

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

ISSN: 2707-3068

Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини

Випуск №29



Одеса 2025

ISSN: 2707-3068

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ**

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

**СУЧАСНІ БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ
З МЕТАЛУ ТА ДЕРЕВИНИ**

Випуск № 29

ОДЕСА 2025

СУЧАСНІ БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ З МЕТАЛУ ТА ДЕРЕВИНИ

ISSN: 2707-3068

Випуск № 29, 2025 р.

Збірник наукових праць видається з 1992 р., періодичність – 1 раз на рік.

Засновник і видавець – Одеська державна академія будівництва та архітектури (ОДАБА).

Свідоцтво про державну реєстрацію КВ 16172-4644Р від 02.12.2009

Збірник наукових праць входить до переліку наукових фахових видань України, у яких можуть публікуватися результати дисертаційних робіт. Наказ МОН України № 409 від 17.03.2020 року (категорія Б).

Збірник наукових праць включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus.

У збірнику представлені результати наукових і експериментально-теоретичних досліджень будівельних конструкцій з металу та деревини. Призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних установ та виробничих підприємств будівельної галузі, аспірантів та магістрів навчальних закладів.

Головний редактор – Ковров А.В., к.т.н., професор, заслужений діяч науки і техніки України, ректор ОДАБА, віце-президент Академії енергетики України, голова територіального відділення Академії будівництва України;

Відповідальний редактор – Клименко Є.В. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

Редакційна колегія:

Банніков Д.О., д-р техн. наук, проф., Український державний університет науки і технологій;

Білик С.І. – д-р техн. наук, проф., Київський національний університет будівництва і архітектури;

Вировой В.М. – д-р техн. наук, проф., заслужений діяч науки і техніки України, ОДАБА;

Гібаленко О.М. – д-р техн. наук, проф., Приазовський державний технічний університет;

Голоднов О.І. – д-р техн. наук, проф., Національний авіаційний університет;

Гомон С.С. – д-р техн. наук, проф., Національний університет водного господарства та природокористування;

Махінко А.В. – д-р техн. наук, проф., лауреат премії Президента України, Національний авіаційний університет;

Пічугін С.Ф. – д-р техн. наук, проф., Лауреат Державної премії України в галузі науки і техніки, Заслужений діяч науки і техніки України, Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка;

Суханов В.Г. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

Яковенко І.А. – д-р техн. наук, проф., Національний університет біоресурсів і природокористування України;

Aniskin Aleksej – Ph.D., Assistant Professor University North, Хорватія;

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

Технічна редакція:

Відповідальний технічний редактор – Гілодо О.Ю. – к-т техн. наук, доц., завідувач кафедри металевих, дерев'яних і пластмасових конструкцій ОДАБА, член-кореспондент Інженерної академії України.

Арсірій А.М. – к-т техн. наук, доц., ОДАБА.

Сьоміна Ю.А. – к-т техн. наук, доц., ОДАБА.

Рекомендовано до видання Вченою радою ОДАБА

Протокол № 15 від 29.05.2025 р.

Свідоцтво КВ 16172-4644Р від 02.12.2009 р.

Наказ МОН України № 409 від 17.03.2020 р. (категорія Б).

© Одеська державна академія
будівництва та архітектури
(ОДАБА), 2025

ISSN: 2707-3068

**MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE
ODESA STATE ACADEMY
OF CIVIL ENGINEERING AND ARCHITECTURE**

COLLECTION OF SCIENTIFIC WORKS

MODERN STRUCTURES OF METAL AND WOOD

Issue № 29

ODESA 2025

MODERN STRUCTURES OF METAL AND WOOD

ISSN: 2707-3068

Issue № 29, 2025.

Collection of scientific works has been published since 1992, frequency – 1 per year.

Founder and publisher – Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture (OSACEA).

Certificate of state registration KB № 16772-4644P, 02 December, 2009.

Collection of scientific works enters the list of scientific editions of Ukraine, in which thesis results can be published. Order of the Ministry of Education and Science of Ukraine № 409, 17 May, 2020 (category B).

Collection of scientific works is included into International scientometric base of the Index Copernicus.

Results of scientific and experimental-theoretical researches of building structures of metal and wood. It is assigned for scientific workers, specialists of design organizations and manufacturing enterprises of construction domain, postgraduates, masters of educational institutions.

Editor-in-chief – Kovrov A.V. – Ph.D., Honored worker of science and technology of Ukraine, rector of the OSACEA, vice-president of the Academy of Energy of Ukraine, head of the territorial branch of the Academy of Civil Engineering of Ukraine;

Executive editor – Klymenko Y.V. – Sc., Professor, OSACEA;

Editorial Board:

Bannikov D.O. – D.Sc., Professor, Ukrainian State University of Science and Technologies;

Bilyk S.I. – D.Sc., Professor, Kyiv National University of Construction and Architecture;

Vyrovoy V.N. – D.Sc., Professor, merits of science and technology worker of Ukraine, OSACEA;

Gibalenko O.M. – D.Sc., Professor, Pryazovskyi State Technical University;

Holodnov O.I. – D.Sc., Professor, National Aviation University;

Gomon S.S. – D.Sc., Professor, National University of Water and Environmental Engineering;

Makhinko A.V. – D.Sc., Professor, laureate of the Presidential Prize of Ukraine National Aviation University;

Pichugin S.F. – D.Sc., Professor, laureate of the State Prize of Ukraine in the field of science and technology, Honored Worker of Science and Technology of Ukraine National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic»;

Sukhanov V.G. – D.Sc., Professor, OSACEA;

Yakovenko I.A. – D.Sc., Professor, National university of life and environmental sciences of Ukraine;

Aniskin Aleksej – Ph.D., Assistant Professor University North, Croatia.

Moskalova Khrystyna – Ph.D., Assistant Professor, Development and Training Center for the Metal Industry- Metal Centre Čakovec, Croatia.

Technical editorship:

Executive technical editor – Gilodo A.Y. – Ph.D., Head of the Department of Metal, Wood and Plastic Structures OSACEA, Corresponding Member of the Engineering Academy of Ukraine.

Arsirii A.M. – Ph.D., Associate Professor, OSACEA;

Somina Yu.A. - Ph.D., Associate Professor, OSACEA.

Recommended for publication by the Academic Board of the OSACEA

Protocol № 15, 29 May, 2025.

