which, *ceteris paribus*, will have minimal drying (swelling) stresses. Thus, the quality of sawn timber can be planned at the stage of drawing up a log-cutting scheme for sawn timber.

An important factor influencing the elastic characteristics of wood workpieces is their location in the tree trunk, i.e. where they are sawn out (Fig. 1). The elastic characteristics of wood vary depending on the distance from the axis of the tree trunk and the height of the trunk.

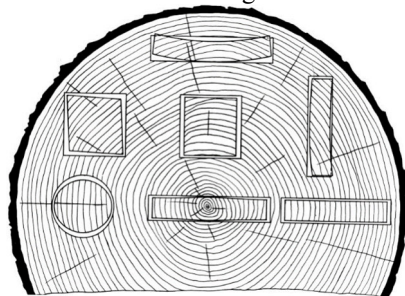


Fig. 1. Deformation of lumber depending on the place of its sawing out

Depending on the position in the post, sawn timber has different resistance to transverse warping. In fact, this is an external effect of the

internal stresses that occur in the board when the moisture content changes. It should be expected that the lumber with the highest resistance to transverse warping will have higher internal stresses. The lower the amount of boards in the posture with high resistance to transverse (and other types of) warping, the lower the losses due to warping.

The main characteristic of the amount of transverse warping is the deflection, which is determined by taking into account the force directed in the opposite direction, which counteracts the transverse warping of the lumber, i.e. there will be no warping. To study the warping force that causes deformation of lumber, we use the methods of material resistance.

As a result of simulation modelling the shape change of lumber under certain initial data, with a change in its moisture content, we obtained graphs (Fig. 2). They show the shape of the lumber faces, i.e. the size of the transverse warping, which depends on the dimensions of the lumber cross-section, moisture content (initial and final) and location in the log cross-section.

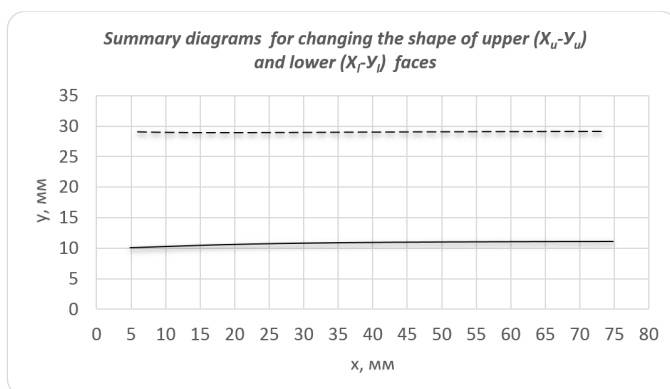


Fig. 2. Summary diagram for changing the shape of lumber faces

The maximum decrease in the thickness of the lumber is 1.997 mm, which is a significant value (about 10%) and must be taken into account when using lumber in the further production of products.

Conclusions. A mathematical apparatus has been developed to study the shape change of lumber, which makes it possible to perform calculations taking into account the warping force under the conditions of lumber operation in variable temperature and humidity fields.

The modelling results indicate that within the cross-section of a log there are lumber with different resistance to cross-sectional warping, and therefore are suitable or unsuitable for use in the LPC.

ОГЛЯД ВІДМІННОСТЕЙ В СУЧАСНИХ НОРМАХ ПРОЄКТУВАННЯ СТАЛЕВИХ СИЛОСІВ ДЛЯ ЗБЕРІГАННЯ ЗЕРНА РІЗНИХ КРАЇН

Банніков Д.О., д.т.н., професор, Лебідь І.М., аспірант
Український державний університет науки і технологій, м. Дніпро

Розвиток сільського господарства протягом двадцятого століття призвів до значного збільшення урожаю збіжжя. В свою чергу, це викликало потребу у збільшенні кількості і об'єму ємностей для зберігання сільськогосподарської продукції. Еволюція конструкції силосів для зберігання зерна поступово перейшла від найпростіших складів ангарного типу до залізобетонних силосів малої місткості (200-300 т) і далі до сучасних високомеханізованих і автоматизованих сталевих ємностей великої місткості (1...20 тис. т). Сучасні силоси для зберігання зерна відрізняються дуже високою ефективністю використання сталі. В зонах низького тиску матеріалу, товщина стін силосу може сягати лише 0,8...1,25 мм. І навіть для силосу місткістю 12 тисяч тон найбільша товщина стін може складати лише 7 мм. Для досягнення такого рівня ефективності при збереженні безпечності та довговічності споруди, необхідні розрахункові методи, які якнайдетальніше описують напружено-деформований стан конструкції і можливі розрахункові стани.

У даному матеріалі наведено огляд деяких відмінностей в найбільш розповсюджених світових нормах з проєктування сталевих ємностей Австралії (AS 3774, 1990), ЄС та України (ДСТУ-Н Б EN 1991-4:2012), США (ANSI/ASAE EP433, 2015), які на думку авторів мають найбільший вплив на результати розрахунку.

Врахування позацентрального розвантаження. Однією із ключових особливостей сталевих силосів, що дозволяє значно зменшувати їх металоємність – рівномірність горизонтального тиску продукту по всьому периметру ємності. Однак, горизонтальний тиск по периметру силосу може бути рівномірним тільки в разі його центрального завантаження і розвантаження. При позацентральному завантаженні чи розвантаженні тиск стає не рівномірним. В австралійському (AS 3774-1996), американському (ANSI/ASAE EP433 1988 (R2011) та відмінену в 2022 році в частині сталевих силосів українському (ДБН В.2.2-8-98) можливість позацентрального завантаження або розвантаження враховується лише за необхідності. В той час, як за сучасним гармонізованим стандартом (ДСТУ-Н Б EN 1991-4:2012), врахування випадкового позацентрального завантаження чи

розвантаження є обов'язковою вимогою при розрахунку. Наведена відмінність в розрахунках призводить до збільшення металоемності розповсюджененого в Україні силосу діаметром 22 метри і місткістю 5 тисяч тон приблизно на 25 %. За нормальних умов, більшість силосів для зберігання зерна завантажуються і розвантажуються центрально. І позацентрове завантаження чи розвантаження, переважно є лише аварійною або позаштатною ситуацією. Проте, ігнорування випадкової позацентровості, викликаной, наприклад, методом завантаження, може призвести до руйнування конструкції. Отже, на даний момент інженеру при проектуванні зерносховища необхідно перевіряти чи було виконано розрахунок ємності, що встановлюється на випадковий ексцентриситет, відповідно до діючих норм (ДСТУ-Н Б EN 1991-

Врахування псевдозрідження. Інколи при зберіганні сипучих продуктів виникає необхідність нагнітання газу в середину ємності. Наприклад, в зернових силосах використовується активна вентиляція для охолодження продукту. За певних обставин це може призвести до повного або часткового псевдозрідження. Тобто до стану, коли повністю або частково зникають зусилля внутрішнього тертя продукту та тертя по стінках ємності. Що призводить до ситуації, коли продукт чинить тиск близький до того який би чинив рідкий продукт.

Американський стандарт (ANSI/ASAE EP433 1988 (R2011)) не передбачає розрахунку тиску від такого стану, однак європейський (ДСТУ-Н Б EN 1991-4:2012) та австралійський (AS 3774-1996) стандарти передбачають, за умови можливості виникнення такого стану. Нажаль в наведених нормах відсутні чіткі критерії за яких можуть виникнути стан псевдозрідження. А отже, рішення щодо врахування можливості такого стану зараз лежить на інженерів, що проводить розрахунок. Більшість вітчизняних і закордонних виробників силосів переважно ігнорують можливість виникнення наведеного стану для силосів, в яких зберігається зерно. Слід зазначити, що для описаного вище, розповсюджененого в Україні силосу, діаметром 22 м і місткістю 5 тисяч тон, тиск на підлогу за рівнянням Янссена (без врахування псевдозрідження) може складати близько 11 т/м², а при врахуванні псевдозрідження тиск може зрости до 14 т/м². А для силосу діаметром 19 м. і аналогічною місткістю 5 000 т з 12 т/м² до 18 т/м², відповідно. Це, в свою, чергу також вказує на необхідність більш чіткого розуміння умов виникнення даного явища, оскільки воно має значний вплив на результати розрахунку.

Врахування нерівномірності тиску на підлогу. Тиск на підлогу силосу відповідно до рівняння Янссена є рівномірним по всій площі

підлоги (Janssen, 1895). Проте, ряд експериментів показали, що тиск на підлогу фактично не є рівномірним. Єдиним стандартом, що враховує можливу нерівномірність є австралійський (AS 3774-1996). Відповідно до п. 6.2.3.2 (AS 3774-1996) тиск на підлогу силосу змінюється в межах 0,75...1,25 від тиску за рівнянням Янссена. Однак, наведене розподілення не повністю відповідає результатам експериментів, які показали можливість збільшення тиску на підлогу по центру силосу на 40 % більше за отримане значення за рівнянням Янссена (Marivone, Fank, do Nascimento, Cardoso, Meira & Willrich, 2018). Крива розподілу вертикального тиску на підлогу силоса, що наведена в австралійському стандарті також значно відрізняється від кривих отриманих експериментально. Отже питання розподілення вертикального тиску на підлогу силосу потребує подальшого дослідження. Одним із розповсюджених аварійних станів зернових силосів є надмірні вертикальні деформації підлоги силосу, які значно ускладнюють, або навіть унеможливають механізовану зачистку силосу від продукту. Однією із причин цих деформацій може бути не врахування нерівномірності тиску, і його локальних підвищень в певних зонах підлоги силосу.

Конструкції всередині ємності. Інколи для нагнітання повітря в середину ємності, для збільшення жорсткості ємності, зміни характеру потоку продукту, всередині силосу встановлюються додаткові конструкції. Єдиним стандартом що дає рекомендації щодо розрахунку навантажень на дані конструкції є австралійський (AS 3774-1996). Однак, наведений в австралійському стандарті розрахунок досить спрощений (John Carsona & David Craig, 2015), а отже вплив внутрішніх конструкцій на напружено-деформований стан ємності повинен бути досліджений додатково.

Висновки. Не дивлячись на багаторічні дослідження в області механіки сипучих тіл, на даний момент все ще залишаються малодосліджені явища, не вірне врахування яких може призвести або до переоцінки реальних значень навантажень, або навпаки, до ігнорування станів які можуть виникнути під час експлуатації та призвести до пошкоджень або руйнувань конструкції. Оскільки ці малодосліджені явища мають значний вплив на результати розрахунків, необхідне подальше вивчення цих явищ.

СУЧАСНІ НАПРЯМКИ АНТИДРОНОВОГО ЗАХИСТУ БУДІВЕЛЬНИХ ОБ'ЄКТІВ

Банніков Д.О., д.т.н., професор, Місюра Є.А., аспірант
Український державний університет науки і технологій, м. Дніпро

В теперішній час по всій території України об'єкти цивільного і промислового будівництва постійно потерпають від повітряних атак. Особливо небезпечним є влучання в об'єкти критичної інфраструктури, об'єкти промислового призначення, а також місця потенційного масового скупчення людей. При цьому мають місце як випадки прямого влучання повітряних засобів враження (ПЗВ), так і непрямого влучання, обумовлені потраплянням уламків та нездетонованих частин ПЗВ.

Найбільш поширеним типом ПЗВ, які застосовуються протягом останнього року, є так звані «дрони-камікадзи» або безпілотні летальні апарати типу «баражуючий боєприпас» (БпЛА). Основними їх типами є БпЛА «Shahed-258», «Shahed-136» і «Shahed-131» великої дальності, а також «Ланцет-3» і «Ланцет-1» малої дальності. Відповідно до наявних статистичних даних ефективність знищення ударних дронів засобами протиповітряної оборони становить приблизно 75%. В той же час інші 25% досягають своєї цілі. При цьому відсоток прямого влучання дронів становить близько 20%, інші 40% потрапляють на відстані 15-20 ме від запланованої цілі, останні 40% вражають об'єкти поза межами цього діапазона. Тому питання захисту будівельних об'єктів від повітряних атак дронів є надзвичайно актуальне для сьогоденних реалій України.

Окремо слід зауважити, що в чинній нормативній базі України об'єктам захисту та їх конструктивній реалізації і тим більше методикам розрахунку й конструювання приділяється дуже мало уваги. І це не дивно, тому що до 2022 року ніхто всерйоз не рахувався із можливістю військових дій на території України. Тому інженерам доводиться практично «з нуля» і в скорочені терміни розробляти, перевіряти та впроваджувати в практику подібні конструктивні рішення, призначені забезпечити захист будівельних об'єктів в першу чергу саме від дронів ударного типу.

Первісними засобами захисту, які застосовуються для невеликих об'єктів є їх огороження фортифікаційними габіонами із засипкою ґрунтом або піском, а також спорудження захисних перекриттів із дерев'яних конструкцій. Проте такий захист слід вважати тимчасовим, оскільки він не здатний протистояти багаторазовим влучанням дронів.

Для багаторазового захисту будівельних об'єктів значних розмірів на тепер розроблено та впроваджено в практику наступну концепцію – створення багатошарових захисних конструкцій, які дозволяють забезпечити захист від усіх видів негативних чинників дії ПЗВ: механічного удару, вибухової ударної хвилі і розкиду та проникненню обломків. Такі укриття включають систему спеціально розроблених захисних шарів в кількості від 3 до 5, кожен з яких виконаний за спеціальною конструктивною схемою, використовуючи специфічні будівельні матеріали та маючи своє особливе призначення.

Узагальнюючи наявні дані слід констатувати, що в цілому розроблено 3 основні типи таких захисних конструкцій.

Перший тип відноситься до конструкцій наземного типу і передбачає встановлення структурної сталеві конструкції навколо об'єкту захисту. Ключовими параметрами при цьому є розмір окремих чарунок та їх просторове розташування. На тепер даних, які б давали змогу оцінити ефективність роботи таких конструкцій немає.

Другий тип також відноситься до конструкцій наземного типу і передбачає влаштування залізобетонного саркофагу. Ключовими параметрами при цьому є товщина і тип матеріалу саркофагу. Для покращення захисного ефекту додатково передбачаються спеціальні типи оздоблення зовнішніх поверхонь, виконані із композитних бетонних сумішей армованих полімерними матеріалами та нанесеним посилюючим шаром композитного матеріалу. Такі конструктивні рішення досить добре зарекомендувати себе під час польових випробувань (рівень зменшення тиску вибухової ударної хвилі сягає 50 разів), а також в процесі експлуатації. Фіксувались лише поодинокі пошкодження саркофагу, які забезпечили захист основного будівельного об'єкта. Проте питання багаторазовості захисту все рівно залишається відкритим для даного типу захисних конструкцій, оскільки повністю виключити фізичні пошкодження на сьогодні не вдається. Їх накопичення може призводити до втрати несучої здатності захисної конструкції в цілому.

Тому наразі тривають роботи з розробки захисних конструкцій *третього типу*, які відносять до конструкцій підземного типу. Ключовими параметрами при цьому виявляються глибина розташування від поверхні ґрунта, тип засипки та конструктивне рішення захисних оболонок. Наразі для таких оболонок використовуються рішення станцій метрополітену мілкого закладання, а також конструктивні елементи мобілізаційного резерву.

РОБАСТНЕ ПРОЄКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ МІНІМІЗАЦІЇ РИЗИКІВ КОРОЗІЙНОЇ НЕБЕЗПЕКИ

Гібаленко О.М., *д.т.н., професор*

ДВНЗ Приазовський державний технічний університет, м. Дніпро

Trofymchuk T.S., *General Manager*

Sivilingenior Taras Trofymchuk AS, Norway

Терещенко С.А., *директор*

ТОВ «СВІТОВІ СТАНДАРТИ», м. Київ

Дослідження спрямовані на подальший розвиток положень норм EN 1990 із застосуванням методів робастного проектування. Вимоги цих норм зумовлюють забезпечення якості металевих конструкцій при розрахунках за методом граничних станів з використанням часткових коефіцієнтів надійності. Для вдосконалення методів експлуатації споруд на всіх етапах життєвого циклу обґрунтовано технологію діагностики та технічного обслуговування. Підвищення живучості та стійкості до впливу агресивних експлуатаційних середовищ забезпечується ефективними методами робастного проектування первинного та вторинного захисту металевих конструкцій від корозії (EN 1991).

Сучасні вимоги до засобів і методів забезпечення живучості та надійності металевих конструкцій базуються на систематизації ознак класифікації агресивних середовищ і показників корозійної стійкості сталей, захисних покриттів та конструктивних форм (вузлових з'єднань, елементів сполучень і їхніх конструктивних частин) з урахуванням характеру та ступеня агресивності корозійних впливів.

Встановлено, що проблема недостатнього ресурсу конструкцій, які експлуатуються в середовищах із різним ступенем агресивності, значною мірою пов'язана з відсутністю методичного обґрунтування проектних і технологічних рішень первинного та вторинного захисту від корозії за показниками надійності та умовами безпеки будівельних об'єктів. Методи досягнення раціонального ефективного ресурсного стану конструкцій розглядаються у межах застосування робастних засобів теорії проектування з метою управління при їх утворенні та експлуатації.

Для отримання достовірної інформації та даних на основі статистичного аналізу пошкоджень, дефектів, недоліків та недосконалостей необхідний часовий проміжок, протягом якого ускладнюється збирання, обробка, накопичення й зберігання інформації. При цьому характеристики надійності можуть бути

визначені на основі властивостей конструкції та експлуатаційного середовища, які мають масовий характер і оцінюються статистичними методами. До таких властивостей належать: властивості матеріалів конструкцій; характер зовнішніх впливів, які часто повторюються та реєструються; геометричні параметри будівель, споруд та їхніх конструктивних елементів (характеристики вузлів, з'єднань, форми та види сполучень), включаючи споруди вантажопідіймальних механізмів.