Certificate KB № 16172-4644P, 02 December, 2009.

Order of Ministry of Education and Science of Ukraine № № 409, 17 May, 2020 (category B).

© Odesa State Academy
of Civil Engineering and Architecture
(OSACEA), 2025

UDC 624.014

doi:10.31650/2707-3068-2025-29-5-14

DESIGN FEATURES OF PROTECTIVE ANTI-DRONE SHIELDS

Bannikov D.O., Doc. of Sci. (Techn.), Professor
d.o.bannikov@ust.edu.ua ORCID 0000-0002-9019-9679
Ukrainian State University of Science and Technologies

Misiura Ye.A., Postgraduate student
udgine200933@gmail.com ORCID 0009-0003-1909-4588
Ukrainian State University of Science and Technologies

Annotation. The paper examines the structural and engineering aspects of designing steel protective screens to counter unmanned aerial vehicles (UAVs) at energy infrastructure facilities. The relevance of the topic is due to the targeted UAV attacks on transformer substations, which have prompted the implementation of passive protection in the form of steel anti-drone screens. The study includes an analysis of recent research and publications on UAV threats to power grids and existing protection methods. It explores structural solutions for protective screens and presents the results of their practical implementation in Ukraine. The paper summarizes design requirements, including material selection, ensuring appropriate screen height and distance, modularity, and maintainability of the structure.

Keywords: transformer charging station; unmanned aerial vehicles; kamikaze drone; passive engineering protection; protective screen; Shahed defense

Introduction. The issue of protecting energy facilities, as one of the most important links in Ukraine's critical infrastructure (CI), is one of the most pressing at present [1-4]. Transformer substations are critical elements of the energy infrastructure, and their damage leads to large-scale power outages. In today's warfare, one of the main threats to energy facilities is air attacks by UAVs equipped with explosive charges.

In the realities of late 2024, the most applicable UAVs against Ukraine's critical infrastructure are the Iranian-made Shahed-131 and Shahed-136, as well as the Russian-made Lancet-1 and Lancet-2 [5]. Threats from the use of UAVs require the development of effective means of protection. In addition to active means (electronic warfare, air defence), passive defence elements play an important role. The basic idea of passive protection is to erect a special protective shield above or around the transformer that can intercept the drone or initiate its explosion at a safe distance from the protected facility. Following the large-scale shelling of the power system, NPC Ukrenergo, the transmission grid operator, has launched the world's first comprehensive anti-drone protection system for high-voltage substations. Protective structures (the so-called "anti-Shahed" shelters) are being urgently constructed at key substations in the country, which have already proven their effectiveness during massive drone attacks. According to Ukrenergo, the implemented projects have significantly reduced the level of damage to substations during recent attacks, increasing the resilience of the power system [6, 7].

At the same time, the design of such protective shields is a complex engineering task that requires taking into account specific loads, structural limitations of existing substations, and tight implementation timeframes. This paper summarises the experience and recommendations for the design of steel anti-drone protective shields for transformer substations and the results of recent research.

Analysis of recent research sources and publications. The issue of protecting energy facilities from drone attacks is relatively new, so the number of scientific publications on this topic is limited. Previously, researchers mainly focused on drone detection and electronic warfare systems

(antennas, radio jamming, interception). Only a few studies mention drone trapping (net systems) among possible countermeasures, but until recently, these solutions have not been used to protect electrical substations [8-10].

According to statistics on the effectiveness of Shahed drones, only about 20 per cent of them achieve a direct hit, while the remaining 80 per cent fall 15-20 metres from the intended target or do not reach it at all. This indicates that the larger size of the object increases the likelihood of a direct hit, and therefore requires more complex engineering defence solutions.

In cases where the objects are relatively small and are subject to mostly indirect hits, it is advisable to apply basic (temporary) engineering protection measures. These include fencing with fortification gabions filled with soil or sand, as well as the construction of protective coverings made of wooden structures (Fig. 1, 2).

In the case of large-sized objects or critical elements in the structure of critical infrastructure facilities (CIFs), the probability of a direct hit must be taken into account. Under such conditions, the use of conventional temporary engineering protection means is ineffective, as they have design limitations, are unable to provide full circular protection and require a significant thickness of the protective layer to withstand direct damage.

Paper [5] proposes a fundamental solution to the priority circular engineering protection of the most critical structures and equipment using two-level protection (Fig. 3).

At the first level of protection, screens made of rod or flexible metal elements are installed, the main task of which is to move the point of contact of the UAV beyond the critical parts of the facility. This solution has an analogue in civil engineering - bollards, which prevent a vehicle from directly hitting a building and shift the potential location of a vehicle explosion (in the event of a terrorist attack) away from the structural elements of the building. If a Shahed-136-type kamikaze drone hits the protective screen, two scenarios are possible:

1. Mechanical destruction of the device with its subsequent stopping without detonation of the warhead (the most favourable option);
2. Premature initiation of the UAV's explosive charge.

In this context, the critical factor is the distance between the shield and the object, which allows reducing the pressure of the blast shock wave (BSW) to an acceptable level. The second level of protection involves the use of a protective shell (the so-called "sarcophagus"), which should, at the very least, withstand both the pressure of the BSW and the impact of fragments from the warhead explosion that occurred on the shield.

In the event of an explosion of the UAV's warhead directly on the protective shield, its partial destruction is allowed, since the shield design does not provide for full resistance to the explosive load. This approach is reasonable in terms of economic efficiency and overall safety. At the same time, it is envisaged that the shield can be quickly restored, which is realised through its repairable design - the shield should be prefabricated, made of modular elements connected by bolts or similar connections.

It should be noted that until 2022, the issue of physical shielding of facilities from explosions was not addressed in Ukrainian regulatory documents - designers relied only on general standards for the strength of building structures [11, 12] and explosion resistance standards for civil protection facilities. Consequently, the developers of protective shields have to actually create new design solutions from scratch. The literature lacks data on the behaviour of large steel shields under the action of a blast wave, and there are no standardised approaches to calculating spatial frames under the action of an explosion from above. Thus, a number of previously unsolved scientific and technical problems have been identified.

Identification of previously unresolved parts of the overall problem. Given the above and the novelty of this problem, there are several key issues in the design of anti-drone shields that need to be addressed:

- determining the optimal design of the protective shield;
- calculation of explosion parameters and distance;
- strength and behaviour of materials;

- adaptation to existing substations.

Problem statement. The purpose of this article is to analyse the existing problems and highlight the main features that should be considered when designing protective anti-drone shields.



Fig. 1. An example of an underground temporary protection against UAVs



Fig. 2. Examples of ground-based temporary protection against UAVs

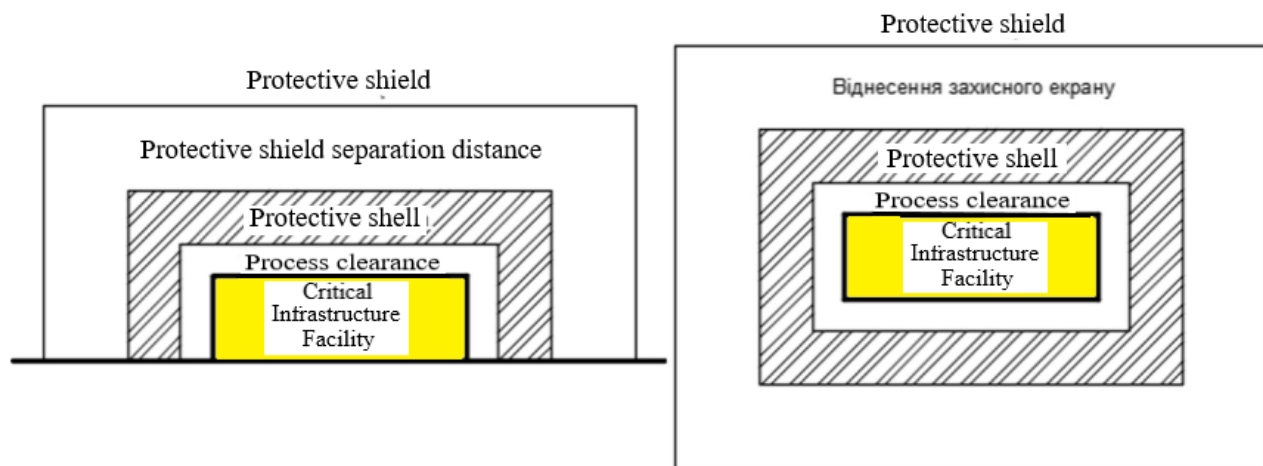


Fig. 3. Schematic diagram of the system of circular engineering protection of objects against direct hits by UAVs

Basic material and results. Experience shows that the proposed design solutions of protective systems should also provide the possibility of multiple protection of objects. Therefore, the most effective concept at present is the creation of multi-layer protective structural systems, each layer of which has its own special properties, is made of a separate building material and has its own specific functional purpose. The number of such layers can reach five. According to the design of the main protective layer, protective structural systems are divided into two types.

In general, a typical design solution that is now widely used to protect electric transformers is shown in Fig. 4.

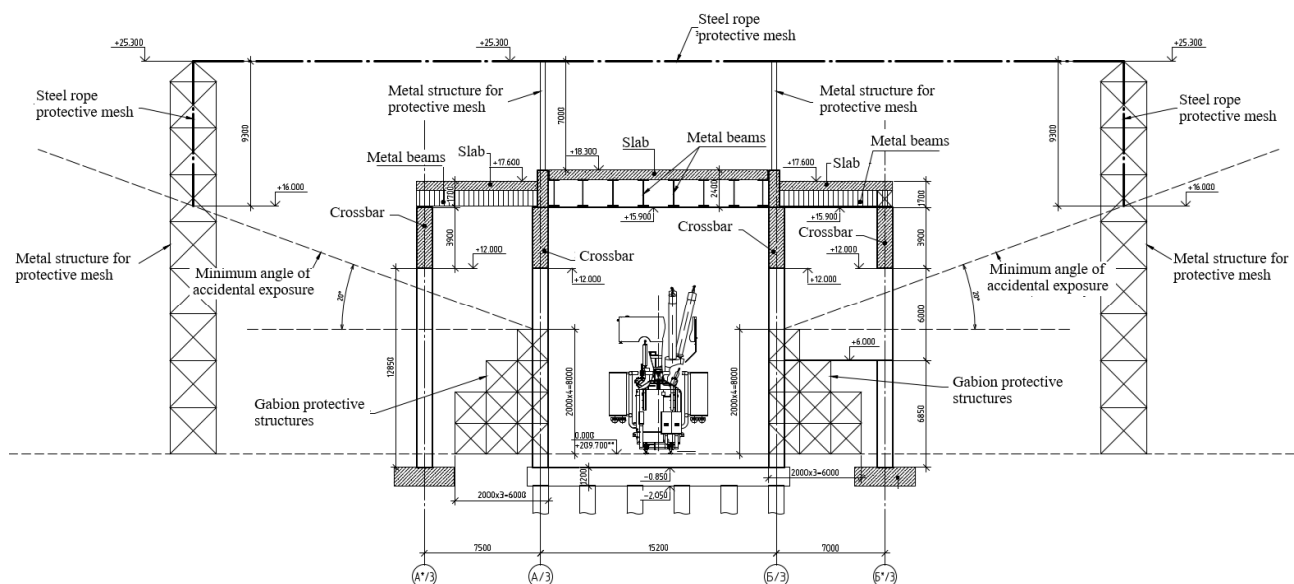


Fig. 4. Typical design solution for the protection of electric transformers

The main protective shell of an electrical substation transformer covering is a monolithic reinforced concrete structure and does not have any other design options, unlike the design of a protective shield.

Based on the analysis of the experience of implementation in Ukraine, two main types of protective anti-drone shield structures can be distinguished: a mesh protective shield structure (Fig. 5) and a combined structure (Fig. 6).