Життєвий цикл металоконструкцій каркасів промислових будівель, що експлуатуються, технологічного та монтажного обладнання кранів визначено значним терміном експлуатації.

Для отримання достовірної інформації та даних на основі статистичного аналізу ушкоджень, недоліків, недосконалостей необхідний тимчасовий проміжок, у якому утруднений збір, обробка, накопичення та зберігання інформації.

До цих властивостей належать: властивості матеріалів конструкцій; величини зовнішніх впливів, які часто повторюються та реєструються; геометричні параметри будівель, споруд та їх конструктивних елементів; характеристики вузлів, з'єднань та з'єднань вантажопідійомних механізмів.

Ці параметри теорії надійності визначають як базисні змінні, які можуть бути представлені математично як випадкові величини чи стохастичні процеси і знайдені з урахуванням натурних досліджень.

У цьому випадку граничний стан конструкції (наявність недоліків, недосконалостей, ушкоджень) визначається як функція базових змінних. Для вирішення основного завдання теорії надійності несучих будівельних конструкцій та теоретичного визначення ймовірності настання стану відмови використовується вихідна інформація - отримані статистичні дані про базові змінні.

Формалізація процесу аналізу передбачає опис можливих дефектів і пошкоджень (наявність недоліків, недосконалостей, помилок проектування та експлуатації) об'єкта, які виникли період життєвого циклу або: на етапах монтажу-демонтажу, транспортування та зберігання, що, своєю чергою, обумовлено інтенсивністю відмов складових компонентів.

Введення та визначення вхідних функцій дефектних елементів здійснюється шляхом фіксації переліку можливих недосконалостей (дефектів і пошкоджень сталевих конструкцій, змін технічних властивостей споруди або механізмів у результаті тривалої експлуатації, впливу факторів середовища функціонування об'єкта). Також це здійснюється шляхом аналізу умов виробничого майданчика,

визначення параметрів форми конструкції та якості матеріалу, або шляхом ідентифікації дефектів (деформацій) конструкцій тощо.

Об'єкт описується станом L компонентів. Якщо S_i — кількість можливих індивідуальних недосконалостей j -го компонента, тоді загальна кількість M можливих недосконалостей контролюваного об'єкта визначається як:

- чи існують окремі недоліки (один компонент має один недолік);
- у випадку недосконалості окремих елементів та множинних дефектів об'єкта (один або декілька компонентів мають один недолік);
- для кратних недосконалостей компонентів та кратних недосконалостей об'єкта (один компонент має кілька недосконалостей);

У разі наявності відомого реалізованого об'єкта експлуатації враховуються його технологічне призначення (зокрема порядок введення даних на стадії проектування), можливі недосконалості об'єкта та реалізованих функцій, а також методики проведення діагностики стану конструкцій і вузлів.

Моделювання взаємодії факторів і параметрів навколишнього середовища (система МЕТАЛЕВА КОНСТРУКЦІЯ СПОРУДИ – КОНСТРУКТИВНІ ЕЛЕМЕНТИ ВУЗЛИ І СПОЛУЧЕННЯ – ЕКСПЛУАТАЦІЙНЕ СЕРЕДОВИЩЕ – ХАРАКТЕРИСТИКИ ВНУТРІШНІХ І ЗОВНІШНІХ ВПЛИВІВ) здійснюється за допомогою орієнтованого ациклічного графа.

Використання процедури робастного проектування, а також моніторинг процесу прийняття рішень для забезпечення умов цілісності металевих конструкцій, вузлів і безпеки існування, створення та експлуатації споруд, відповідає вимогам із детальним описом кожного конкретного недоліку або невідповідності виконання робіт стосовно прийнятій технології (створення й експлуатації).

Методика дозволяє визначати й оцінювати ризики під час планування процедури ухвалення проектних рішень і конструювання. У цьому випадку виникає можливість економічної оптимізації матеріальних витрат із метою зниження вартості створення об'єкта будівництва в цілому. Підвищення ефективності цього методу досягається при оцінці та дослідженні декількох об'єктів, задіяних у виробничому процесі.

ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ СТАЛЕВОГО ВУЗЛОВОГО КОНЕКТОРА ПЕРЕХРЕСНО-БАЛОЧНОЇ КОНСТРУКЦІЇ З КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ

Гілодо О.Ю., *к.т.н., доцент*, **Арсирій А.М.**, *к.т.н., доцент*,
Сьоміна Ю.А., *к.т.н., доцент*, **Коршак О.М.**, *к.т.н., доцент*
Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса
Безушко Д.І., *к.т.н., доцент*
Одеський національний морський університет, м. Одеса

В останні роки в будівельній галузі спостерігається значний інтерес до використання клеєної деревини для створення перехресно-балкових конструкцій, які мають високу міцність і стабільність. Важливим елементом таких систем є вузли, які забезпечують з'єднання окремих елементів, і навіть перерозподіляють зусилля з-поміж них. Одним із рішень для кріплення елементів перехресно-балкових систем є сталеві болтові конектори, які можуть забезпечувати високу надійність з'єднань, поєднуючи переваги як деревини, так і сталі. Перехресно-балочні системи передбачають використання балок, які з'єднуються одна з одною під певним кутом, що дозволяє ефективно сприймати навантаження та підвищити жорсткість конструкції. У таких системах найважливішу роль відіграють вузли з'єднання, тому що від їхньої ефективності залежить стабільність усієї конструкції. Вузли, що використовують болтові з'єднання з металевими конекторами, стають особливо актуальними в тих випадках, коли необхідно підвищити стійкість до динамічних та статичних навантажень.

Мета дослідження: визначити напружено-деформований стан вузла з оригінальним конектором перехресно-балочної плити з клеєної деревини під впливом статичного навантаження.

Методика досліджень: для випробування було виготовлено два зразки вузлового з'єднання. Перший – прототип вузла перехресно-балочної плити перекриття, обертої по кутах, зі змінними перерізами елементів, і другий – контрольний зразок з постійними перерізами елементів по всій їхній довжині. Перехресно-балочна плита міжповерхового перекриття представляє собою конструкцію, що зібрана з невеликих за довжиною елементів з клеєної деревини, об'єднаних за допомогою парних конекторів в кожному куті структури. Нижня поверхня структури плити має криволінійну плоску купольну форму. Новий простий спосіб з'єднання двох, трьох або чотирьох каркасних елементів дозволяє змінювати конструкції безпосередньо на місці, з'єднання може бути затребуване при

будівництві поверхонь різної форми, включаючи плоскі, склепінчасті, хрестоподібні склепіння, зруйновані тощо. Технологія дозволяє споруджувати стратодезичні купольні системи, гіперболічні параболоїди та інші складні геометричні форми. Таким чином, конектор значно спрощує процес проектування і монтажу конструкцій, збільшуючи їх функціональність і естетичну привабливість. Відповідно до поставлених завдань досліджень була розроблена програма експериментальних випробувань дослідних зразків. Статичне навантаження створювали укладкою цегли на площадку, що передавала навантаження на конектор.

Для аналізу напружено-деформованого стану елементу в програмному комплексі «ЛІРА-САПР» була розроблена просторова комп'ютерна модель. Характеристики жорсткості об'ємним скінченим елементам задавалися з урахуванням анізотропних властивостей деревини відповідно до нормативних вимог. Моделювання вузла виконували стрижневими і пластинчастими елементами. Визначено відхилення результатів розрахунку від дослідних даних. Слід також зазначити, що при розрахунку стрижневими елементами переміщення менше ніж дослідні, а при розрахунку пластинчастими елементами переміщення більше ніж дослідні, що може бути використано у запас міцності.

Висновки:

1. Запропонована конструкція оригінального конектора для перехресно – балочних конструкцій з клеєної деревини.
2. Результати чисельного експерименту показали достатню несучу здатність вузла з конектором.
3. Моделювання вузлів із використанням різних типів скінчених елементів дає різні результати порівняно з експериментальними даними. Пластинчасті елементи забезпечують точніші результати переміщень, ніж стрижневі.
4. Використання пластинчастих елементів дозволяє отримати запас міцності, що може бути корисним у проектуванні конструкцій.
5. Максимальне відхилення між розрахунками та експериментальними даними для стрижневих елементів більше порівняно з пластинчастими, що слід враховувати при виборі методу моделювання.

КАРКАСНІ БАГАТОПОВЕРХОВІ БУДИНКИ З БЕЗБАЛОЧНИМИ ЗБІРНИМИ ПЕРЕКРИТТЯМИ З КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ

**Гілодо О.Ю., к.т.н., доцент, Височан Н.К., к.т.н., доцент,
Арсірій А.М., к.т.н., доцент, Павленко В.В., студент**
Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса

Сучасне будівництво прагне екологічності, енергоефективності та зниження витрат, що робить клеєну деревину перспективним матеріалом для висотного будівництва. Багатоповерхові будівлі з клеєної деревини мають високу міцність, легкість, стійкість до сейсмічних навантажень і низький вуглецевий слід. Однак, незважаючи на активний розвиток технологій, залишаються питання, пов'язані з вогнестійкістю, довговічністю вузлових з'єднань та економічною ефективністю. Основний напрямок сучасного домобудування – проєктування та будівництво безкаркасних багатоповерхових будівель на основі CLT панелей: панелей – перекриттів та панелей – стін. Нами розглядається альтернативне конструктивне рішення безбалочного каркасу з панелями, опертими по кутах на консолі колон. Окрім економії матеріалу та прискорення монтажу пропонується до застосування технологія виготовлення панелей перекриття у вигляді перехресно-балочної системи з дерев'яних планок, об'єднаних у вузли оригінальним конектором. Винахід належить до універсальних вузлів з'єднання каркасних елементів, а саме стосується конструкції вузла з'єднання і способу збирання елементів каркасу будівельних конструкцій, що можуть бути з'єднані під різними кутами під час монтажу будівельних конструкцій із створенням потрібних кутів з'єднання елементів каркасу та з можливістю внесення змін у вже існуючі конструкції. Запропонований нами спосіб з'єднання двох, трьох або чотирьох каркасних елементів дозволяє змінювати конструкції безпосередньо на місці, з'єднання може бути затребуване при будівництві поверхонь різної форми, включаючи плоскі, склепінчасті, хрестоподібні склепіння, зруйновані тощо. Технологія дозволяє споруджувати стратодезичні купольні системи, гіперболічні параболоїди та інші складні геометричні форми.

В універсальному вузлі з'єднання елементів містяться діагональні кріпильні елементи. При цьому з'єднувані торці елементів виконані під кутом 45° до повздовжньої центральної осі з'єднуваного торця відповідного каркасного елемента, а каркасні елементи будівельних конструкцій сполучені гранями їх з'єднуваних торців з утворенням

кута 90° між ними. Запроектована модель 2×2 м перехресно-балочної плити розміром 6×6 м зі спиранням по кутах на консолі колон. Перерізи елементів плити визначені під нормативне навантаження житлової багатоповерхової будівлі. Особливістю плити є купольна форма її нижньої поверхні. Далі можна зробити новий крок і розглядати плиту, як пологу оболонку, що обперта на чотири кута. Безбалочне перекриття з крупнорозмірних плит отримало переваги просторової роботи під навантаженням пологої оболонки. Розвинуті контурні опорні балки плити добре сприймають розпір та накісні зусилля у кутах. Відсутність ригелів вимагає додаткових заходів для забезпечення просторової жорсткості каркасу. Загальна стійкість будівлі забезпечується суцільною роботою горизонтальних дисків перекриттів та вертикальних в'язів. Перекриття сприймають експлуатаційні навантаження і забезпечують жорсткість та незмінність будівлі в горизонтальній площині шляхом перерозподілу зусиль від вітру та інших горизонтальних навантажень. Забезпечення просторової жорсткості у вертикальній площині спрощується, якщо застосувати комбіноване рішення – зі сталевими колонами і в'язами.

Попередній розрахунок перехресно-балочної плити показав ї достатню несучу здатність. Рівномірно розподілене навантаження було приведено до зосередженого у вузлах. Визначивши зусилля, оптимізували поперечні перерізи окремих елементів плити – оболонки. Для визначення ефективності запропонованого конструктивного рішення були зроблені дві цифрові моделі багатоповерхових будівель з однаковим об'ємно-планувальним рішенням. Перша – зі сталевими колонами і дерев'яними плитами – оболонками, обпертими на консолі колон, друга зі звичайним сталевим балочним каркасом і монолітними залізобетонними перекриттями. Збільшення зусиль в колонах в першому конструктивному варіанті з безбалочним перекриттям не призвело до критичних деформацій каркасу. Максимальні деформації при дії розрахункових навантажень не перевищили критичних значень.

Результати розрахунків показали ефективність безригельного каркасу з перехресно-балочними плитами з клеєної деревини та його конкурентоздатність в порівнянні з традиційним каркасом зі сталевими колонами і монолітними залізобетонними перекриттями.

АНАЛІЗ ШЛЯХІВ РОЗВИТКУ ТА ВИКОРИСТАННЯ ПЕРЕКРИТТЯ З ДЕРЕВА ТА КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ

Гіманов О.М., аспірант

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса

Деревина є одним з найдавніших будівельних матеріалів, який використовувався людством протягом тисячоліть. Від найперших дерев'яних хатин до складних архітектурних споруд, деревина завжди була важливим ресурсом завдяки своїй доступності, легкості обробки та міцності. У стародавні часи дерев'яні конструкції були основою житла, оборонних споруд та релігійних будівель.

З розвитком технологій та промислової революції у XIX столітті деревина поступово почала поступатися місцем іншим матеріалам, таким як сталь та бетон. Проте, у сучасному будівництві деревина залишається популярною завдяки своїм екологічним властивостям та естетичній привабливості. У зв'язку з цим аналіз літературних джерел з визначенням шляхів розвитку та використання плит перекриття з дерева та клеєної деревини – є **актуальним** завданням.

Виконавши аналіз переваг використання деревини як сучасного будівельного матеріалу – можливо визначити, що особливо цінним є акцент на екологічних перевагах та впливі на здоров'я людей. Так можна визначити 7 основних принципів, що обґрунтовують використання деревини у якості будівельного матеріалу:

1. Управління вуглецевим бюджетом планети. Вважається що деревина є низьковуглецевим будівельним матеріалом, здатним допомогти зменшити викиди CO₂ за рахунок поглинання вуглецю під час росту дерев і меншої енергоємності його обробки порівняно зі сталлю та бетоном.

2. Ущільнення міст. Вага дерев'яних конструкцій менша ніж у металевих та залізобетонних, тому використання деревини створює можливості збільшення поверховості існуючих будівель. Також дозволяє виконувати будівництво на складних ділянках при необхідності зменшення ваги конструкцій.

3. Деревина і добробут. Середовище в якому оздоблення виконано з деревини забезпечують здоровішу атмосферу завдяки впливу на рівень стресу й комфорт.

4. Майбутнє за індустріалізацією. Інновації у індустріальному виробництві дерев'яних конструкцій сприяють швидшому та більш ефективному процесу будівництва.

5. Сталий розвиток. Визначено важливість відповідального управління лісами для збереження біорізноманіття й збільшення запасів вуглецю.

6. Дослідження властивостей деревини. Деревина має особливі характеристики, що вимагають додаткових досліджень для гарантії безпеки, міцності та довговічності.

7. Інновації. Новітні технології та дослідження відкривають перспективи розширення застосування дерева у багатоповерхових будівлях.

Як і будь-який будівельний матеріал, деревина має свої особливості, що потребують уважного вивчення та врахування при проектуванні та будівництві. Однією з проблем є забезпечення міцності та вогнестійкості дерев'яних конструкцій, особливо в умовах підвищених вимог до пожежної безпеки.

Дерев'яні міжповерхові перекриття відіграють значну роль у сучасному будівництві, поєднуючи в собі естетичну привабливість, екологічність та функціональність. Крім того, дерев'яні перекриття повинні відповідати сучасним стандартам щодо звукоізоляції та вібростійкості, забезпечуючи комфорт та затишок у приміщеннях.

Аналізуючи останні дослідження, можливо відзначити, наступні сучасні напрями розвитку конструкцій перекриття з клеєної деревини:

- реконструкція та підсилення. Дерев'яні конструкції широко використовуються при реконструкції будівель та споруд. Аналізується як можливість підсилення старих дерев'яних конструкцій так і заміна інших типів перекриття на дерев'яні з використанням сучасних технологій зведення.

- Інноваційні матеріали та типи з'єднання. Розробка нових матеріалів та типів з'єднання конструкцій розширюють можливості використання та модернізації міжповерхових перекриттів.

- вібрація та звукоізоляція. Конструкція та матеріали міжповерхових перекриттів значно впливати на звукоізоляцію та рівень вібрації. Дослідження показали, що підлогові покриття на дерев'яних плитах поведуться інакше, ніж на бетонних плитах. У дерев'яних конструкціях визначають зменшення рівня вібрації.

- підвищення вогнестійкості. Хоча дерев'яні міжповерхові перекриття мають багато переваг, їхня вогнестійкість є складним питанням, яке потребує ретельного розгляду властивостей матеріалу, конструкції та методів випробувань. Досягнення в області чисельного моделювання та розуміння принципів, мають вирішальне значення для підвищення пожежної безпеки в дерев'яних конструкціях.