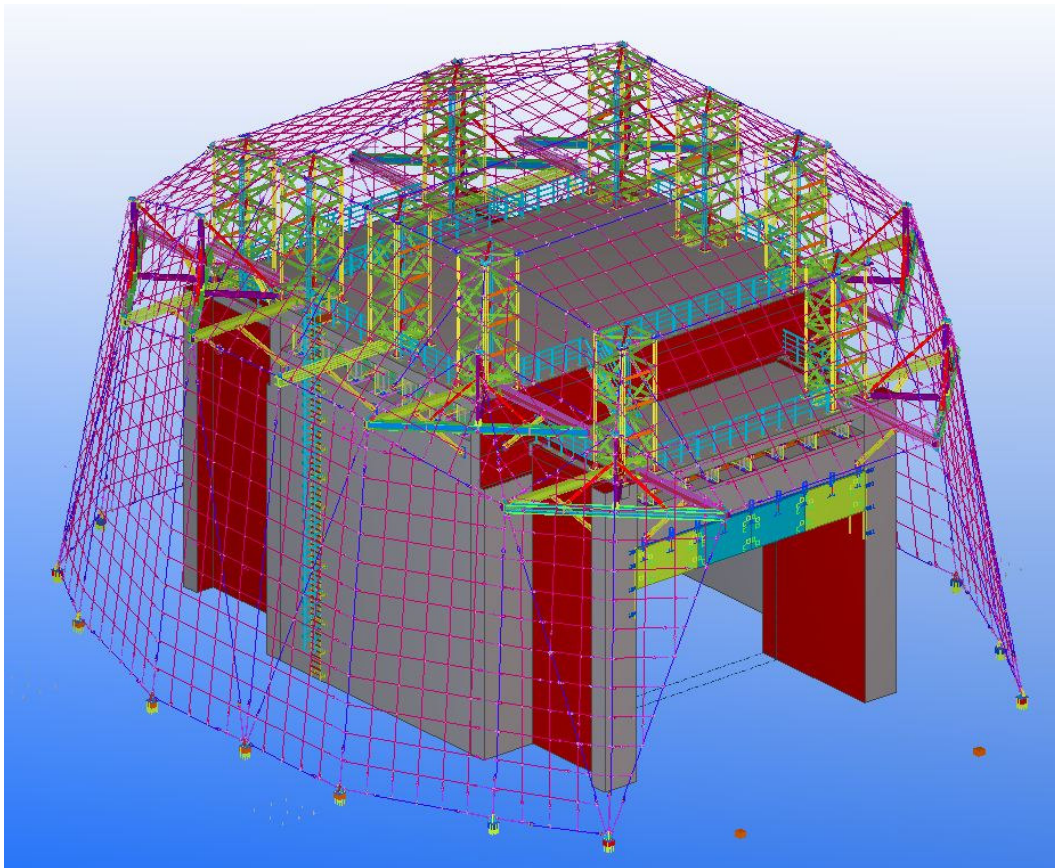


Fig. 5. Diagram of a mesh protective anti-drone shield

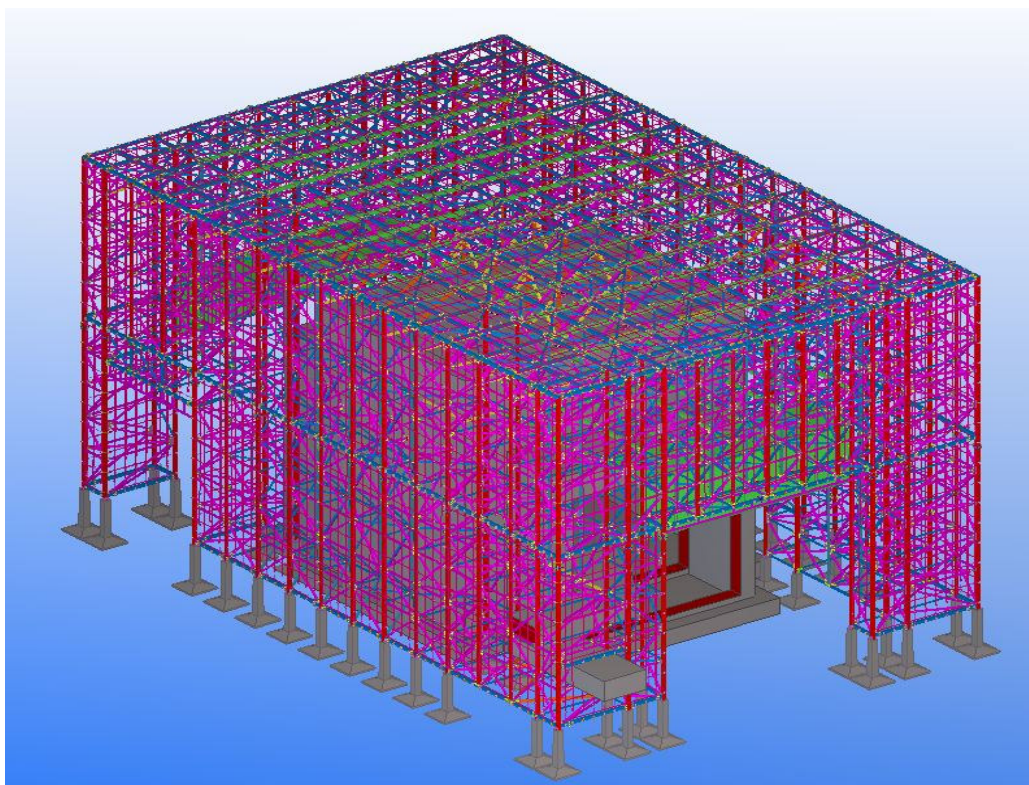


Fig. 6. Diagram of the combined structure of the protective shield

The mesh protective shield is a lightweight spatial frame (supports, beams), between which a mesh of steel ropes or cables is stretched. The mesh size is 500-1000 mm. It is important to ensure that the ropes are sufficiently pre-tensioned so that the shield does not sag due to its own weight or

wind loads. The ropes are attached to the supports with bolts or clamps so that if a section is damaged, it can be replaced quickly.

The combined design of the protective shield is a structural steel structure with cables or ropes stretched over it to increase the density of protection. Such a shield is less likely to deform on impact, so it is less likely to cause a UAV to detonate on contact. It can withstand certain loads without breaking, but this is achieved by increasing the weight of the steel.

Table 1 provides a summary comparison of the two structural types of shields.

Table 1: Comparison of the main structural types of protective shields.

Shield Type	Materials	Advantages	Disadvantages
Mesh	Steel profiles (supports, beams), wire mesh	Quick installation/dismantling; Flexibility reduces the energy of the explosion; Low windage and cost of materials	Less durability (may tear); Periodic tightening is required; Can miss small UAVs with a large cell
Combined	Steel frame, wire mesh	Maximum probability of interception; Resistance to various threats (Shahed, FPV)	More complex calculation and installation; More components - higher price; Weight of the structure

In both cases, the main structures of the protective shield should be remote from the surface of the main protective shell by at least 4-5 m in order to create the necessary safe distance. This would prevent destruction by BSW or penetration of the shell and damage to the protected object, since the pressure from BSW decreases with increasing distance from the point of explosion. Therefore, it is also important to determine the optimal distance of the protective shield from the main structure in order to ensure both its strength and resistance to splinters and the optimal metal consumption of the protective shield.

The design of protective shields is based on:

- their own weight, atmospheric and other trivial loads according to DBN B.1.2-2:2006 “Loads and impacts. Design standards” [13];
- mechanical shock from UAV point hit [5].

The calculations take into account that the facilities belong to the consequence class CC3 [14], but the category of responsibility of the elements may be different. In fact, due to significant loads in the emergency connection, snow, ice, temperature, other loads may not be considered, and the connections with them will not be significant. However, they can become decisive during normal operation, since their application is different from an impact or explosion [5]. When calculating the combined design of a protective shield, it is imperative to calculate the progressive destruction. However, the question remains whether it is necessary to take into account the blast wave from a UAV detonation when calculating the elements of protective shields. According to standard specifications for the design of such structures, in the event of a UAV warhead explosion, partial destruction of the shield itself is allowed when the warhead is initiated, but the shield is not designed for an explosion and the need to calculate only for a mechanical shock is indicated. However, it would be quite logical to calculate the impact of a BSW as well, and there is no definitive methodology for determining the pressure from a BSW. Paper [5] discusses the determination of the pressure from BSW, but according to field tests conducted by ENERGY INNOVATIVE TECHNOLOGIES LLC, the values of the pressure from BSW are almost three times higher than those presented in [5] and reach 3000 kPa. Therefore, the issue of defining BSW is still relevant.

It is important to note that the implementation of protective shields at substations also requires consideration of operational issues. Firstly, the shield must not pose a risk to electrical connections -

the high-voltage transformer bushings that stick out should remain at a safe distance from the metal shield to avoid overlap (arc breakdown). Secondly, the design should allow for the replacement of the transformer if necessary - that is, the shield should either be dismantled or have a gap between the supports so that a crane can lift the old transformer and install a new one. Also, there are cases where two transformers are located at such a close distance that the design of a combined protective shield structure becomes either impossible at all or will have a much higher metal consumption and a more complex configuration and mesh design.

Thus, the design of steel anti-drone shields is a complex process that combines wartime requirements (effective protection) with civil engineering standards (strength, reliability, safe operation).

Despite all the difficulties that arise in the design and construction of protective structures, as well as their high cost, these protective structures have proven to be worthwhile. During the attacks in November-December 2023, at least half of the attacked equipment was saved thanks to passive protection [15]. There were cases when a Shahed drone hit a protective shield and exploded without destroying the transformer. At one of Ukrenergo's facilities, a Shahed-136 hit a reinforced concrete floor, causing a hole in it, but the transformer itself remained undamaged under the floor. A photo of the consequences of such a hit is shown in Fig. 7. One can see a gap in the reinforced concrete slab and exposed reinforcing bars; this indicates that the blast wave was absorbed by the structure. The shield worked as intended, and although it was damaged, the main goal of preserving the transformer was achieved [16]. The damaged area was subsequently repaired, which confirms the importance of inherent maintainability.

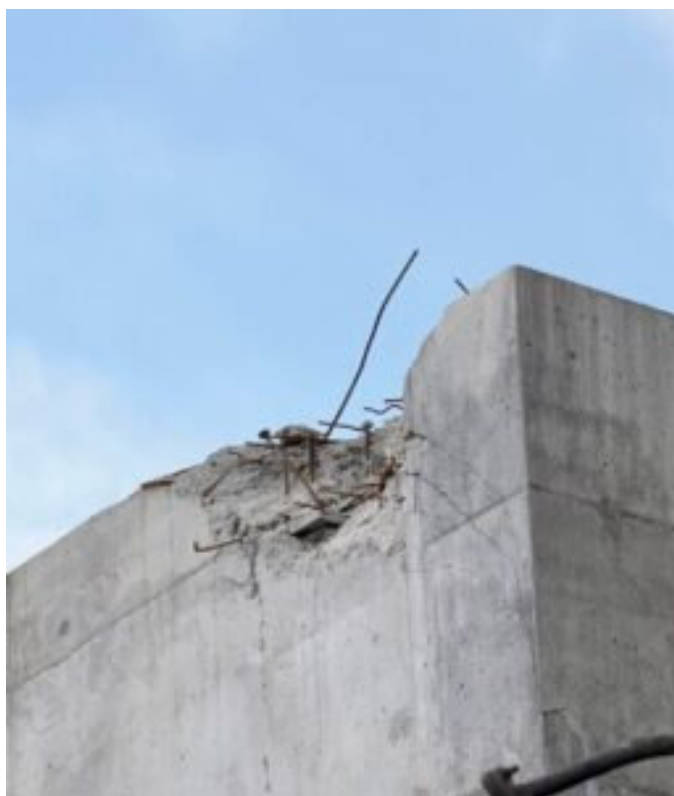


Fig. 7. A fragment of the reinforced concrete floor of a protective covering after a Shahed-136 drone hit

However, another rather serious key issue is the need to provide multiple defences. The use of massive drone attacks leads to multiple hits on defence systems in a fairly short period of time. As a result, there is virtually no time left for repair work. Therefore, underground defence systems are currently being developed.

The structural basis for such systems is the well-known design of shallow metro stations (Figures 8 and 9). To increase the degree of their protection, multilayer systems are also envisaged and the depth of such facilities is calculated.