Аналізуючи останні дослідження, можливо відзначити, що науковці зосереджені на покращенні характеристик конструкцій з клеєної деревини щодо міцності, індустріалізації (технології зведення), підвищення вогнестійкості та звукоізоляції, зменшення вібрації та вартості виробництва.

Незважаючи на досягнення вітчизняних та закордонних вчених, завжди залишаються проблеми в оптимізації проектних рішень. Дослідження продовжують зосереджуватися на мінімізації споживання матеріалів при максимальному збільшенні продуктивності.

Сформульовано мету та задачі дисертаційного дослідження. Аналізуючи отримані результати та спрощення та невизначеності, що прийнято при розрахунку спираючись на аналіз літературних джерел можна сформулювати **мету дисертаційної роботи** – виконати експериментально – теоретичні дослідження роботи перехресно – балочної системи перекриття з клеєної деревини, з використанням інноваційного конектору у вузлах, запропонувати рекомендації щодо розрахунку і проектування.

Для досягнення поставленої мети визначимо наступні задачі:

- виконати аналіз конструкцій плит з клеєної деревини та технології їх виготовлення;
- розробити конструктивні рішення елементів і вузлів перехресно – балочної плити з деревини, обпертої по кутах з використанням конектору;
- запропонувати теоретичне обґрунтування фізичної і математичної моделі перехресно – балочної плити з деревини, обпертої по кутах;
- провести експериментальні дослідження міцності, жорсткості, стійкості натурних фрагментів і моделі перехресно – балочної плити з деревини, обпертої по кутах з визначенням їх напружено – деформованого стану;
- запропонувати конструктивно-технологічне рішення універсального вузла кріплення елементів плити з клеєної деревини;
- розробити технологію виготовлення перехресно-балочної системи перекриття з деревини.

ПОСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ СТАЛЕВИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ

Голоднов О.І., д.т.н., професор

Державний університет «Київський авіаційний інститут», м. Київ

Разом з новим будівництвом все частіше виникає необхідність в проведенні робіт по відновленню експлуатаційної придатності будівельних конструкцій будинків і споруд.

Обстежуваний будинок являє собою складну в плані восьмиповерхову споруду. В будинку, окрім житлових приміщень, які розміщено з 2 по 8 поверхи, розташовано приміщення громадського призначення на 1-му поверсі та двоповерховий паркінг.

Конструктивна система будинку – змішана. Просторова жорсткість будинку забезпечується спільною роботою зовнішніх та внутрішніх стін та перегородок, монолітних залізобетонних колон, а також горизонтальними дисками перекриттів і покриття.

Необхідність у проведенні обстеження конструкцій виникла у зв'язку з появою пошкоджень в частині плити залізобетонного перекриття внаслідок порушення технології бетонування плити в зимовий період.

Було проведено обстеження фрагменту залізобетонної плити перекриття, визначено її технічний стан, виконано розрахунки і проектування конструкцій посилення фрагмента плити перекриття паркінгу будівлі відповідно до вимог чинних нормативних документів і зроблено висновок про можливість та умови подальшої експлуатації.

Вказані роботи необхідно вирішувати в комплексі, тобто прогнозу можливого продовження терміну експлуатації конструкцій будівель та споруд повинні передувати роботи, пов'язані з оцінкою їхнього технічного стану. Ці роботи необхідно виконувати відповідно до вимог чинних нормативних документів.

Методи досліджень:

- аналіз наявної технічної документації;
- візуальне та інструментальне обстеження конструкцій фрагменту плити перекриття в паркінгу будинку в осях А-Б/8-9;
- оцінка технічного стану конструкції плити на основі аналізу технічної документації та результатів обстеження конструкцій;
- підготовка висновку про технічний стан і експлуатаційну придатність конструкцій будівлі, можливість та умови її посилення;
- розробка проекту посилення конструкції плити;
- виконання робіт з посилення конструкції плити.

Під час проведення обстеження було встановлено, що плита в осях А-Б/8-9 в центральній частині має руйнування захисного шару бетону для арматури. Арматура в цій частині плити оголена та кородована. Прогини плити в межах 70 мм. За всіма ознаками руйнування бетону та корозію арматури було спричинено порушеннями технології під час виконання робіт з устрою конструкцій – незадовільне виконання ущільнення бетону, порушення режиму прогрівання. Додатковими причинами корозії арматури можна вважати регулярне замочування конструкцій водою при експлуатації під час прориву водонесучих комунікацій, що було підтверджено замовником.

Визначення міцності та однорідності бетону виконано ультразвуковим методом згідно ДСТУ Б В.2.7-226:2009. Суть ультразвукового методу полягає у вимірі часу t проходження ультразвуку від випромінювача до приймача і бази L прозвучування (відстані між випромінювачем і приймачем).

Згідно вимог п. 5.2 чинного нормативного документа ДСТУ 9273:2024 технічний стан конструкції фрагмента плити перекриття в паркінгу будинку в осях А-Б/8-9 відноситься до стану «3» – не придатний до нормальної експлуатації, оскільки конструкція не відповідає категоріям «1», «2» щодо несучої здатності або нормальної реалізації захисних функцій, але аналіз дефектів і пошкоджень з перевірними розрахунками виявляє можливість забезпечення її цілісності до проведення ремонту, посилення або заміни за умови відсутності додаткового навантаження.

Оскільки технічний стан стан конструкцій плити перекриття в паркінгу будинку відноситься до стану «3» – не придатний для нормальної експлуатації, подальша безпечна експлуатація без виконання заходів щодо ремонту або заміни неможлива. Розглядалися 2 варіанти:

- демонтаж з подальшою заміною у відповідності з проектом, згідно якого було побудовано будинок;
- посилення конструкцій плити шляхом устрою плоскої балкової клітки, яку необхідно підвести під плиту.

Для виконання робіт з посилення було необхідно розробити відповідний проект. Посилення плити запропонованим способом дозволило виконати роботи у короткі терміни з виключенням «мокрих» процесів. Навантаження від ваги конструкцій плити згідно з розробленим проектом передається на конструкції рами, колони та фундаментну плиту будинку.

З початку роботи (виїзд на місце, ознайомлення з об'єктом, обмірні роботи) до здачі об'єкту в експлуатацію пройшло менше 45 днів.

НЕЙРОННІ МЕРЕЖІ ДЛЯ ДІАГНОСТИКИ ТА ЗМІЦНЕННЯ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ З УРАХУВАННЯМ ДИНАМІЧНОЇ ПОВЕДІНКИ ОДНОПОВЕРХОВОЇ КАРКАСНОЇ БУДІВЛІ

Давидов І.І., к.т.н., доцент,

Чабан В.П., к.т.н., доцент

*Український державний університет науки і технологій
ННІ Придніпровська державна академія будівництва та архітектури,
м. Дніпро*

Недоліки традиційних методів діагностики пошкоджених конструкцій: труднощі у виявленні прихованих дефектів, тривалість та трудомісткість аналізу технічного стану різноманітних конструкцій та вузлів, людський фактор – можливі помилки експертів.

Інтеграція технологій на основі штучного інтелекту (нейромережі) дозволяє забезпечити автоматизацію та точність діагностики.

В умовах воєнних дій в Україні та наявності великої кількості будівель та споруд з металевими каркасами, багато з яких експлуатуються вже десятки років, а також враховуючи останні серйозні наслідки землетрусів у світі, це завдання стає особливо актуальним.

Автори розвивають напрями, які акцентують увагу на взаємозв'язку між пошкодженнями конструкцій та їх динамічними характеристиками, оскільки останні можуть бути ефективним інструментом для комплексної оцінки технічного стану як окремих елементів, так і всієї будівлі загалом.

Динамічні характеристики, такі як частоти власних коливань, амплітуди та форми коливань, а також дисипативні властивості нерозривно пов'язані з характеристиками міцності.

Сталеві каркаси, більш чутливі до динаміки, дозволяють максимально ефективно застосувати такий підхід з використанням нейромереж.

Об'єкт дослідження – будівля магазину зі сталевим каркасом 30х38,5м. Каркас виконаний за рамною схемою: колони (зі спарених «в коробку» швелерів №30, №24, №20) жорстко з'єднані з фундаментами (монолітні ростверки по буроін'єкційним палям Ø400мм 5м та цоколь у вигляді монолітних фундаментних балок), ферми (з кроком 6м, з труб: верхні та нижні пояси 160×5мм, рядові розкоси та стійки 100х4мм; опорні розкоси 140х5) шарнірно з колонами.

Стійкість забезпечується вертикальними зв'язками між колонами

(«А-типу», 120×4мм), покрівельних вертикальних та горизонтальних зв'язків (розкосного типу, 80×4мм).

З одного боку на 12м виконано вбудоване монолітне перекриття сталевих балках, яке локально підсилює жорсткість каркаса.

Покрівля виконана утеплена багатошарова, стіни – з навісних сендвіч-панелей. Будівля розташована у несеїсмічному районі.

Внаслідок впливу повітряної хвилі після ракетного обстрілу зруйновано стінове заповнення, вертикальні зв'язки по колонах, пошкоджено горизонтальні зв'язки з ферм.

Технічний стан основних несучих конструкцій, колон, ферм, перекриттів – задовільний.

Початкові частоти перших форм коливань до пошкодження складають 3.5Гц (горизонтальні коливання диска покриття, зумовлені згинальними коливанням колон вздовж довгої сторони); 4.5Гц (горизонтальні коливання диска покриття, зумовлені згинальними коливанням коло вздовж короткої сторони).

Після втрати частини зв'язків частоти перших форм коливань знизились на 20-40%, тобто до 2.1-3.2 Гц.

Частоти вертикальних коливання ферм покриття зменшились на 10% з 6.8Гц до 6.1Гц.

Руйнування зв'язків зменшує загальну жорсткість системи, особливо в площині коливань перпендикулярно рамі.

Втрата горизонтальних зв'язків по фермах послаблює сумісну роботу ферм, і може спричинити деформаційне «розмикання» просторової схеми.

Це призведе зниження частоти крутильних (за рахунок згинальних коливань колон у протифазі) форм на 37% з частот на 5.1Гц до 3.2Гц.

Методика використання штучних нейронних мереж (ШНМ) для прогнозування втрати жорсткості конструкцій, може бути застосована наступним чином.

1. Класифікація пошкоджень за фото (CNN) – застосування згорткової нейронної мережі на PyTorch для обробки зображень конструкцій. Аналіз фото з мітками рівня пошкоджень: «легке», «середнє», «критичне».

2. Аналіз динамічних характеристик (RNN/MLP) – сигнали з акселерометрів обробляються у Python, витягується спектр і частоти. Порівняння спектрів до та після пошкодження дає змогу виявити зменшення жорсткості (наприклад, зниження частот – ознака пошкоджених зв'язків).

3. Аналітичне підтвердження результатів – ШНМ класифікувала зображення з ймовірністю 87% як пошкоджені, але основні елементи

каркаса мали низьку ймовірність ушкодження. Це підтверджує гіпотезу, що основний удар прийняли зв'язки.

4. Візуальне підтвердження – карти пошкоджень конструкцій (червоним – зони найбільших втрат зі зображень/динаміки, жовтим – середній рівень, зеленим – неушкоджені зони.

5. Інтеграція в BIM-модель (Revit, Tekla). Зв'язок Python ↔ Revit через Dynamo + JSON/Excel. Обробка IFC-моделей через ifcopenshell, відображення в BlenderBIM/BIMVision. Приклад: Dynamo експортує ID вузла + фото → Python класифікує → Dynamo імпортує результат і виводить клас пошкодження в параметрах Revit.

Обидві моделі CNN (обробка фотографій) та RNN (аналіз динамічних характеристик) можуть бути використані для оцінки стану конструкції та прогнозування потреби в підсиленні.

Наприклад, якщо втрата частоти становить понад 20% у певній формі, система пропонує варіанти підсилення сталевих колон зовнішніми накладками або обоймами; встановлення нових зв'язків; локальне відновлення зварних або болтових з'єднань і т.п.

Модель повинна враховувати реальні обмеження об'єкта – доступність елементів, черговість робіт, взаємодію з існуючими конструкціями. У поєднанні з BIM-середовищем (наприклад, Revit + Dynamo або Tekla Structures + Python) це дає змогу: візуалізувати варіанти підсилення на цифровій моделі.

Зв'язок з BIM-моделлю (наприклад, Revit + Dynamo, Tekla Structures + Python, BlenderBIM + IFC) дає такі переваги:

- створення 3D-сценаріїв, які показують, як саме буде виглядати підсилена конструкція;
- автоматичний підрахунок матеріалів (довжини, площі, маса металу), трудозатрат, вартості;
- оновлення параметрів елементів моделі: тип ушкодження, клас пошкодження, ступінь втрати жорсткості тощо.

Адаптація до нормативних вимог – наприклад, через шаблони рішень, що вже відповідають ДБН або Єврокодам, вбудовані у бібліотеку Dynamo або Tekla.

ПІДВИЩЕННЯ СТІЙКОСТІ ЦЕНТРАЛЬНО СТИСНУТИХ МЕТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗОВНІШНІМ ВУГЛЕЦЕВОВОЛОКОННИМ АРМУВАННЯМ

*Дзюба С.В., к.т.н., доцент, Згонніков К.С., здобувач ступеня
доктор філософії, Дзюба В.С., магістр будівництва та цив. інж.
Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса*

Процеси тривалої експлуатації будівельних конструкцій визначають широку необхідність відновлення або посилення існуючих перерізів їх несучих елементів. Стосовно металевих конструкцій ця необхідність обумовлюється можливими змінами діючих навантажень, руйнуванням зовнішніх поверхонь елементів агресивними впливами навколишнього середовища, а також необхідністю зниження рівня діючих напружень, призначеного компенсувати зміни фізико-механічних властивостей матеріалу, що відбуваються під дією тривалих процесів його старіння або втоми.

Традиційні методи вирішення зазначеної проблеми передбачають розвиток геометричних характеристик поперечних перерізів різними комбінаціями додаткових елементів зовнішнього посилення, які встановлюються з використанням зварних або болтових з'єднань. При цьому, як правило, здійснення даних рішень стає можливим тільки при частковому або повному розвантаженні конструкцій.

Однак відносно конструкцій, що знаходяться в експлуатації тривалі періоди часу, реалізація традиційних методів посилення далеко не завжди є можливою. Металеві конструкції, що широко застосовувалися в другій половині XIX – на початку XX століть, виготовлялися з матеріалів, що не допускають використання зварювання, а ряд конструкцій, виготовлених у пізніші періоди, але які пробували у важких режимах експлуатації, демонструють деградацію властивостей матеріалу, що призводить до аналогічних обмежень. Введення ж болтових з'єднань часто сприяє значному ослабленню вже пошкоджених перерізів або є неприпустимим під час виконання робіт стосовно елементів, матеріали яких відрізняються підвищеною крихкістю. Проблема ускладнюється необхідністю розвантаження конструкцій, що попереджує здійсненню відповідних робіт.

Крім того, особливу групу складають конструкції, які входять до складу будівель та споруд, що віднесені до об'єктів архітектурно-будівельної спадщини. У цих випадках до збереження їх автентичного вигляду пред'являються особливі вимоги та модернізація відповідних елементів традиційними методами, які передбачають посилення, що

змінює габарити та зовнішній вигляд конструкцій, є неприпустимим. Розвантаження ж таких елементів у більшості випадків стає можливим тільки при внесенні змін до існуючих конструктивних схем, що для розглянутих об'єктів також неприйнятно.

Сучасним методом, що знаходить зростаюче застосування у світовій практиці будівництва і дозволяє забезпечувати відновлення несучої здатності розглянутих конструкцій, є модернізація елементів фіброармованими композитними матеріалами. Демонструючи потенційну можливість суттєвого підвищення несучої здатності конструкцій у майбутньому, але при цьому обладуючи рядом серйозних експлуатаційних недоліків, характерних в даний час для комерційно доступних систем посилення (підвищена чутливість до ряду атмосферних, температурних і вандалських впливів, екстремально низька вогнестійкість і т.д.), вони розглядаються як дієвий засіб підвищення рівня розрахункових навантажень від експлуатаційних до граничних значень (в межах сукупних коефіцієнтів надійності).

Фібропластикові матеріали, виготовлені на основі армуючих волокон і полімерних з'єднувальних матриць, відрізняються гетерогенно-анізотропною природою і виявляють переважне лінійно-пружне деформування до моменту руйнування. Їх пружно-міцнісні властивості визначаються типом використовуваної фібри. З даної точки зору для посилення металевих конструкцій найбільшу ефективність демонструють вуглецеві пластики, виготовлені на основі високомодульних волокон, що мають модулі пружності, які перевищують аналогічний параметр сталі і дозволяють більшою мірою долучати до роботи високоміцний композитний матеріал, що дає низьку перевагу при підсиленні конструкцій під навантаженням.

Сучасний підхід до посилення металевих стиснутих елементів вуглецевими матеріалами розглядає останні як засіб підвищення несучої здатності за рахунок забезпечення більшої стійкості конструкцій. При симетричному зовнішньому армуванні відповідних стиснутих стержнів знижується їх загальна гнучкість, що забезпечується роботою зовнішнього посилення в зоні перерізу, що отримує розтягування у процесі втрати стійкості. Від зовнішнього ж армування, розташованого в стиснутої зоні стержня, що втрачає стійкість, через його практичну нездатність до сприйняття достатніх зусиль, традиційно абстрагуються.

Перспективність збільшення стійкості стиснутих металевих стержнів зовнішнім армуванням вуглецевоволоконними матеріалами обмежується відсутністю необхідної теоретичної бази. Достатні рекомендації та норми розрахунку подібних посилень відсутні. При

цьому проблема визначення параметрів підвищеного порогу втрати стійкості ускладнюється рядом факторів.

Сумісний розгляд роботи металів та фібропластиків вимагає врахування додаткових зусиль, що виникають внаслідок значних відмінностей у їх термічному деформуванні. Коефіцієнт лінійного температурного деформування будівельних сталей становить величину $12,0 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, в той час як вуглецевоволоконні пластики демонструють негативне температурне деформування з відповідним параметром, що знаходяться в діапазоні $(-0,6 \dots -1,45) \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. Таким чином, зміна температур у процесі експлуатації може призводити до помітного довантаження стиснутих металевих елементів, що вимагає відповідного врахування.

Нездатність зовнішнього фібропластикового армування дієво сприймати стискаючі зусилля, яке при визначенні параметрів стійкості призводить до врахування тільки ефективної частини перерізу, що включає металевий елемент і розтягнуту частину фібропластикового армування, визначає складність практичних розрахунків, пов'язану з необхідністю визначення методом послідовного наближення центру тяжкості такого перерізу.

Знижені пружно-міцнісні характеристики адгезійних шарів, що забезпечують спільну роботу основного матеріалу конструкції та зовнішнього вуглецевоволоконного армування (особливо за наявності «нульового», антигальванічного скловолоконного шару), не дозволяють елементам посилення вступати в роботу повною мірою і вимагають застосування щодо їх площ знижувальних коефіцієнтів.

Серйозну складність для аналізованих посилень кінцевої довжини також становить крайня форма анізотропії поздовжньо армованих пластиків, міцнісні властивості яких фактично забезпечуються тільки в одному напрямку, що провокує появу значних концентрацій напружень по кінцях клейових з'єднань і сприяє в процесі втрати загальної стійкості прояву відшаровуючих напружень, що у свою чергу може вимагати введення додаткових механічних кріплень по кінцях елементів зовнішнього армування.

Розгляд існуючої теоретичної бази посилення металоконструкцій фіброармованими пластиками ставить ряд завдань щодо підвищення загальної стійкості стиснутих стержнів. В теперішній час потрібна відповідна систематизація та адаптація існуючої світової практики посилення фібропластиками розглянутих елементів. Існує необхідність розробки прикладних методів відповідного посилення та розрахунку, заснованих на наявній нормативній базі розрахунку металевих конструкцій.

ВИЗНАЧЕННЯ ЕФЕКТИВНИХ ПАРАМЕТРІВ FEM-МОДЕЛЕЙ ЦИЛІНДРИЧНИХ РЕЗЕРВУАРІВ ПРИ НАВАНТАЖЕННІ ВІТРОВОГО ТИПУ

Єгоров Є.А., *д.т.н., професор*, Івченко Ю.В., *к.т.н.*,

Івченко О.М., *асп.*

*ННІ «Придніпровська державна академія будівництва та
архітектури», УДУНТ, м. Дніпро*

Постановка проблеми. Наявність запасу нафтопродуктів є стратегічним для економіки України. У реаліях воєнного стану нафторезервуарний парк України зазнає суттєвих втрат, багато таких споруд виявилися серйозно пошкодженими або зруйнованими. У зв'язку з цим постає гостра необхідність у будівництві нових, економічних нафтохосовищ. Сталеві вертикальні резервуари (РВС) піддані дії багатьох навантажень і впливів, зокрема, це власна вага конструкцій і вага обладнання, атмосферні впливи (сніг, вітер), вага від тиску продукту, що зберігається, надмірний тиск і вакуум у газовому просторі резервуарів. Надійна експлуатація РВС визначається міцністю резервуарів при дії гідростатичного тиску. Проте, на РВС діє також цілий комплекс стискаючих навантажень, які можуть спричинити втрату стійкості резервуару. Серед таких навантажень особливої уваги заслуговує вітровий тиск. Розглянуті споруди є вертикальними наземними циліндричними оболонками, які, як типові тонкостінні конструкції, дуже чутливі до згину під дією вітрових навантажень, особливо коли вони порожні або мають низький рівень продукту. Таким чином, питання стійкості РВС при дії навантаження вітрового типу має суттєве значення.

Дію вітрового навантаження на резервуар можна розглядати як окремий випадок невісесиметричного або нерівномірного зовнішнього тиску на тонкостінну циліндричну оболонку. Дослідженню напруженого стану та стійкості циліндричних оболонок при дії невісесиметричного зовнішнього тиску присвячено багато робіт. Проте, як правило, геометричні параметри оболонок, що розглядаються в цих роботах, не відповідають геометричним параметрам РВС, отже, залишається незрозумілою можливість застосування їх результатів для РВС при дії вітрового тиску.

У вітчизняних нормах проектування при оцінці стійкості РВС нерівномірний вітровий тиск приймається у вигляді умовного вітрового навантаження, рівномірно розподіленого по колу $q_{eq} = k_w \cdot w_m$. При цьому коефіцієнт k_w приймається однаковим для

резервуарів усіх об'ємів і дорівнює 0,5. На думку авторів, такий підхід не враховує цілу низку параметрів, які обумовлюють поведінку РВС при дії нерівномірного вітрового тиску. Зокрема, геометричні параметри РВС змінюються у доволі великих діапазонах: $r/t=590\div3800$; $l/r=0,6\div2,5$. Як зазначається у технічній літературі, в залежності від особливостей своїх геометричних параметрів резервуари можуть демонструвати дуже різну поведінку при втраті стійкості під дією вітру. Також у нормативній оцінці стійкості ніяким чином не враховується вплив умов закріплення торців циліндричної стінки на величину критичного тиску, які, в залежності від конструктивного рішення вузлів кріплення стінки до дна і покрівлі, можуть бути дуже різноманітними. Таким чином, незважаючи на велику кількість наукових досліджень, більшість з них виконано для оболонок, геометричні параметри яких суттєво відрізняються від геометричних параметрів сталевих резервуарів. Це ускладнює застосування отриманих результатів у практичних задачах аналізу та проєктування реальних резервуарів.

Метою цієї роботи є визначення ефективних параметрів FEM-моделей циліндричних резервуарів для аналізу їхньої реальної роботи та особливостей поведінки під дією вітрового навантаження з урахуванням фактичного характеру його розподілу.

Результати досліджень. Розв'язання задач стійкості циліндричних оболонок полягає у визначенні критичних навантажень і відповідних до них форм втрати стійкості. Рішення таких задач в аналітичному вигляді можливо отримати тільки шляхом застосування якихось математичних прийомів та спрощень. Проте, алгоритми таких рішень дуже громіздкі, і використання їх для інженерних задач не завжди можливе. У роботі дослідження проводились методом скінченних елементів (FEM), який дозволяє вирішувати поставлені задачі, ураховуючи основні конструктивні особливості розглянутих споруд і фактичні закони розподілення діючих на них зовнішніх навантажень. Моделювання виконувалося із застосуванням програмного комплексу ЛПРА-САПР. Для SE моделі оболонки використовувалися універсальні прямокутні оболонкові елементи KE41 та KE341. Відзначені скінченні елементи мають по 6 ступенів свободи у кожному вузлі: u , v , w , du/dx , dv/dy , dw/dz .

При виборі граничних умов на торцях досліджуваних оболонок враховувалося, що стосовно РВС всі можливі рішення вузлів сполучення циліндричної стінки з дном і покрівлею відповідають пружним затисканням з жорсткістю, що знаходиться між шарнірним і жорстким закріпленнями. У роботі було прийнято наступні варіанти

граничних умов: вільне обпирання і жорстке затиснення обох торців оболонки. Вказані граничні умови прийнято виходячи з того, що у технічній літературі є багато результатів розрахунків та випробувань оболонок з такими граничними умовами. Це дозволило порівнювати результати розрахунків з відомими рішеннями, і виконувати оцінку достовірності отримуваних результатів. Шарнірне обпирання забезпечувалося заборонаю переміщень v і w по торцях оболонки, а також, щоб уникнути переміщення оболонки як жорсткого цілого, в одному з вузлів нижнього торця накладалося обмеження позовжнього переміщення. Жорстке затискання забезпечувалося заборонаю лінійних і кутових переміщень по обох торцях оболонки.

Подання оболонки у вигляді скінченно-елементної моделі виконувалося з урахуванням відомих рекомендацій. Спочатку приймалося довільне розбиття оболонки. При цьому кількість скінченних елементів по колу n_y приймалася кратною числу хвиль n_0 власної форми втрати стійкості оболонки при рівномірному зовнішньому тиску. Для прийнятого розбиття оболонки виконувався розрахунок стійкості, визначалися критичні навантаження та форми втрати стійкості. На наступному етапі сітка скінченних елементів згущувалася, і знову виконувався розрахунок стійкості. Таким чином, виконувався ряд послідовних розрахунків із поступовим згущенням сітки на кожному етапі. Розрахунки припинялися, якщо розбіжність між двома сусідніми рішеннями не перевищувала 5%.

Висновки. Отримано, що при деякому розбитті $n_y \times n_x$ оболонки на скінченні елементи рішення задачі стабілізується і стає постійним для кількох сусідніх розбиттів, які складають діапазон ефективного розбиття оболонки на СЕ. Для практичних цілей можна керуватися рекомендаціями щодо кількості скінченних елементів $n_y^{ef} = 10 \div 14$ на одну півхвилю оболонки (в залежності від числа хвиль n_0).

Порівняння значень критичного рівномірного тиску, отриманих для аналізованих оболонок, з відповідними аналітичними значеннями показало, що при шарнірному обпиранні відхилення числових значень від аналітичних не перевищують 5% при прийнятому ефективному розбитті оболонок на скінченні елементи. У разі жорсткого затиснення торців оболонок такі відхилення склали 5-9%, що також є достатньою точністю отриманих результатів. Для розглянутих оболонок розраховано числове критичне значення вітрового тиску. Отримано, що для всіх розглянутих оболонок критичне значення вітрового тиску перевищує критичний рівномірний тиск. Таке перевищення складає 19-40%. Такий висновок добре узгоджується з раніше виконаними дослідженнями.

ПРОЄКТУВАННЯ КАРКАСУ КАПСУЛЬНОГО БУДИНКУ

Кушнір І.А.

Придніпровська державна академія будівництва та архітектури

Волкова В.Є., д.т.н., професор

Дніпровський державний аграрно-економічний університет, м. Дніпро

Постановка проблеми. У сучасному швидкоплинному світі все більшу популярність набирають капсульні будинки, які відповідають поточним викликам щодо мобільності, швидкості монтажу та автономності житлових споруд. У будинках даного типу центральним елементом конструкції є каркас, який витримує снігові і вітрові навантаження а також експлуатаційні, динамічні транспортні навантаження.

Порівняно з традиційними будівлями капсульні будинки повинні відповідати певним вимогам легкості та міцності каркасу, оскільки вони повинні забезпечувати надійність конструкції для монтажу. Це особливо актуально для модулів, призначених для багаторазового встановлення, а також переміщення та експлуатації в різних кліматичних умовах. Крім того, конструкція каркасу має бути технологічною у виготовленні та економічно обґрунтованою в серійному виробництві.

Мета роботи. Мета роботи – розробити та обґрунтувати конструкцію каркасу мобільного капсульного будинку, який відповідає вимогам щодо міцності, легкості, жорсткості та транспортабельності. Крім того, метою подальшого дослідження є створення інженерної документації, придатної до тиражування та адаптації під інші типорозміри модулів.

Вимоги до конструкції каркасу. Каркас повинен бути легким (до 2800 кг), стійким до монтажних, вітрових, снігових і експлуатаційних навантажень, а також придатним для підйому автокраном. Необхідно врахувати відповідність габаритам автоперевезень і швидкий монтаж на об'єкті. Конструкція має бути достатньо жорсткою для уникнення прогинів при експлуатації, а також мати можливість фіксування до фундаменту при встановленні на постійне місце.

Особлива увага приділяється термостійкості модуля до перепадів температур та антикорозійним властивостям, щоб забезпечити тривалий термін служби виробу.

Конструктивні особливості. Каркас збирається з окремих секцій, які зварюються між собою, а стики посилюються фланцями. В конструкції передбачено монтажні вузли монтажу, вузли кріплення

для підлоги й панелей. Просторовий каркас модульного будинку складається з каркасу верхньої обв'язки, зварних поперечних розпірок та вертикальних стійок, які рівномірно розподіляють навантаження. Для підвищення жорсткості каркасу використовуються косинки та ребра. Вся конструкція просторового каркасу проектувалась з огляду на можливість серійного виготовлення з мінімальними відхиленнями при зварюванні та складанні. Просторовий каркас капсульного будинку має габарити Д×Ш×В – 11450×3140×3230 мм.

Матеріали. Основними матеріалами є вуглецеві сталі низьколегованих марок для несучих елементів, а також сталі вуглецеві спокійного типу для фланців, фасонки і опорних елементів. Вибір низьколегованих сталей обумовлений їхніми високими показниками міцності та здатності до утворення зварних з'єднань. Спокійні сталі використовуються для менш навантажених елементів та з'єднань. Метал має бути захищеним антикорозійним покриттям для запобігання корозії та забезпечення довговічності каркасу, особливо в умовах підвищеної вологості або агресивного середовища. Вся сталь відповідає нормам ДСТУ, а також проходить вхідний контроль якості на відповідність хімічному складу, механічним властивостям матеріалу та геометричним розмірам.

Несучі елементи каркасу будуть виконані з холодногнутих прямокутних труб з перерізом 150×100×4 мм, допоміжні елементи – 100×4 мм, розпірки – 100×50×4 мм. Використання холодногнутих профілів дозволяє зменшити вагу конструкції порівняно з гарячекатаними профілями при збереженні необхідної міцності. Додатково використовуються сталеві пластини для виготовлення монтажних фланців, та елементів вузлів і з'єднань. Товщина та форма пластин розраховуються для забезпечення міцності та надійності з'єднань. Загальна маса елементів каркасу з урахуванням технологічних та транспортних вимог становить близько 2,65 т.

Методи розрахунку. Проектування виконано у програмному комплексі Autodesk Inventor 2020. Розрахунок виконувався у модулях комплексу: динамічних навантажень, аналізу напружень та аналізу рам. Розрахунок модуля аналізу рам був перевірений в розрахунковому комплексі Ліра-САПР. Модель капсульного будинку наведена на рис. 1.

Розрахунок виконувався методом скінчених елементів з урахування всіх типів навантажень. Міцність конструкції перевірялась за допомогою методу скінчених елементів. Проаналізовано навантаження: власна вага, монтажні, снігові й вітрові впливи згідно з нормами ДБН. Для цього побудована повна 3D-модель каркасу з

деталізацією вузлів. У Ліра-САПР проводився розрахунок напружено-деформованого стану в основних зонах навантаження. Також враховано випадкові динамічні впливи при транспортуванні, що імітувались як змінне імпульсне навантаження.

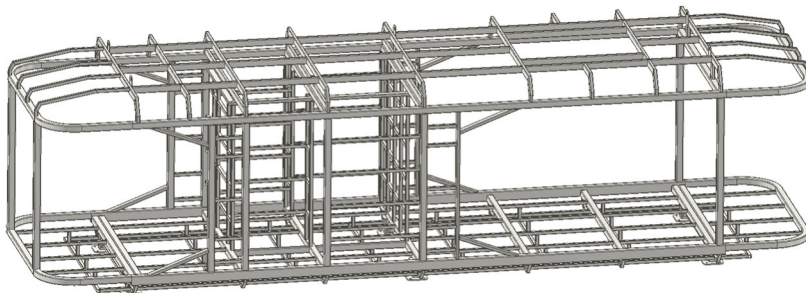


Рис. 1. Модель капсульного будинку

Висновки. За результатами виконаного проектування та розрахунків встановлено, що каркас капсульного будинку даної моделі відповідає вимогам щодо міцності та жорсткості конструкції, а також забезпечує транспортабельність. Проект придатний до серійного виробництва. Основні переваги розробленої конструкції – легкість, модульність, простота збирання та надійність. Дослідження підтвердило ефективність застосованих матеріалів і технологій виготовлення.

Подальше вдосконалення розробленої конструкції та процесу виробництва полягає у впровадженні автоматизованого розкрою металу, що дозволить оптимізувати використання матеріалу та зменшити відходи. Також планується покращення термоізоляції модуля для підвищення енергоефективності та комфорту перебування в різних кліматичних умовах.

Важливим напрямком є інтеграція інженерних систем (електропостачання, водопостачання, каналізація, вентиляція, опалення) у єдину конструкцію каркасу, що спростить процес монтажу та підключення на місці експлуатації.

ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО- ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КАРКАСНИХ ПОКРІВЕЛЬ ВЕРТИКАЛЬНИХ СТАЛЕВИХ РЕЗЕРВУАРІВ

Махінько А.В., д.т.н., професор, Рулов Д.Є., аспірант
Державний університет «Київський авіаційний інститут», м. Київ

У сучасному будівництві вертикальних сталевих резервуарів для зберігання нафти та нафтопродуктів однією з найбільш відповідальних конструктивних частин є покрівля. Вона забезпечує герметичність резервуара, сприймає значні експлуатаційні навантаження та впливає на загальну стійкість об'єкта. Відомі аналітичні методи розрахунку елементів каркасних покрівель базуються на класичних положеннях будівельної механіки. Проте, незважаючи на високу точність, їх застосування в практиці, таке проєктування є обмеженим через значну трудомісткість та складність опису реальної роботи просторових систем. У зв'язку з цим чисельні методи аналізу, зокрема метод скінченних елементів, набувають все ширшого застосування для дослідження напружено-деформованого стану резервуарів.