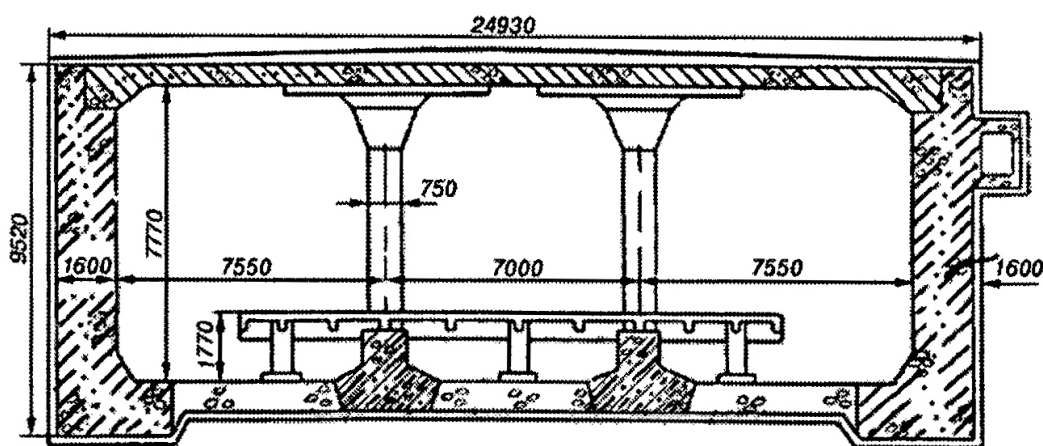


Fig. 8. Structural solution of a shallow column metro station

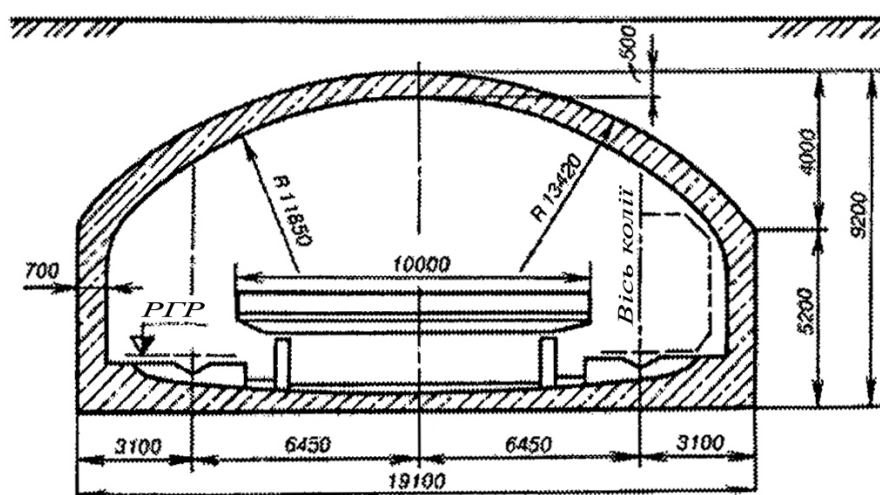


Fig. 9. Structural solution of a shallow vaulted metro station

As a result of this approach, protection systems are transformed into dual-purpose systems that can also perform an additional function. The increase in the degree of protection is achieved by backfilling, the thickness and composition of which is the subject of scientific substantiation.

Conclusions. The paper considers the existing design solutions for protecting objects from the effects of UAVs. For small-sized objects, temporary design solutions can be used. For large and critically important objects, it is more appropriate to use permanent design solutions.

Currently, there are two main types of anti-drone shield construction: mesh and combined construction. Each of the two types has both its disadvantages and advantages, and the choice of a particular type should be made taking into account the range of existing rolled metal products, construction time, construction site, etc.

The practical implementation of anti-drone defence structures in Ukraine to protect energy facilities from UAV attacks has significantly reduced the number of destroyed equipment, proving its effectiveness.

Further research should be aimed at optimising structures (reducing metal consumption through the use of strong steels [17-20], more efficient design schemes, etc.), standardising methods for calculating explosive loads for such structures, and expanding the scope of application - in particular, protection not only from drones but also from artillery fire and missiles. The results and experience gained can be implemented in other countries to protect critical infrastructure from the latest air threats.

An additional area for further research and development is the design of protective systems based on the principle of dual-use objects. The basis for this should be the well-known designs of shallow metro stations.

References

- [1] Kyiv Post. Critical Infrastructure Objects of Ukraine: Everything You Need to Know. URL: <https://www.kyivpost.com/uk/post/28283> (application date 20.04.2025)
- [2] Law of Ukraine "On Critical Infrastructure" (2023), No. 1882-IX: as of 01.01.2024, based on No. 1909-IX. (Section III, Articles 8, 9, 10, 11). URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1882-20#Text> (application date 20.04.2025)
- [3] Resolution of the Cabinet of Ministers of Ukraine, October 9, 2020, No. 1109 "Some Issues of Critical Infrastructure Objects," with amendments. URL: <https://ips.ligazakon.net/document/KP201109?an=1> (application date 20.04.2025)
- [4] Council Directive 2008/114/EC of December 8, 2008 on the identification and designation of European critical infrastructures and the assessment of the need to improve their protection. URL: https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/984_002-08#Text (application date 20.04.2025)
- [5] Kotsiuruba V. I., Bilyk A. S., Veretnov A. O., Haidarly H. S., Borta R. M., Tertyshnyi B. I. Methodology for calculations and substantiation of requirements for the engineering protection of critical infrastructure objects from loitering munition-type UAVs. Strength of Materials and Theory of Structures. 2022. Issue 109. P. 164–183.
- [6] Forbes Ukraine. Ukrenergo received €86 million from the EIB for anti-drone protection of substations. URL: <https://forbes.ua/news/ukrenergo-otrimalo-86-mln-vid-eib-na-antidronoviy-zakhyst-pidstantsiy-23122024-25819> (News about funding of protection projects for substations, includes quotes from Ukrenergo leadership) (application date 20.04.2025)
- [7] Ukrenergo became the first in the world to implement comprehensive anti-drone protection at high-voltage substations // UNN, 04.05.2024. (Statement by V. Kudrytskyi on results of substation protection) URL: <https://unn.ua/news/ukrenerho-pershym-u-sviti-vprovadyv-kompleksnyi-antydronoviy-zakhyst-na-vysokovoltnykh-pidstantsiiakh-kudrytskyi> (application date 20.04.2025)
- [8] Naumann S. The Threat to the Electric Grid of Drones Must Be Analyzed and Action Taken Now. Protect Our Power Blog, Jan 2022. URL: <https://protectourpower.org/blog/the-threat-to-the-electric-grid-of-drones-must-be-analyzed-and-action-taken-now/> (application date 20.04.2025)
- [9] Kootala A., Mousa A., Pong P.W.T. Drones are Endangering Energy Critical Infrastructure, and How We Can Deal with This. Energies, 2023, 16(14), 5521. URL: <https://www.mdpi.com/1996-1073/16/14/5521> (application date 20.04.2025)
- [10] VP 3-00(116)120. Methodological Recommendations to general military units on combating Iranian Shahed-136 (Geran-2) and Russian Lancet-2 strike UAVs (based on the experience of the Russo-Ukrainian war of 2022–2023). March 2023. URL: https://shron1.chtyvo.org.ua/Zbroini_syly_Ukrainy/Metodychni_rekomendatsii_zahalnoviiskovy_m_pidrozdilam_schodo_borotby_z_udarnymy_BpLA_iranskoho_vyrob.pdf (application date 20.04.2025)
- [11] DBN V.2.6-198:2014. Steel structures. Design standard. With change No. 1. Valid from 2015-01-01. Kyiv: Ministry of Regional Construction of Ukraine, 2014. 220 p.
- [12] DBN V.2.6-98:2009. Structures of buildings and facilities. Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions. With change No. 1. Valid from 2011-06-01. Kyiv: Ministry for Regional Development of Ukraine, 2011. 71 p.
- [13] DBN V.1.2-2:2006. System for ensuring the reliability and safety of construction objects. Loads and actions. Design standards. With changes No. 1 and No. 2. Valid from 2007-01-01. Kyiv: Ministry for Regional Construction, 2006. 70 p.
- [14] DBN V.1.2-14:2018. The system for ensuring the reliability and safety of construction objects. General principles of ensuring the reliability and structural safety of buildings and structures. With change No. 1. Valid from 2022-09-01. Kyiv: Ministry of Regional Development, 2018. 36 p.
- [15] Nelson H. Ukraine faces its most perilous winter yet. Atlantic Council, 31.10.2024. URL: <https://www.atlanticcouncil.org/blogs/ukrainealert/ukraine-faces-its-most-perilous-winter-yet/> (Analytical review of the state of Ukraine's energy system; includes data on 50% preserved