Однак важливо розуміти, що якість та достовірність результатів чисельного моделювання значною мірою залежать від правильності постановки задачі, зокрема від обраної розрахункової моделі. Спрощення моделей часто супроводжується нехтуванням впливом окремих елементів конструкції, таких як листовий настил покрівлі. Це може істотно вплинути на розподіл внутрішніх зусиль та переміщень у несучих елементах каркасу. Саме виявлення ступеня впливу таких спрощень стало предметом даного дослідження.

У дослідженні проведено чисельне моделювання НДС каркасних покрівель вертикальних резервуарів двох типів: з конічною та сферичною геометрією. Для обох типів створено скінченно-елементні моделі у двох варіантах: з урахуванням листового настилу (повна модель) та без урахування настилу (спрощена модель). Моделювання виконано за допомогою програмного комплексу SCAD з урахуванням основних експлуатаційних навантажень: власної ваги конструкції, снігового навантаження, надлишкового тиску, вакууму та вітрового впливу. Результати чисельного аналізу показали істотний вплив врахування листового настилу на розподіл зусиль і переміщень у конструкціях покрівель (рис. 1).

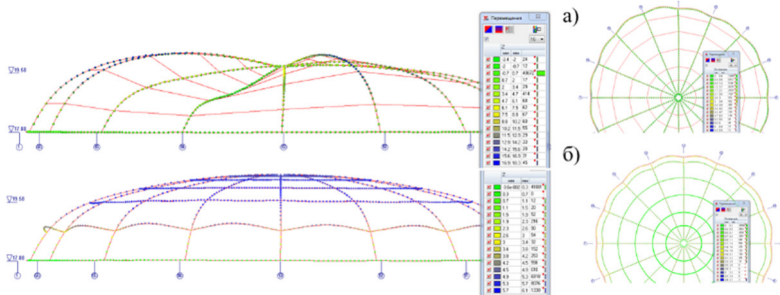


Рис. 1. Вертикальні та радіальні переміщення вузлів каркасу сферичної покрівлі: а – спрощена модель, б – повна модель

Наприклад, для моделей без настилу спостерігалось суттєве збільшення вертикальних і радіальних переміщень вузлів каркасу. Зокрема, для конічної покрівлі без настилу максимальні вертикальні переміщення при діаметрі резервуара 18980 мм перевищували аналогічні значення для моделі з настилом майже вдвічі. Аналогічні тенденції виявлено і для сферичних покрівель, хоча за абсолютними значеннями переміщення були меншими.

На основі отриманих результатів щодо величини прогинів встановлено, що для резервуарів діаметром понад 19 м оптимізація радіальних балок за рахунок збільшення перерізу стає неефективною через обмеження за деформативністю. У таких випадках доцільним є застосування балок із розвиненою висотою (зокрема, із перфорованою стінкою) або перехід до використання сферичних покрівель, які забезпечують кращий розподіл навантажень та менші переміщення.

Важливо зазначити, що під час чисельного аналізу було підтверджено принципову відмінність у поведінці конічних і сферичних покрівель під дією навантажень. Сферичні оболонки, завдяки своїй геометричній формі, краще працюють на стиск та менше деформуються, що робить їх перспективними для використання у проектуванні великих сталевих резервуарів.

Отримані висновки підтверджують необхідність комплексного підходу до проектування та аналізу каркасних покрівель вертикальних сталевих резервуарів, з обов'язковим урахуванням усіх елементів конструкції, що суттєво впливають на їхню роботу та надійність.

ОСОБЛИВОСТІ МОДЕЛЮВАННЯ АРМУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНОЇ БАЛКИ ЗА ДОПОМОГОЮ ПЛОСКИХ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Михайловський Д.В., д.т.н., професор,

Гомон П.С., к.т.н., доцент, докторант

*Київський національний університет будівництва та архітектури,
м. Київ*

Основним недоліком деревини в конструкціях балок є її значна деформативність, що призводить до великих прогинів. Ефективний спосіб підвищення жорсткості – застосування армуючих елементів. Проте на даний час бракує рекомендацій і прикладів проектування армованих дерев'яних елементів у сучасних програмних комплексах. Мета дослідження – чисельне моделювання армування дерев'яних балок. Багато дослідників розглядали вплив армування дерев'яних конструкцій, зокрема з використанням з різного виду арматури. Всі відзначають зменшення прогинів і збільшення жорсткості. Основною проблемою є чисельне моделювання, зокрема при використанні об'ємних скінчених елементів (надалі – СЕ). Перспективною є альтернатива – моделювання плоскими СЕ.

Чисельне моделювання у вигляді плоских СЕ є хорошою альтернативою моделюванню об'ємними СЕ, бо цей варіант моделювання дозволяє зменшити трудовитрати проектувальника при виконанні складних розрахунків. Одною з основних проблем при моделюванні СЕ є моделювання армування. При моделюванні плоскими СЕ виникає ряд проблем, які мають бути враховані при чисельному моделюванні. В роботі поставлена задача - провести чисельний експеримент з моделювання дерев'яних балок з різними способами моделювання армування.

Для моделювання дерев'яних балок було запропоновано три варіанти моделювання їх армування: 1 – спосіб розміщення арматури у вигляді стержнів між вузлами плоских СЕ; 2 – приведення жорсткості скінчених елементів на проміжку де знаходиться арматура до приведеної жорсткості арматури та деревини; 3 – розміщення арматури у вигляді шару з центром, який відповідає осі розміщення арматури (при цьому площа арматури та площа шару має співпадати).

Методика чисельного моделювання за допомогою плоских СЕ. Числове моделювання дерев'яних балок проводилось за допомогою програмного комплексу ЛПРА САПР. Весь змодельований елемент виконувався з плоских СЕ розміром $1 \times 1 \text{ см}^2$. Характеристики деревини

здавались, як для ортотропного матеріалу. Для моделювання СЕ деревини було використано модуль пружності, який був визначений шляхом експериментального випробування деревини балки, а також прийняті табличні значення модулів пружності деревини поперек волокон, модулів зсуву та коефіцієнти Пуассона.

При виконанні чисельного експерименту, особливу увагу було приділено моделюванню армування, як зазначалось вище було змодельовані три способи моделювання. В першому способі розміщення арматури у вигляді стержнів між вузлами плоских СЕ, виконується шляхом розбивки елементів дерев'яного зразка на СЕ таким чином, щоб вузли СЕ співпадали з віссю арматури. За другого способу приведення жорсткості СЕ на проміжку де знаходиться арматура до приведеної жорсткості арматури та деревини. Цей спосіб можна виконати, шляхом розбивки на СЕ таким чином, щоб краї арматури співпадали з краями СЕ. Так ряд СЕ в якому буде розміщуватись арматура буде мати приведений модуль пружності. В третьому способі розміщення арматури у вигляді шару з центром, який відповідає осі розміщення арматури (при цьому площа арматури та площа шару має співпадати). Спосіб передбачає розміщення арматури у вигляді шару СЕ. Так як, площа шару є рівною площі арматури, тому зміну модуля пружності проводити не потрібно.

При виконанні чисельного моделювання дерев'яних армованих балок за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР було встановлено, що всі варіанти моделювання армування дають хорошу збіжність результатів при визначенні прогинів балки. Значення відхилення складають в середньому 11%, що для матеріалу деревини є хорошим результатом. Порівняння результатів отриманих ізополів напружень та епюр напружень в центральному перерізі, показали, що всі методики є можливими для застосування, а саме використання кожної можливе для виконання певної задачі. Моделювання арматури, як окремими стержнями слід використовувати в задачах коли необхідно визначити напруження саме в деревині, при цьому визначення напружень в арматурі буде виконуватись за допомогою формул. На противагу першого варіанту моделювання в третьому випадку напруження в арматурі можна визначити відразу з епюр напружень. В загальному слід відзначити, що моделювання плоскими СЕ зменшує трудомісткість при моделюванні, а плоскі елементи є хорошою альтернативою об'ємним елементам.

ПРО ПІДСИЛЕННЯ І РЕМОНТ ДЕРЕВ'ЯНИХ СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ КРОКВЯНИХ СИСТЕМ ДАХУ ІСНУЮЧИХ БУДІВЕЛЬ, ЯКІ МАЮТЬ ПОШКОДЖЕННЯ У ВИГЛЯДІ ПОЗДОВЖНИХ ТРІЩИН

Овсій Д.М., Ph.D, ст. викладач, Овсій О.М., пр. фахівець
*Національний університет «Полтавська політехніка
імені Юрія Кондратюка», м. Полтава*

В результаті підвищеної вологості ($>12,5\%$) в момент улаштування та при довготривалій експлуатації під впливом температуро-вологого режиму відбувається нерівномірне деформування перерізів по довжині в дерев'яних стиснутих елементах кроквяних систем даху існуючих будівель, яке призводить до появи, розвитку поздовжніх глибоких тріщин “сушіння/усихання” і збільшення їх ширини у часі, величина якої може становити $a_{crc}=1\dots 20$ мм і більше.

В своїх роботах група науковців на чолі Song X.B (стаття Compressive behavior of longitudinally cracked timber columns retrofitted using FRP sheets (Поведінка при стисканні дерев'яних колон з поздовжніми тріщинами, модернізованих за допомогою FRP-листів) від 2012 р. та стаття Compressive behavior of longitudinally cracked wood columns retrofitted by self-tapping screws (Поведінка при стисканні дерев'яних колон з поздовжніми тріщинами, модернізованих саморізами) від 2015 р.) були проведені чисельні експериментального дослідження несучої здатності на стиск дерев'яних стійок із бруса перерізами 100×100 мм і 200×200 мм, відповідно довжинами $l=0,9$ м, $l=1,8$ м та $l=2,4$ м, в яких навмисно для моделювання тріщини були улаштовані на середині перерізу поздовжні наскрізні чи частково заглиблені щілини шириною $a_{crc}=6$ мм та $a_{crc}=10$ мм на довжині відповідно $l_{crc}=0,71$ м, $l_{crc}=1,5$ м і $l_{crc}=2,0$ м. Як відмічає Chang, W-S. в своїй роботі (стаття Repair and reinforcement of timber columns and shear walls – A review (Ремонт та армування дерев'яних колон та діафрагм жорсткості – огляд) від 2015 року) випробування показали, що тріщини шириною $a_{crc}=6$ мм і $a_{crc}=10$ мм спричинили зниження несучої здатності дерев'яних стійок без елементів підсилення на $19\dots 30\%$ порівняно з неущодженими стійками (зразками). У випробуваннях було доведено, що несуча здатність дерев'яних стійок (зразків) зменшується зі збільшенням довжини, глибини та ширини тріщин, причому вплив ширини і глибини тріщин є більш значним.

Діючі на сьогодні норми ДСТУ 9273:2024 не дають чіткої класифікації технічного стану щодо дерев'яних стиснутих конструктивних елементів залежно від характеру розвитку, довжини,

глибини і ширини тріщин в них. Так в класифікаційній таблиці В.5.2 норм ДСТУ 9273:2024 усі дерев'яні стояки незалежно від довжини, ширини, глибини і характеру розвитку наявних у них поздовжніх тріщин відносяться до категорії технічного стану "4" (аварійний) та потребують проведення капітального ремонту: їх підсилення чи заміни. Одним із способів підсилення дерев'яних колон згідно п. 9.3.1 норм ДСТУ Б В.3.1-2:2016 є метод підсилення за допомогою додаткових конструктивних елементів (болтів, саморізів по дереву, прокладок з армованого волокном полімеру (FRP) та ін.) без зміни схеми їх роботи.

Науковцями Song X.B., Jiang R., Zhang W.P. в роботах, що зазначені вище, були проведені експериментального дослідження несучої здатності на стиск дерев'яних стійок із бруса перерізами 100×100 мм і 200×200 мм, відповідно довжинами $l=0,9$ м, $l=1,8$ м та $l=2,4$ м, які мали на середині перерізу поздовжні наскрізні чи частково заглиблені тріщини шириною $a_{crc}=6$ мм і $a_{crc}=10$ мм на довжині відповідно $l_{crc}=0,71$ м, $l_{crc}=1,5$ м, $l_{crc}=2,0$ м, що підсилені металевими саморізами по дереву діаметром $\varnothing 6$ мм, довжиною 200 мм з кроком $s=100$ мм і $s=250$ мм або полімерними стрічками (FRP) шириною 100 мм з кроком через проміжки 100 мм і 200 мм по висоті зразку. Результати експериментів показали, що різні комбінації факторів, зокрема відстань (крок) по висоті між саморізами по дереву та стрічками підсилення із FRP (Fibre-Reinforced Plastic), призведуть до різних режимів і характеристик руйнування зразків. Зменшення відстані по висоті зразків між стрічками із скловолокнистих матеріалів або металевими саморізами по дереву збільшує величину відновлення несучої здатності дерев'яних елементів з поздовжніми тріщинами, яка становить залежно від способу підсилення 79...105% від міцності на стиск зразків без ушкодження перерізу, і є найбільшою при підсиленні дерев'яних елементів з поздовжньою наскрізною тріщиною симетрично подвійними саморізами через проміжки 100 мм.

Мета наступних досліджень полягає у: проведенні експериментальних випробувань на центральний та позацентричний стиск дерев'яних елементів (зразків) з поздовжніми несиметричними тріщинами різного характеру розвитку, довжини, глибини і ширини; формуванні методики розрахунку і проектування конструктивних елементів з підсилення дерев'яних стиснутих елементів, які мають ушкодження у вигляді поздовжніх тріщин, котрі виникли внаслідок процесу "сушіння/усихання"; удосконаленні положень з обстеження технічного стану дерев'яних стиснутих елементів кроквяних систем даху існуючих будівель.

ВИКОРИСТАННЯ СТАЛЕВИХ АНТЕННИХ СПОРУД ДЛЯ РОЗШИРЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ ДОСТУПНОСТІ 4G-ЗВ'ЯЗКУ ТА ЙОГО РОЛЬ У ПРИСКОРЕННІ ВІДБУДОВИ ПОШКОДЖЕНИХ ОБ'ЄКТІВ ІНФРАСТРУКТУРИ

Падун Ю.О., аспірант, Кудінова А.О., к.е.н., доцент

Національний університет

«Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», м. Полтава

Постановка проблеми. Бездротові технології в останній час стали не просто зручним засобом спілкування і зв'язку, а й життєвою необхідністю. Переважна більшість абонентів телекомунікаційних послуг користуються лише стільниковим зв'язком, що покладає на мережу додаткові стандарти та вимоги насамперед як до об'єкта критичної інфраструктури. На початку розвитку мобільного зв'язку одним з головних недоліків було різке погіршення якості зв'язку через недостатнє покриття або віддаленість від базової станції в певних точках території. Рішенням даної задачі було швидке і масове розширення та ущільнення мережі базових станцій та модернізація уже існуючого антенно-фідерного обладнання на антенних спорудах. Це в значній мірі посприяло виведенню показників якості та швидкості телекомунікаційного зв'язку на кардинально новий рівень.

Фундаментальним аспектом у розширенні мережі є масове використання сталевих антенних споруд різних конструктивних схем: решічастих башт, щогл та комбінованих опор. Основними критеріями для вибору типу сталевих антенних споруд є їх надійність, уніфікованість, вартість, швидкість зведення, загальна висота, площа забудови, допустима площа обладнання. Щогли більш економічні за башти, однак потребують значно більшої площі забудови.

Метою роботи є дослідження впливу якості доступу до високошвидкісних телекомунікаційних сервісів стільникового зв'язку на відновлення пошкодженої інфраструктури внаслідок бойових дій. Наявність розгорнутої мережі стільникового зв'язку сприяє бізнесовій та економічній активності в регіоні, а також є передумовою для його подальшого розвитку. В сучасному світі при швидкій цифровізації та глобалізації даний критерій є чи не безумовним для сталого розвитку, особливо регіонів, що зазнали руйнувань та пошкоджень внаслідок бойових дій та потребують прискореного відновлення.

Завдяки державній стратегії розвитку ринку телекомунікацій та, відповідно, взятих на себе зобов'язань мобільними операторами при розподілі радіочастот 4G варто зазначити, що покриття мобільного

зв'язку в Україні постійно зростає. Не дивлячись на сучасні виклики та загрози, в розрізі 2019-2025 р. можна виділити позитивну тенденцію до покращення покриття, як кількісно, так і якісно всіх стільникових операторів зв'язку на території України (рис. 1) [<https://surl.li/xhpn0i>].

Зіткнувшись з наслідками ракетно-бомбових ударів по цивільній інфраструктурі міст України, прискорене їх відновлення має пріоритетне значення. Тому наявність якісного, розгалуженого та диверсифікованого доступу до високошвидкісної передачі даних стандарту 4G є ключовою умовою для побудови стратегії з відновлення пошкодженої інфраструктури, особливо в прифронтових регіонах та поблизу зони бойових дій.