equipment due to protection and quote about fortification resource demands) (application date 20.04.2025)

[16] Nashi Groshi. Unique photo of the consequences of a Shahed strike on a protective structure. NashiGroshi.org, 21.08.2024. URL: <https://nashigroshi.org/2024/08/21/unikal-ne-foto-naslidkiv-udaru-shakheda-po-zakhysniy-sporudi-pidstantsii-ukrenerho-zroblenoi-z-budmaterialiv-po-rynkovykh-tsinakh/> (Article with photo showing the result of the screen — transformer survived; includes actual cost estimates of 120–150 million UAH) (application date 20.04.2025)

[17] Bannikov D. O., Nikiforova N. A., Kosiachevska S. M. Modern state of classification of transport building structures in Ukraine. Bridges and Tunnels: Theory, Research, Practice. 2022. No. 21. P. 35-43.

[18] Hezentsvei Yu., Bannykov D. Effectiveness evaluation of steel strength improvement for pyramidal-prismatic bunkers. Eureka: Physics and Engineering. 2020. No. 2 (27). P. 30-38/

[19] Hezentsvei Y. I., Bannykov D. O. Use of fine-grained heat-strengthened steels to increase the operational qualities of bunker capacities from thin-walled galvanized profiles. Science and Transport Progress. 2021. Is. 1 (91). P. 84-93.

[20] Bezsalay V. M., Bannikov D. O. Efficiency of thin-walled galvanized profiles for arch elements. Bridges and Tunnels: Theory, Research, Practice. 2019. No. 16. P. 20-29.

ОСОБЛИВОСТІ ПРОЄКТУВАННЯ ЗАХИСНИХ АНТИДРОНОВИХ ЕКРАНІВ

Банніков Д.О., д.т.н., професор

d.o.bannikov@ust.edu.ua ORCID 0000-0002-9019-9679
Український державний університет науки і технологій

Місюра Є.А., магістрант

udgine200933@gmail.com ORCID 0009-0003-1909-4588
Український державний університет науки і технологій

Анотація. В роботі розглянуто конструктивні та інженерні особливості проектування сталевих захисних екранів для протидії безпілотним літальним апаратам (БПЛА) на об'єктах енергетичної інфраструктури. Актуальність теми зумовлена цілеспрямованими атаками БПЛА на трансформаторні підстанції, що спонукало до впровадження пасивного захисту у вигляді сталевих антидронових екранів. Проведено аналіз останніх досліджень і публікацій щодо загроз від дронів для енергомереж та існуючих методів захисту. Розглянуті конструктивні рішення захисних екранів, а також представлено результати практичного впровадження в Україні. Виконано узагальнення вимог до проектування: вибір матеріалів, забезпечення потрібної висоти та відстані екрану, модульність та ремонтпридатність конструкції.

Практичне впровадження протидронів захисних конструкцій в Україні для захисту об'єктів енергетики від атак БПЛА значно зменшило кількість знищеного обладнання, що доводить їх ефективність.

Подальші дослідження повинні бути спрямовані на оптимізацію конструкцій (зменшення витрати сталі за рахунок використання міцних сталей, більш ефективних схем проектування тощо), стандартизацію методів розрахунку вибухових навантажень для таких конструкцій та розширення сфери застосування — зокрема, захист не тільки від дронів, але й від артилерійських снарядів та ракет. Отримані результати та досвід можуть бути впроваджені в інших країнах для захисту критичної інфраструктури від новітніх повітряних загроз. Додатковою сферою для подальших досліджень і розробок є проектування захисних систем за принципом об'єктів подвійного призначення. Основою для цього повинні стати добре відомі конструкції неглибоких станцій метро.