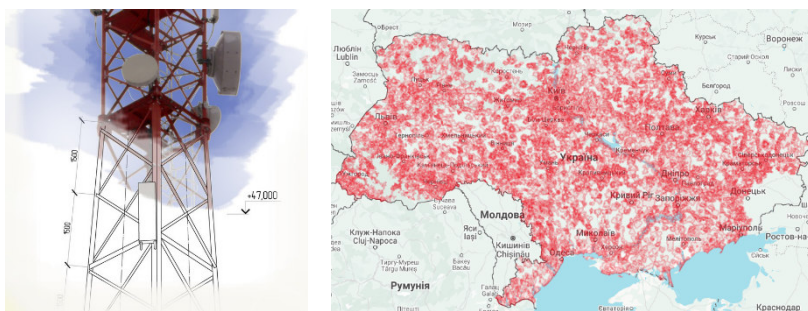


Рис. 1. Покриття стандарту 4G мобільними операторами України

Досліджуючи стан доступності мобільного зв'язку в зонах бойових дій слід зазначити, що з початку повномасштабного вторгнення пошкоджено понад 3 500 базових станцій мобільного зв'язку. При цьому оператори вже відновили понад 1 200 з них, збудували понад 1 500 нових. Зокрема:

«Київстар» у Харківській області відновив 90% мережі, у Херсонській – 15%, Запорізькій – 50%, Донецькій – 30% (рис. 2);

«Vodafone Україна» у Херсонській області відновив зв'язок у 45 населених пунктах, зокрема завдяки розмінуванню території (рис. 3);

«Lifecell» повідомляє про понад 800 знищених або пошкоджених базових станцій, щодня 80-90 ремонтних бригад здійснюють 2-3 виїзди для відновлення обладнання (рис. 4) [<https://surl.li/tykahm>].

Практика показує, що мобільний зв'язок є критично важливим для координації ремонтних бригад, логістики будівельних матеріалів та зв'язку з екстреними службами. Відсутність стабільного зв'язку ускладнює планування та реалізацію відновлювальних робіт, зокрема в зонах, де інфраструктура зруйнована або пошкоджена.

Висновок. Аналіз просторової доступності 4G-зв'язку мобільних операторів України показав, що для прискорення відбудови пошкоджених об'єктів інфраструктури необхідно покращувати забезпечення фінансування для встановлення резервних джерел живлення на базових станціях, що дозволить підтримувати зв'язок під час відключень електроенергії. Також продовжувати тісну співпрацю з міжнародними партнерами, які вже виділили Україні 435 мільйонів доларів на покращення зв'язку та відновлення телекомунікацій.

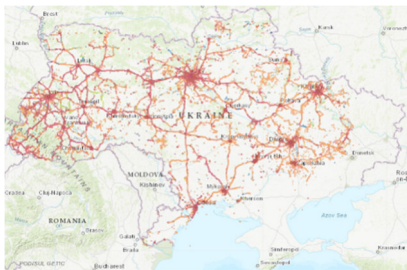


Рис. 2. Стан доступності мобільного зв'язку оператора «Київстар» в зонах бойових дій



Рис. 3. Стан доступності мобільного зв'язку оператора «ВФ Україна» в зонах бойових дій



Рис. 4. Стан доступності мобільного зв'язку оператора «лайфселл» в зонах бойових дій

Варто відзначити, що вже діють різні проекти для допомоги громадам, які реалізуються операторами мобільного зв'язку (зокрема, діє ініціатива «Бізнес єднається заради перемоги» від «Київстар»), але необхідна всебічна підтримка з боку місцевих та державних органів влади для поглиблення співпраці між бізнесом та громадою для пришвидшення процесу відновлення пошкоджених об'єктів інфраструктури.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ТА НАДІЙНОСТІ МЕТАЛЕВИХ СПІРАЛЬНО-ФАЛЬЦЕВИХ СИЛОСІВ

Пічугін С.Ф., д.т.н., професор,

*Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія
Кондратюка», м. Полтава*

Оксененко К.О., доктор філософії, інженер-проектувальник
ТОВ «Архітектурно-інженерний центр», м. Кременчук

Теорії розрахунку тонкостінних ємностей зберігання, до яких відносяться розглянуті у статті спірально-фальцеві силоси, розвивалися на базі досліджень сталевих листових конструкцій. Конструкції спірально-фальцевого типу є універсальними та економічними, вони можуть ефективно застосовуватись як силоси для різних видів сипучих матеріалів, резервуари для зберігання рідин, метантенки в складі біоенергетичних установок тощо.

Однак конструктивні рішення оболонки цих силосів суттєво відрізняються від інших типів листових ємностей, таких як збірні металеві силоси із гофрованих панелей на болтових з'єднаннях та зварні листові резервуари.

Для розрахунку спірально-фальцевий силос приймається як система, яка складається із коротких оболонок (обичайок). Розглянемо напружено-деформований стан проміжної ділянки (між фальцевими ребрами) оболонки з постійною товщиною стінки. Ділянка пружно з'єднана із сусідніми обичайками та зазнає напружено-деформований стан типу поздовжньо-поперечного згину.

Перевірка загальної міцності стінки, виконується за формулою:

$$\frac{\gamma_m}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_u^2(\xi) - \sigma_u(\xi) \sigma_k(\xi) + \sigma_k^2(\xi)} \leq 1. \quad (1)$$

де R_y – розрахунковий опір сталі за границею текучості;

γ_c – коефіцієнт умов роботи;

γ_m – коефіцієнт надійності за матеріалом;

$\sigma_u(\xi)$, $\sigma_k(\xi)$ – відповідно фіброві поздовжні та кільцеві напруження в середині обичайки, які визначаються за формулами:

$$\sigma_u(\xi) = \pm \frac{6M(\xi)}{t^2} - \frac{N_1}{t}, \quad \sigma_k(\xi) = \omega(\xi) \frac{E}{r} - \nu \frac{N_1}{t}, \quad (2)$$

де $\omega(\xi)$, $M(\xi)$ – відповідно прогин та згинаючий момент у середині обичайки, N_1 - поздовжнє зусилля від вертикального тиску сипучого

матеріалу P_1 , E – модуль пружності матеріалу оболонки, ν – коефіцієнт Пуассона, t – товщина стінки.

Для порівняння теоретичних розрахунків з розрахунками методом скінченних елементів було створено модель у програмному комплексі ЛІРА-САПР. Модель являла собою 3 яруси спірально-фальцевої оболонки, висота ярусу 36,5 см, радіус оболонки $r = 4$ м, товщина стінки $t = 4$ мм, площа фальцевого ребра для штрипса товщиною 4 мм $A = 7,35$ см², матеріал корпусу – сталь С235, $R_y(x) = 235$ МПа, модуль пружності $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$. Для спрощення розрахунків, на конструкцію прикладався тільки горизонтальний тиск зерна $P(x) = 2,74 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2}$.

Результати порівняння показали, що величина переміщення, обчислена за допомогою формул (2), відповідає наступним значенням: на контурі обичайки – $\omega(\xi) = 0,37$ мм; у середині обичайки – $\omega(\xi) = 0,466$ мм.

Переміщення за розрахунками в ЛІРА-САПР відповідають наступним значенням: на контурі обичайки – $\omega = 0,353$ мм; у середині обичайки – $\omega = 0,448$ мм.

Різниця значень переміщень, розрахованих за допомогою формул (2) та визначених у програмному комплексі ЛІРА-САПР, складає: на контурі обичайки – 4,8%; у середині обичайки – 3,8%.

Враховуючи всі особливості конструкцій спірально-фальцевих силосів та їх вплив на напружено-деформований стан, стає очевидною важливість детального дослідження саме характеру згину міжфальцевої зони стіни оболонки. Для виявлення дійсного характеру роботи стінки спірально-фальцевого силосу на згин було проведено експериментальне дослідження.

Отримані результати було порівняно з розрахунком методом скінченних елементів, які проводились у програмному комплексі ЛІРА-САПР. Для розрахунку були задані параметри експериментального зразка. За результатами порівняння було визначено, що різниця між переміщеннями міжфальцевої зони експериментального зразка та розрахунками методом скінченних елементів складає 3-5 %.

Завдяки проведеним дослідженням було розроблено методику оцінювання надійності металевих спірально-фальцевого силосу на основі аналізу резерву міцності $\bar{Y}$ з урахуванням напружено-деформованого стану. Одержані чисельні значення підтвердили високу надійність металевих спірально-фальцевих силосів.

ПІДВИЩЕННЯ МІЦНОСТІ НА ЗГИН МЕТАЛЕВИХ БАЛОК ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ ШЛЯХОМ ЇХ ПІДСИЛЕННЯ ДОДАТКОВИМИ СТАЛЬНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ ЧИ АРМАТУРНИМИ СТЕРЖНЯМИ

Река А.В., *аспірант*, **Азізова А.Г.,** *аспірантка*,
Овсій Д.М., *Ph.D, ст. викладач*, **Овсій О.М.,** *пр. фахівець*
Національний університет
«Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», м. Полтава

При підсиленні розтягнутих зон перерізів металевих балок додатковими стальними елементами чи арматурними стержнями у вигляді горизонтальних чи шпренгельних затяжок виникає ряд факторів, які безпосередньо впливають на їх міцність і разом не враховуються при їх розрахунку, а саме:

- рівень навантаження металевих балок під час підсилення;
- міцності характеристики матеріалу металевих балок та додаткових поздовжніх елементів підсилення;
- нерівномірний розподіл зусиль в перерізах балки, що підсилюється, та в додаткових поздовжніх елементах її посилення на різних стадіях їх напружено-деформованого стану (при підсиленні і при руйнуванні).

Критерієм раціонального підбору площі перерізу додаткових арматурних стержнів чи стальних елементів (A_{sd}) при забезпеченні міцності на згин металевої балки, що підсилюється, є стадія напружено-деформованого стану, при якій відбувається одночасне досягнення в її розрахунковому перерізі величин граничних напружень, а саме: досягнення в крайньому волокні стисненої зони металевої балки величини напружень (σ_a) рівних розрахунковому значенню границі текучості матеріалу балки f_a ; досягнення в додаткових арматурних стержнях величини напружень (σ_{sd}) рівних розрахунковому опору арматурної сталі на розтяг f_s .

Розрахунок площі перерізу додаткових стальних елементів та горизонтальної стержнів затяжки (A_{sd}) визначаємо за формулою:

$$A_{sd} = (-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}) / (2A), \quad (1)$$

де коефіцієнти A , B і C визначаємо за формулами:

$$A = f_{sd} m / (4\pi); \quad B = C^2 f_{sd} m; \quad C = I_x (f_a - \sigma_0) - M h_{0,red}, \quad (2)$$

де M – максимальне значення згинального моменту від зовнішнього навантаження, який діє в розрахунковому перерізі сталіної балки;

f_{sd}, f_a – розрахункові опори відповідно матеріалу затяжки і матеріалу балки, що підсилюється; $m=f_a/f_{sd}$ – коефіцієнт приведення розрахункового опору додаткових арматурних стержнів до розрахункового опору матеріалу балки, що підсилюється; a_0 – відстань по перпендикуляру між геометричною віссю балки, що підсилюється, та між геометричною віссю приведенного перерізу додаткових арматурних стержнів; $h_{0,red}$ – відстань від верхньої стисненої грані балки до горизонтальної геометричної вісі комбінованого приведенного перерізу конструкції, що підсилюється; I_x – момент інерції перерізу балки, що підсилюється; σ_0 – напруження в верхній та нижній гранях перерізу балки, яке виникає від навантаження, яке діє під час її підсилення і розраховується за формулою:

$$\sigma_0 = M_0 / W_x, \quad (3)$$

де M_0 – значення згинального моменту від зовнішнього навантаження, який діє в розрахунковому перерізі балки під час її підсилення; W_x – момент опору перерізу сталюї балки, що підсилюється.

Значення відстані від верхньої стисненої грані балки до горизонтальної геометричної вісі приведенного перерізу конструкції, що підсилюється, визначаємо за формулою:

$$h_{0,red} = [Ah/2 + A_{sd}(h/2 + C)] / (A + A_{sd}), \quad (4)$$

де A, h – відповідно площа і висота перерізу балки, що підсилюється.

Прямий розрахунок значення необхідної площі додаткових сталюих елементів чи поздовжніх арматурних стержнів шпренгельної чи горизонтальної затяжки A_{sd} виконати не має можливості, тому на попередньому етапі необхідно способом послідовних наближень визначити значення висоти приведенного перерізу конструкції $h_{0,red}$, яке б задовольняло умові (4). Для проведення послідовних розрахунків висоти $h_{0,red}$ вводимо наступні коефіцієнти відношень η, α і k :

$$\eta = A_{sd} / A; \quad \alpha = 2C / h; \quad k = 2h_{0,red} / h \quad (5)$$

Після підставлення в формулу (4) значень коефіцієнтів η, α і k отримали наступні між ними залежності:

$$k = (1 + \eta + \eta\alpha), \text{ або } \alpha = [(k-1)(1+\eta)]/\eta, \text{ або } \eta = (k-1)/(1+\alpha-k) \quad (6)$$

При послідовних розрахунках висоти $h_{0,red}$ попереднє значення площі затяжки A_{sd} рекомендується визначати за наближеною формулою:

$$A_{sd} = [M \times h_{0,red} - I_x (R_y - \sigma_0)] / (h_{0,red} \times R_{sd} \times C \times m). \quad (7)$$

ВЛАШТУВАННЯ ПЕРЕКРИТТЯ ПІДВАЛЬНОГО ПРИМІЩЕННЯ ПОДВІЙНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ ЗА ДОПОМОГОЮ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКОВОЇ КЛІТКИ

Семко О.В., *д.т.н., професор*, Гасенко А.В., *д.т.н., доцент*

Крижанівський Я.С., *аспірант*

Національний університет

«Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», м. Полтава

Постановка проблеми. Захисні споруди та споруди подвійного призначення проєктуються та будуються таким чином, щоб протягом певного часу створити належні умови для перебування людей, що підлягають укриттю, та забезпечити їх захист шляхом виключення або зменшення прогнозованих впливів небезпечних чинників, які можуть виникнути як складова частина небезпечних явищ надзвичайної ситуації, воєнних (бойових) дій та терористичних актів. Зовнішні огорожувальні конструкції, матеріал з яких їх виготовлено, об'ємно-планувальні та конструктивні рішення будівель (споруд, приміщень) мають відповідати вимогам ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту».

Метою роботи є опис пропозицій із влаштування перекриття підвального приміщення подвійного призначення за допомогою сталезалізобетонної балкової клітки.

На рисунку 1 показано загальний вигляд підвального приміщення, над яким необхідно виконати нове перекриття, яке б відповідало вимогам ДБН В.2.2-5:2023 як для споруд подвійного призначення.



Рис. 1. Підвальне приміщення, над яким треба виконати перекриття

Для вирішення даного питання, запропоновано нове перекриття виконати із монолітно-збірних сталезалізобетонних конструкцій. У даних конструкціях до влаштування монолітної залізобетонної плити несучими елементами є сталеві балки, а елементами опалубки – сталевий профільований настил. Згідно показаної на рисунку 2 схеми розкладки сталевих балок, розроблено два варіанти примикання нових балок до існуючих цегляних стін (рис. 3, а) та до сталевій обійми підсилення існуючих залізобетонних колон (рис. 3, б).

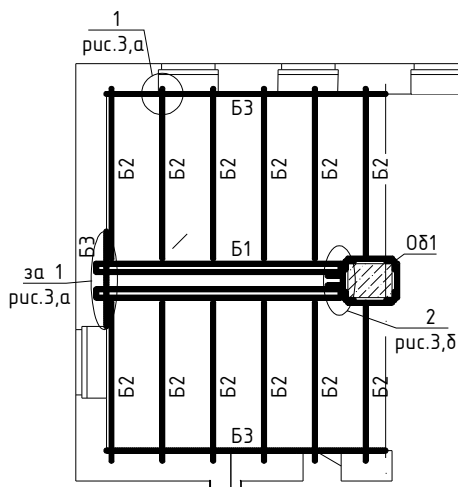


Рис. 2. Фрагмент розкладки сталевих балок нового СЗБ перекриття

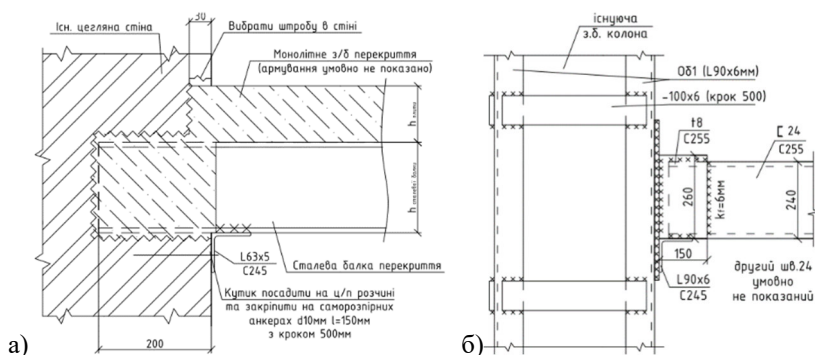


Рис. 3. Узли примикання нових балок до існуючих цегляних стін (а) та до сталевій обійми підсилення існуючих залізобетонних колон (б)

ЧАСТКОВЕ ВІДНОВЛЕННЯ ПАНЕЛЬНОГО БУДИНКУ ПІСЛЯ УРАЖЕННЯ РАКЕТОЮ ЗА ДОПОМОГОЮ СТАЛЕВОЇ ФАХВЕРКОВОЇ РАМИ

Семко П.О. к.т.н., доцент, Остапов І.С., аспірант

Національний університет

«Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», м. Полтава

Масштабні руйнування житлових будівель, особливо панельних, в Україні внаслідок триваючого конфлікту ставлять перед країною надзвичайно складне завдання з відновлення. Актуальність та значущість цієї проблеми визначаються не лише фізичними руйнуваннями, але й необхідністю швидкого повернення до нормального життя мільйонів українців, які втратили свої домівки.

Армія РФ обстріляла Полтаву зранку 1 лютого. Ракета влучила у житловий будинок близько 07:44. Через це зруйновані усі п'ять поверхів першого (лівого) під'їзду. На місці виникла пожежа. За даними т.в.о начальника Полтавської ОВА, застосували авіаційну надзвукову ракету Х-22 з орієнтовною вагою бойової частини 600-700 кг тротилового еквіваленту, ця радянська ракета розроблена для атак на авіаносці має відносно низьку точність та велику (у порівнянні з ракетами типу Калібр/Кинжал) потужність.

Внаслідок початкового удару та подальшого розвитку аварійної ситуації, половина першого під'їзду була зруйнована фактично до рівня першого поверху, тоді як інша половина зазнала каскадного руйнування, поширившись навіть на квартири сусіднього, другого під'їзду. Масштаб ушкоджень свідчить про критичне порушення цілісності несучих конструкцій будівлі.

На жаль, частину будинку, а саме перший під'їзд не вдасться реконструювати, оскільки руйнування досягли підвальних приміщень та фундаменту, який ще був додатково затопленим внаслідок пошкодження системи водозабезпечення та водовідведення, системи опалення, а також за рахунок впливу поганої погоди.

Частково вцілілі панелі квартир першого та другого поверхів правого крила під'їзду доведеться теж демонтувати, оскільки, подальша експлуатація таких приміщень є небезпечною, оскільки були пошкоджені вузли з'єднання бетонних панелей, а самі панелі змінили своє розташування одна відносно одної – розкриття швів, відхилення панелі від вертикального положення, утворення тріщин.

Тому було запропоновано наступний варіант реконструкції вцілілої частини будинку:

по-перше, демонтаж панелей квартир першого під'їзду;

по-друге, це встановлення сталевих рами по монолітним залізобетонним поясам з подальшим відновленням стін із газоблоків, перекриттів трьох кімнат та покриття зруйнованої частини другого під'їзду.

Для значного підвищення загальної жорсткості та просторової стійкості як майбутньої нової конструкції, так і всього будинку в цілому, запропоновано влаштувати по периметру верхньої частини будівлі монолітний залізобетонний парапетний пояс. Його товщина складатиме 200 мм, і він слугуватиме додатковим елементом, що об'єднує та підсилює несучий каркас.

Стійки, до яких буде кріпитися перекриття – із двох швелерів 14 зварених по перу і встановлені в кутах житлових приміщень та посередині прольоту між осями. Також одним з варіантів є виконання стійок з трубобетонних елементів (сталевих круглої труби заповненої бетоном), стики в подібних елементах можуть бути роз'ємними.

Горизонтальні балки перекриття також будуть виконані зі швелера 14. Вони будуть розташовані з кроком 800 мм, забезпечуючи необхідну жорсткість та несучу здатність для міжповерхових перекриттів.

Балки покрівлі, що формуватимуть основу даху, будуть виконані зі швелера 14 та встановлені з кроком 1000 мм. Крім влаштування основного каркаса, проектом передбачено додаткове підсилення існуючих вузлів з'єднання між збереженими панелями будинку. Це буде реалізовано шляхом встановлення сталевих пластин товщиною 8 мм у місцях з'єднань, що значно підвищить їхню міцність та стійкість до деформацій.

Додатково стики панелей на фасадах будівлі заплановано посилити сталевими накладками.

На основі обстеження ураженої будівлі, було розроблено найбільш прийнятний варіант часткової реконструкції приміщень другого під'їзду з точки зору простоти виготовлення та монтажу конструкцій, а саме, сталеву фахверкову рамою, а також підсилення будинку загалом, шляхом влаштування парапетного монолітного поясу та встановленням сталевих пластин у вузлах з'єднання панелей.

ВІДНОВЛЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЦЕГЛЯНИХ КОЛОН І ПРОРІЗІВ МЕТОДОМ ПРОСТОРОВОГО АРМУВАННЯ

Усенко Д.В., *PhD, MPhys, доцент*, **Петровський О.М.,** *к.т.н., доцент*,
Ільченко Т.М., *аспірантка*, **Філоненко А.С.,** *аспірант*,
Національний університет
«Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», м. Полтава

Постановка проблеми. Цегляні конструкції є традиційним і ефективним рішенням для багатоповерхового житлового будівництва. Їх популярність обумовлена низкою важливих переваг: висока міцність, теплоізоляційні властивості, вогнестійкість та довговічність. При зведенні багатоповерхівок використовують два основні підходи: несучі цегляні стіни та цегляні перегородки в каркасних будинках. Замокання та руйнування цегляної кладки є серйозними проблемами, що виникають через різні фактори зовнішнього впливу. Основними причинами пошкоджень є безпосереднє потрапляння вологи, яка призводить до деградації матеріалу. Для відновлення та підвищення несучої здатності цегляних конструкцій влаштовують сталеву обойму.

Підвищене вологісне навантаження, повторювані цикли заморожування-розморожування та фізико-хімічне руйнування розчину призводять до втрати міцності цегляної кладки, особливо у зонах зосередження зусиль, таких як кути прорізів або основи колон. Типовими дефектами, які виникають при тривалій експлуатації, є вертикальні та діагональні тріщини, ослаблення швів, розшаровування кладки та часткове руйнування цегли. У разі пошкодження несучих елементів ці дефекти можуть зумовити втрату просторової жорсткості будівлі чи споруди та становити безпосередню загрозу стійкості.

Одним із найефективніших способів підсилення цегляної кладки при локальних чи загальних пошкодженнях є використання зовнішніх сталевих обойм з подальшим внутрішнім бетонуванням. Технологія передбачає створення композитної системи “цегла-сталь-бетон”, де всі матеріали працюють спільно, компенсуючи втрату міцності початкової конструкції. Найбільш типові варіанти таких підсилень реалізовано у вигляді технологічних схем ПЗ (підсилення колон) та П9 (підсилення прорізів).

Схема ПЗ передбачає послідовне влаштування сталеві обойми навколо цегляної колони, яка зазнала пошкодження або часткової втрати несучої здатності. Основною метою є відновлення вертикальної стійкості елементу та зменшення деформацій під навантаженням.

Інженерно-аналітична модель цієї схеми показує, що за наявності обойми з жорстких кутиків і драбинок зовнішня оболонка бере на себе частину вертикальних зусиль, а внутрішнє бетонне ядро забезпечує опір зминанню та утримує форму. Така композитна система має підвищену несучу здатність і значно більший резерв довговічності порівняно з відновленою цеглою.

Згідно з проектним рішенням, підсилення ПЗ виконується таким чином.

Підготовка основи: верхня площа плити перекриття очищається до “живого” бетону. Наноситься вирівнюючий шар цементно-піщаного розчину марки М100.

Встановлення обойми: монтуються чотири сталеві кутики L75×8 мм, які розміщуються по кутах колони. Вони встановлюються з використанням цементного розчину та, за необхідності, фіксуються саморозширними дюбелями.

Зв'язування кутиків: для забезпечення просторової жорсткості конструкції між кутиками з обох боків зварюються “драбинки” – плоскі смуги товщиною 8 мм і шириною 100 мм. Вони орієнтуються як горизонтально (на рівні 1/3 плити перекриття), так і вертикально – з протилежних боків обойми.

Антикорозійний захист: усі металеві елементи обробляються у два шари фарбою ПФ-115 по ґрунтовці ГФ-021 відповідно до вимог ISO 12944-5:2020.

Відновлення кладки: після монтажу конструкції пошкоджені ділянки цегли вибираються, змочується поверхня, і внутрішній об'єм заповнюється бетоном класу С20/25 з ущільненням, або цементно-піщаним розчином М200 з армуванням сіткою Ø8 мм класу ВІ з коміркою 100×100 мм.

Обмеження: підсилення проводиться виключно в умовах відсутності навантажень на перекриття (снігових, тимчасових, експлуатаційних), що унеможливило б додаткові деформації та забезпечує точність монтажу.

Схема П9 призначена для локального підсилення зони прорізів у несучих або огорожувальних цегляних стінах. Основна мета – зменшення напружень у перемичках та запобігання прогресуючому руйнуванню внаслідок концентрації зусиль навколо отвору.

Згідно з проектним рішенням, підсилення П9 виконується таким чином.

Підготовка: з обох боків стіни видаляється пошкоджений шар цегли до “живого” стану. Виконується очищення, зволоження та підготовка до закладення обойми.

Встановлення обойми: з двох боків отвору вертикально монтуються сталеві кутики L75×6 мм, які спираються на горизонтальний кутик, укладений по нижній частині на розчин М100 по плиті перекриття.

Формування “драбинок”: між вертикальними стійками вставляються поперечні планки з отворами, які з’єднуються тяжами. Верхня частина прорізу фіксується горизонтальною драбинкою, яка утворює армовану перемичку, приварену до вертикальних елементів.

Зварювання: усі з’єднання виконуються зварним швом катетом не менше 5 мм згідно з ДБН В.2.6-198:2014.

Бетонування: внутрішній об’єм прорізу заповнюється бетоном С20/25 або розчином М200 з армуванням сіткою Ø8 мм, що забезпечує додаткову жорсткість і стабільність.

Аналітично така система дозволяє перерозподілити напруження на сталеві елементи, зменшити ризик розкриття тріщин у перемичці та створити ефективну просторову конструкцію, що працює на розтяг та згин. Особливо це актуально при реконструкції прорізів у стінах каркасних будинків, де власна несуча здатність кладки є заниженою.

Схема ПЗ забезпечує відновлення вертикальних елементів, дозволяє інтегрувати цегляну колонну в просторову жорстку систему через сталь і бетон. Схема П9 спрямована на локальне підсилення отворів, де основним завданням є стабілізація зони перемички. Обидві системи ґрунтуються на принципі перетворення кладки на композитний елемент, що дозволяє розширити несучу здатність конструкції без повної заміни кладки. Практика показує, що обидві схеми ефективні для реконструкції старого житлового фонду з цегли в умовах обмеженого доступу та неможливості повного демонтажу конструкцій.

Висновки. Застосування сталевих обойм для підсилення колон (ПЗ) та кутикових систем із «драбинками» для прорізів (П9) є ефективним інженерним рішенням для відновлення експлуатаційної придатності цегляної кладки. Обидві схеми є технологічно доступними, дозволяють швидко виконати підсилення без демонтажу конструкцій та забезпечують довготривалу стабільність. Комплексний підхід до оцінки стану кладки, ретельна підготовка поверхонь, точне дотримання послідовності монтажу та якісний антикорозійний захист є ключовими чинниками ефективності реалізації таких рішень у практиці будівництва та реконструкції.

ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕПЛОФІЗИЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК БУДІВЕЛЬНИХ ВИРОБІВ З ДЕРЕВИНИ СОСНИ

Цапко Ю.В., *д.т.н., професор, Бондаренко О.П., к.т.н., доцент,*

Цапко О.Ю., *к.т.н., старш. досл., доцент,*

Каверин К.О., *к.т.н., доцент, Гетьман Д.Ю., студ.*

Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ

Деревина – один із найбільш розповсюджених матеріалів, яка знайшла широке застосування у будівництві (дверні та віконні коробки, паркет, будівельні споруди, дверні полотна, погонажні вироби і т.д.). Деревину також використовують у виробництві деревинно-композиційних матеріалів (ДСП, ДВП, OSB, арболіт, декоративні вироби і т.д.), що теж знаходять широке застосування у будівництві. Проте на сьогоднішній день значною проблемою лісового господарства є усихання хвойних насаджень, особливо стиглих деревостанів сосни звичайної, най поширеної у вітчизняних лісах. Найбільш вірогідною причиною цих процесів фахівці вважають зміну клімату, що призводить до розповсюдження шкідників, які визивають захворювання деревини сосни та її усихання.

Одним із дієвих засобів запобігання розповсюдженню умов засихання деревини сосни є рубка, в результаті якої отримується значна кількість необробленої деревини низької якості, а оскільки характеристики та напрями її використання невідомі, тому постає питання щодо можливості застосування її у будівництві. Враховуючи те, що наслідки від нестачі високоякісної деревини вже протягом кількох десятиків років чітко проявляються в собівартості кінцевої продукції, а тому рятуючись від дефіциту первинної деревини, деревообробні підприємства приходять на нові ринки, з можливим напрямом використання сухостійної деревини, як деревинного волокна для утеплення стінових конструкцій.

Так механізми процесу теплоізоляції при передаванні енергії через матеріал полягає у зниженні пористості матеріалу. Так, зі зменшенням об'ємної маси матеріалу, теплопровідність зменшується, і навпаки. Крім того, теплоізоляційні будівельні матеріали з деревини повинні задовольняти наступним вимогам: мати стабільні теплоізоляційні показники протягом усього періоду експлуатації та бути стійкими до дії температурних коливань, вогню і не виділяти в навколишнє середовище шкідливих речовин.

Тому дослідження теплофізичних параметрів сухостійної деревини, можливості її використання у будівельних виробках є невирішеною

складовою забезпечення ефективності будівельних виробів. І відповідно визначають необхідність проведення таких досліджень.

Для встановлення теплофізичних характеристик сухостійної деревини сосни були проведені дослідження щодо її теплопровідності при дії нагрівального пристрою (рис. 1).



Рис. 1. Результати визначення теплопровідності зразка деревини під дією нагрівача

Результати досліджень з визначення максимальної температури ($0,5T$, °C) та тривалості індукційного часу передавання температури через шар деревини виконували за методикою та на обладнанні, які наведені вище, отримані результати наведено на рис. 2.

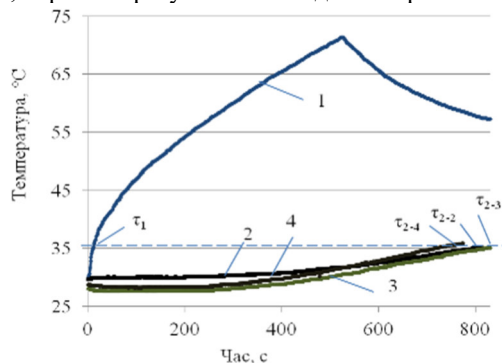


Рис. 2. Результати випробувань теплопровідності чотирьох зразків (сендвіч) сухостійної деревини сосни: 1 – нагрівальна крива; 2 – значення температури на оберненій поверхні необробленої деревини; 3 – значення температури на оберненій поверхні, обробленій органо-мінеральним в'язучим; 4 – значення температури на оберненій поверхні, обробленій неорганічним в'язучим

Як видно з рис. 2, при дії нагрівача на зразки (сендвіч) сухостійної

деревини сосни почалося інтенсивне передавання тепла та незначне підвищення температури на оберненій поверхні зразка протягом близько 800 с. У результаті проведених випробувань встановлено, що теплопровідність даних зразків характеризується самою деревиною, оброблення деревини неорганічним в'язучим підвищує інтенсивність набору температури на 5%, натомість оброблення деревини неорганічним в'язучим знижує інтенсивність передачі тепла на 3%.

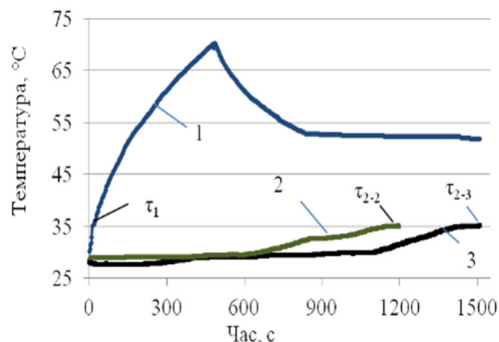


Рис. 3. Результати випробувань теплопровідності деревної шерсті з сухостійної деревини сосни: 1 – нагрівальна крива; 2 – значення температури на оберненій поверхні, обробленій органо-мінеральним в'язучим; 3 – значення температури на оберненій поверхні, обробленій неорганічним в'язучим

При застосуванні деревної шерсті з сухостійної деревини сосни (рис. 3) процес передачі тепла підвищується до 1200 с для неорганічного в'язучого і понад 1450 с для органо-мінерального в'язучого. Встановлено, що механізми процесу теплоізоляції при передаванні енергії через матеріал полягає в утворенні повітряних бар'єрів, що дає можливість впливати на цей процес. Які полягають у зниженні пористості матеріалу. Так, зі зменшенням об'ємної маси матеріалу, теплопровідність і передача, і навпаки.

За результатами вимірюної температури розраховані теплофізичні характеристики виробів з сухостійної деревини сосни. Дослідження показали, що зразок сухостійної деревини сосни показав теплофізичні властивості, що наближаються до звичайної деревини, оброблення її в'язучим суттєво не вплинуло на теплопередачу та знаходиться у тих же межах. Натомість для деревної шерсті за рахунок утворених повітряних пор значення теплопровідності знижується у 1,5...2,2 рази, температуропровідність – у двічі, а теплоємність підвищується 4 рази.

ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ МОДИФІКОВАНОЇ ЕПОКСИДНОЮ СМОЛОЮ КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ СОСНИ ЗА ОДНОРАЗОВИХ ТА МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Чапюк О.О., к.т.н., доцент, Гомон О.О., старший лаборант
Луцький національний технічний університет, м. Луцьк

Для більш ефективної роботи матеріалів, елементів конструкцій з деревини їх необхідно модифікувати. Модифікатори можуть слугувати як природні розчини, так і різні одно- та двохкомпонентні хімічні сполуки. До двохкомпонентних можна віднести епоксидну смолу, яка є досить ефективним полімерним композитом. На нашу думку, вона може бути ефективною і для модифікації різних порід деревини. В тому числі і клеєної. Епоксидна смола є екологічно чистою сполукою і може експлуатуватися в середині приміщень промислових та цивільних будівель. Спробуємо модифікувати клеєну деревину сосну даним композиційним матеріалом.

Зразки клеєної деревини сосни перерізом 30х30х120 мм виготовлялись в заводських умовах. Всього було виготовлено 16 зразків вологістю 12%. 8 з них було модифіковано епоксидною смолою в автоклаві під тиском 2 атм на протязі 1 години. Після чого призми поміщали в сушильну камеру на протязі 2 години за температури 50 °С. Отримані модифіковані та немодифіковані зразки показані на рис.1.



а)



б)

Рис. 1. Зразки клеєної деревини сосни: а) немодифіковані; б) модифіковані

Після модифікації клеєна деревина сосна дещо змінює свій колір.

Модифіковані та немодифіковані призми випробовувались за одноразових та малоциклових навантажень на випробувальній машині СТМ-100. Кількість циклів складала 10 в режимі 0,2-0,8 від міцності за одноразового короточасного навантаження. Для кожних окремих експериментальних досліджень бралось по 4 зразки. Значення всіх досліджуваних показників приймалися усередненими.

Характерні особливості руйнування модифікованих та немодифікованих призм клеєної деревини сосни показані на рис. 2.

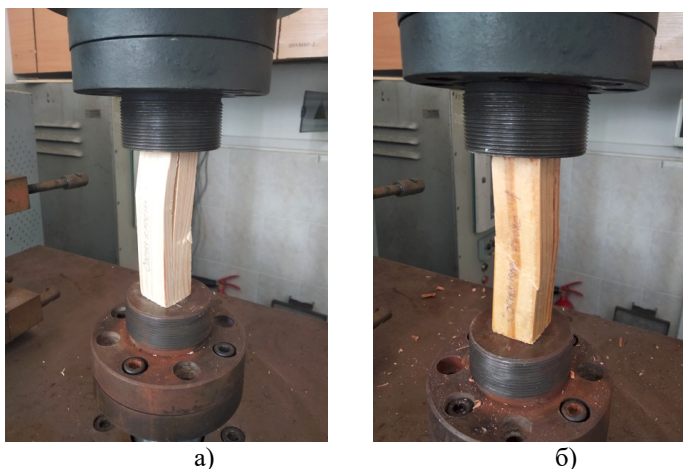


Рис. 2. Особливості руйнування зразків клеєної деревини сосни:
а) немодифікованих; б) модифікованих

Після проведених натурних випробувань були отримані міцнісні показники модифікованої та немодифікованої клеєної деревини сосни після дії одноразових короточасних та малоциклових навантажень.

Отже, усереднені максимальні напруження за одноразових короточасних навантажень для необробленої клеєної деревини сосни склали 34,5 МПа, а за малоциклових – 32,4 МПа.

Усереднена міцність зразків модифікованих епоксидною смолою за одноразових навантажень зафіксована зі значенням 43,9 МПа, а за малоциклових – 41,2 МПа.

Отже, модифікація клеєної деревини сосни автоклавним способом значно збільшує її міцнісні показники як за одноразових, так і за малоциклових навантажень в 1,27 рази. З іншої сторони вплив малоциклових навантажень знижують міцність деревини на 7%.

ТЕОРЕТИЧНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОГИНІВ КОМБІНОВАНИХ ПЕРЕХРЕСНО-КЛЕЄНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ ПАНЕЛЕЙ З УРАХУВАННЯМ ПОВЗУЧОСТІ

Шехоркіна С.Є., д.т.н., професор, Талаш А.В., аспірант
Український державний університет науки і технологій, м. Дніпро

Сучасні вимоги щодо стійкого розвитку спричинили зростання інтересу до екологічних будівельних рішень. В останні роки будівельна галузь стала свідком помітного відродження інтересу до деревини як конструкційного матеріалу. Це обумовлено появою сучасних інженерних розробок в галузі масивної деревини, серед яких, поряд із відомим багатошаровим клеєним брусом, можна виділити ламінований шпонований брус (LVL) та перехресно-клеєну деревину (CLT або ПКД). Ці передові розробки революціонізували світовий будівельний сектор, зробивши деревину, яка є поновлюваним та доступним природним ресурсом, реальним вибором для зведення будівель та споруд різного призначення. Подальшим напрямком наукових досліджень в аспектах переходу до циркулярної моделі економіки та декарбонізації будівель може стати використання сировини вторинного походження, низькосортної або неліквідної деревини в інженерних виробках з деревини для використання в несучих конструкціях. Вторинна деревина може бути використана для виготовлення деревинних композиційних матеріалах (OSB, ДСП і т.п.), а також у композиційних дошках, брусах та плитах конструкційного призначення (зокрема, LVL, OSL, LSL, PSL тощо). Ці вироби своєю чергою можуть слугувати складовими композитних або багатошарових дерев'яних конструкцій, наприклад, в поперечних ненесучих шарах перехресно-клеєних дерев'яних панелей.

Метою роботи є теоретичне дослідження прогинів комбінованих перехресно-клеєних дерев'яних панелей з використанням композиційних виробів з деревини вторинного походження.

Дослідження впливу на прогини ПКД-панелей заміни в поперечних шарах звичайних пиломатеріалів на композиційні матеріали з деревини виконувалось методом скінченних елементів з використанням модуля RF-LAMINATE програмного комплексу Dlubal RFEM 5. В роботі модуля реалізовано положення теорії пластин Міндліна-Рейсснера, яка дозволяє врахувати зсувні напруження та деформації по товщині пластини при її згинанні.

Розглядалися декілька варіантів панелей перекриття шириною 1,0 м. Прольоти становили 3, 4 та 5 м. Тип опирання – шарнірне з двох

сторін. За конфігурацією панель складалася з трьох та п'яти шарів (табл. 2, 3). В якості поздовжніх шарів розглядалися дошки з деревини сосни класу міцності C24 товщиною 20 мм та 30 мм, шириною 100 мм. В якості поперечних шарів були прийняті орієнтовано-стружкові плити типу OSB-3 товщиною 18 мм, а також брус з ламінованого шпону типу LVL 36 C товщиною 24 мм. Ширина елементів з OSB та LVL приймалася аналогічно поздовжнім шарам.

Панелі задавалися в тривимірній ознаці моделі за допомогою скінченних елементів типу 2D Surface (Поверхня). До моделей прикладалося рівномірно розподілене навантаження по всій площині інтенсивністю 100 кг/м². Оскільки технології виробництва інженерних виробів з деревини (в тому числі, вторинного походження) дають можливість забезпечити контрольовані значення фізико-механічних характеристик, то властивості орієнтовано-стружкових виробів та клеєного шпону приймалися відповідно до рекомендацій діючих нормативних документів та довідкової літератури.

В результаті статичного розрахунку прийнятих варіантів ПКД-панелей було встановлено, що використання в ненесучих шарах композиційних матеріалів з деревини вторинного походження (на прикладі LVL та OSB) істотно не впливає на величину розрахункових внутрішніх напружень в поперечному перерізі, порівняно зі звичайними панелями, але призводить до збільшення прогинів на 10–25% залежно від конфігурації. Вирішальну роль при однаковій довжині прольоту та навантаженні має загальна товщина конструкції.

Суттєвим є вплив характеристик повзучості деревини та виробів на її основі на загальні розрахункові прогини панелей. Прогини з урахуванням повзучості збільшуються на 47-63% (1,5-1,6 разів) для всіх розглянутих типів ПКД, як з традиційної суцільної деревини, так і з використанням LVL та OSB в ненесучих шарах. необхідність врахування цього ефекту при розрахунках.

Отримані дані показали, що використання композиційних матеріалів із вторинної деревини у поперечних шарах ПКД-панелей є перспективним напрямком удосконалення цього інженерного виробу з точки зору ресурсоефективності та зменшення відходів у будівельній та деревообробній галузях, проте потребує подальших теоретичних та експериментальних досліджень несучої здатності та прогинів комбінованих ПКД-панелей.

Зміст

Gomon S.S., Riabcheniuk N.V., Lukianenko O. A. <i>ANALYSIS OF CURRENT RESEARCH ON THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF REINFORCED TIMBER BEAMS</i>	3
Krolo P., Lukačević L. Palijan I. <i>COMBINED CONTRIBUTION OF PU FOAM AND GYPSUM FIBRE SHEATHING ON THE BEHAVIOUR OF LIGHTWEIGHT STEEL C-PROFILE IN A COMPOSITE WALL PANEL</i>	5
Maslyanenko Y.V., Korshak O. M. <i>FIRE RESISTANCE OF COLD FORMED STEEL FRAMES OF 3D- VOLUMETRIC MODULES IN COMPARISON WITH ROLLED STEEL PROFILES</i>	7
Papadimitraki, M., Wagner, H. J., Schwinn, T., Menges, A. <i>COMPUTATIONAL WOOD ARCHITECTURE FOR BUILDING STOCK EXTENSION</i>	10
Somina Yu.A. <i>DETERMINATION OF INFLUENCE OF DESIGN FACTORS ON THE STRENGTH OF BENDING 3D-PRINTED ELEMENTS</i>	13
Udovytska M., Mayevskyy V., Udovytskyi O. <i>PREDICTION OF TRANSVERSE DEFORMATION OF SAWN TIMBER FOR THE MANUFACTURING OF LAMINATED PANEL CONSTRUCTIONS</i>	15
Банніков Д.О., Лебідь І.М. <i>ОГЛЯД ВІДМІННОСТЕЙ В СУЧАСНИХ НОРМАХ ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕВИХ СИЛОСІВ ДЛЯ ЗБЕРІГАННЯ ЗЕРНА РІЗНИХ КРАЇН</i>	17
Банніков Д.О., Місюра Є.А. <i>СУЧАСНІ НАПРЯМКИ АНТИДРОНОВОГО ЗАХИСТУ БУДІВЕЛЬНИХ ОБ'ЄКТІВ</i>	20
Гібаленко О.М., Trofymchuk T.S., Терещенко С.А. <i>РОБАСТНЕ ПРОЕКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ МІНІМІЗАЦІЇ РИЗИКІВ КОРОЗІЙНОЇ НЕБЕЗПЕКИ</i>	22

Гілодо О.Ю., Арсірій А.М., Сьоміна Ю.А., Коршак О.М., Безушко Д.І. <i>ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ СТАЛЕВОГО ВУЗЛОВОГО КОНЕКТОРА ПЕРЕХРЕСНО – БАЛОЧНОЇ КОНСТРУКЦІЇ З КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ</i>	25
Гілодо О.Ю., Височан Н.К., Арсірій А.М., Павленко В.В. <i>КАРКАСНІ БАГАТОПОВЕРХОВІ БУДИНКИ З БЕЗБАЛОЧНИМИ ЗБІРНИМИ ПЕРЕКРИТТЯМИ З КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ</i>	27
Гіманов О.М. <i>АНАЛІЗ ШЛЯХІВ РОЗВИТКУ ТА ВИКОРИСТАННЯ ПЕРЕКРИТТЯ З ДЕРЕВА ТА КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ</i>	29
Голоднов О.І. <i>ПОСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ СТАЛЕВИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ</i>	32
Давидов І.І., Чабан В.П. <i>НЕЙРОННІ МЕРЕЖІ ДЛЯ ДІАГНОСТИКИ ТА ЗМІЦНЕННЯ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ З УРАХУВАННЯМ ДИНАМІЧНОЇ ПОВЕДІНКИ ОДНОПОВЕРХОВОЇ КАРКАСНОЇ БУДІВЛІ</i>	34
Дзюба С.В., Згонніков К.С., Дзюба В.С. <i>ПІДВИЩЕННЯ СТІЙКОСТІ ЦЕНТРАЛЬНЕ СТИСНУТИХ МЕТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗОВНІШНІМ ВУГЛЕЦЕВОВОЛОКОННИМ АРМУВАННЯМ</i>	37
Єгоров Є.А., Івченко Ю.В., Івченко О.М. <i>ВИЗНАЧЕННЯ ЕФЕКТИВНИХ ПАРАМЕТРІВ ФЕМ-МОДЕЛЕЙ ЦИЛІНДРИЧНИХ РЕЗЕРВУАРІВ ПРИ НАВАНТАЖЕННІ ВІТРОВОГО ТИПУ</i>	40
Кушнір І.А., Волкова В. Є. <i>ПРОЕКТУВАННЯ КАРКАСУ КАПСУЛЬНОГО БУДИНКУ</i>	43
Махінко А.В., Рулов Д.Є. <i>ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО- ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КАРКАСНИХ ПОКРІВЕЛЬ ВЕРТИКАЛЬНИХ СТАЛЕВИХ РЕЗЕРВУАРІВ</i>	46

Михайловський Д.В., Гомон П.С. <i>ОСОБЛИВОСТІ МОДЕЛЮВАННЯ АРМУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНОЇ БАЛКИ ЗА ДОПОМОГОЮ ПЛОСКИХ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ</i>	48
Овсій Д.М., Овсій О.М. <i>ПРО ПІДСИЛЕННЯ І РЕМОНТ ДЕРЕВ'ЯНИХ СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ КРОКВ'ЯНИХ СИСТЕМ ДАХУ ІСНУЮЧИХ БУДІВЕЛЬ, ЯКІ МАЮТЬ ПОШКОДЖЕННЯ У ВИГЛЯДІ ПОЗДОВЖНИХ ТРИЩИН</i>	50
Падун Ю.О., Кудінова А.О. <i>ВИКОРИСТАННЯ СТАЛЕВИХ АНТЕННИХ СПОРУД ДЛЯ РОЗШИРЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ ДОСТУПНОСТІ 4G-ЗВ'ЯЗКУ ТА ЙОГО РОЛЬ У ПРИСКОРЕННІ ВІДБУДОВИ ПОШКОДЖЕНИХ ОБ'ЄКТІВ ІНФРАСТРУКТУРИ</i>	52
Пічугін С.Ф., Оксененко К.О. <i>РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ТА НАДІЙНОСТІ МЕТАЛЕВИХ СПІРАЛЬНО-ФАЛЬЦЕВИХ СИЛОСІВ</i>	55
Река А.В., Азізова А.Г., Овсій Д.М., Овсій О.М. <i>ПІДВИЩЕННЯ МІЦНОСТІ НА ЗГИН МЕТАЛЕВИХ БАЛОК ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ ШЛЯХОМ ЇХ ПІДСИЛЕННЯ ДОДАТКОВИМИ СТАЛЬНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ ЧИ АРМАТУРНИМИ СТЕРЖНЯМИ</i>	57
Семко О.В., Гасенко А.В., Крижанівський Я.С. <i>ВЛАШТУВАННЯ ПЕРЕКРИТТЯ ПІДВАЛЬНОГО ПРИМІЩЕННЯ ПОДВІЙНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ ЗА ДОПОМОГОЮ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКОВОЇ КЛІТКИ</i>	59
Семко П.О., Остапов І.С. <i>ЧАСТКОВЕ ВІДНОВЛЕННЯ ПАНЕЛЬНОГО БУДИНКУ ПІСЛЯ УРАЖЕННЯ РАКЕТОЮ ЗА ДОПОМОГОЮ СТАЛЕВОЇ ФАХВЕРКОВОЇ РАМИ</i>	61
Усенко Д.В., Петровський О.М., Ільченко Т.М., Філоненко А.С. <i>ВІДНОВЛЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЦЕГЛЯНИХ КОЛОН І ПРОРІЗІВ МЕТОДОМ ПРОСТОРОВОГО АРМУВАННЯ</i>	63

Цапко Ю.В., Бондаренко О.П., Цапко О.Ю., Каверин К.О., Гетьман Д.Ю.	
<i>ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕПЛОФІЗИЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК БУДІВЕЛЬНИХ ВИРОБІВ З ДЕРЕВИНИ СОСНИ</i>	66
Чапюк О.О., Гомон О.О.	
<i>ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ МОДИФІКОВАНОЇ ЕПОКСИДНОЮ СМОЛОЮ КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ СОСНИ ЗА ОДНОРАЗОВИХ ТА МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ</i>	69
Шехоркіна С.Є., Талаш А.В.	
<i>ТЕОРЕТИЧНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОГИНІВ КОМБІНОВАНИХ ПЕРЕХРЕСНО-КЛЕСНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ ПАНЕЛЕЙ З УРАХУВАННЯМ ПОВЗУЧОСТІ</i>	71

Наукове видання

ТЕЗИ ДОПОВІДЕЙ
міжнародної науково-технічної конференції
«Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини»
12-14 червня 2025 р.

Підписано до друку 11.07.2025 р.
Формат 60×84/16 Папір офісний Гарнітура Times
Цифровий друк. Ум.-друк. арк. 4,53.
Наклад 30 прим. Зам. №25-12

Видавець і виготовлювач:
Одеська державна академія будівництва та архітектури
Свідоцтво ДК № 4515 від 01.04.2013 р.
Україна, 65029, м. Одеса, вул. Дідріхсона, 4.
тел.: (048) 729-85-34, e-mail: rio@odaba.edu.ua

Надруковано в авторській редакції з готового оригінал-макету
в редакційно-видавничому відділі ОДАБА