Ключові слова: трансформаторна підстанція; безпілотні літальні апарати; дрон-камікадзе; пасивний інженерний захист; захисний екран; протишахедний захист

UDC 624.014.2:620.193

doi:10.31650/2707-3068-2025-29-15-23

**ROBUST DESIGN OF METAL STRUCTURES FOR
MINIMIZING CORROSION RISKS****Gibalenko O.M.**, D.Sc. (Tech), Professor*OJSC "V. Shimanovsky UkrRDSteelconstruction"*, Kyiv, Ukraine

grin196102@gmail.com, ORCID: 0000-0003-2979-5225

Trofymchuk T.S., General Manager

taras@sivilingeniortt.no, ORCID: 0000-0002-1051-4561

*Sivilingenior Taras Trofymchuk AS, Norway***Tereshchenko S.A.**, Ph.D. student

ORCID: 0009-0006-0675-4681

LLC Svitovi Standarty, Kyiv, Ukraine

Abstract. The article addresses the reduction of risks associated with the potential emergence of industrial hazards caused by decreased reliability of corrosion protection systems for structures, within the framework of robust structural design (**RDCPS** – *Corrosion Protection System under Robust Structural Design Conditions*). The proposed approach is based on the development of robust (resilient to disturbing external influences) methods for designing primary and secondary corrosion protection measures for metal structures. In order to improve structural operation at all stages of the life cycle, a diagnostic and maintenance technology is substantiated. Enhanced survivability and resistance to aggressive operational environments are achieved through effective robust design strategies for both primary and secondary protection of metal structures against corrosion. The proposed methodology contributes to the advancement of current standards (EN 1990) by incorporating principles of robust design. It is established that these requirements aim to ensure the quality of metal structures and are implemented through limit state calculations using partial safety factors (EN 1991). Structural load-bearing capacity and durability are ensured in accordance with the provisions of EN 1993. Characteristic values of metal structure quality indicators, protective coatings (EN ISO 12944, EN 1461), and materials (EN 1993-1-4) are applied. The methodology proposed herein is aimed at minimizing risks during the creation of metal structures and reducing the extent of damage due to corrosion loss, which remains a highly relevant objective in the construction industry.

Keywords: metal structures, durability, robust design, corrosion protection, corrosion resistance

Problem Statement. Ensuring technological safety in the construction sector and preventing the occurrence of accidents and emergency situations of industrial origin constitute the foundation for establishing safe living conditions and represent an integral component of the functioning of the construction industry as a whole [1].

The inadmissibility of a steady decline in the level of safety and reliability of critical construction facilities-particularly during the operation of civil and industrial buildings, lifting mechanisms, and supporting structures-along with the unsatisfactory condition of equipment and engineering networks operating in industrial environments and posing potential threats to human life, necessitates the adoption of a comprehensive approach. Such an approach is essential for solving the problem of ensuring technological safety and mitigating risks, utilizing the potential capabilities and advantages of robust design methodology.

The reliability requirements for metal structures of load-bearing and lifting mechanisms are driven by the need to reduce risk levels on a methodological basis through the application of a process-based approach, as stipulated at the international level by ISO 9001 / IEC 300-1 standards. The application of robust design principles allows for the formulation and implementation of management tasks related to service life planning, reliability assurance, and justification of sequential

stages for assessing the survivability of building metal structures. These tasks are carried out on the basis of robust design principles, continuous improvement strategies, and control of technological measures during project implementation [2].

Analysis of Recent Research and Publications. An analysis of current requirements for the means and methods of corrosion protection of metal structures, along with a systematization of classification features of aggressive environments and indicators of corrosion resistance of steels, protective coatings, and structural joints-taking into account the nature and degree of environmental aggressiveness-demonstrates that the issue of insufficient service life of structures operating in varying degrees of corrosive environments is largely due to the lack of a methodological basis for design and technological decisions related to primary and secondary corrosion protection based on reliability indicators and safety conditions for building facilities [3, 4].

Research in this area is aimed at enabling service life extension of structures by applying methods that ensure the durability of structural materials, while simultaneously emphasizing rational design, the development and use of expressive architectural forms, and the application of volumetric-planning and technological solutions. The integration of reliability conditions and structural rationality with the parallel development of durability assurance methods is achieved through the implementation of technological safety principles, in line with total quality management (TQM) methodology and risk reduction strategies.

A significant level of potential risk arises when structural components remain for extended periods in aggressive environmental conditions, which poses a threat to the quality of lifting equipment as well as buildings and structures themselves. This, in turn, leads to heightened demands for improving the operational performance of metal structures [5, 6].

Identification of Previously Unresolved Components of the General Problem. The life cycle of metal structures used in cargo cranes spans a significant time interval. To obtain reliable information and data based on statistical analysis of damage, defects, and imperfections, a prolonged observation period is necessary, during which the collection, processing, accumulation, and storage of data are complicated. Under these circumstances, reliability characteristics can be determined based on the properties of the structure and the operational environment-features that exhibit mass characteristics and are evaluated using statistical methods. These include: structural material properties; magnitudes of external effects (frequently repeating and recorded); geometric parameters of buildings and structures and their structural elements; and characteristics of joints, connections, and load-handling mechanisms.

In reliability theory, these parameters are referred to as **basic variables** $X_1, X_2, \dots, X_i$, which cannot be mathematically represented as random variables or stochastic processes and must be obtained through **in-situ investigations**. The **limit state** of a structure – defined as the presence of defects, imperfections, or damage-is described as a function of these basic variables [6, 7]. To solve the main task of reliability theory for load-bearing structures and to theoretically determine the **probability of failure occurrence**, initial statistical data on the basic variables X_i are used.

The condition of dismantled structures, considering the most unfavourable combinations of technological effects and the condition of individual elements, has been examined in accordance with a **methodological approach** that substantiates the composition and structure of **durability parameters** for controlling technological safety through risk reduction. This demonstrates the feasibility of **ensuring structural resources** through a combined application of analytical methods-enabled by a rational technological strategy and the use of advanced planning tools to promote construction process efficiency [8].

Regardless of the structural form **Sb** it is necessary to determine the initial conditions and internal states of the system. Developing a verification program requires an analysis of the structure of the object under study-both in its **operational state** and under **potential failure conditions** of structural elements and mechanisms. The formalization of this analysis involves describing possible defects and damage (e.g., presence of imperfections, flaws, degradations) resulting from service life,

disassembly, transportation, and storage-factors that are largely determined by the **failure intensity of structural components**.

The introduction and definition of input functions for defective elements are carried out by enumerating potential imperfections-such as defects and damage in steel structures of cranes, changes in technical properties of machines and mechanisms caused by prolonged use, environmental conditions during storage, and construction site factors. The object is described in terms of **L components**. If S_j is the number of possible individual imperfections of the **j-th** component, then the total number **M** of potential imperfections for the object under control is calculated as follows:

- If individual defects are present (each part contains one imperfection):

$$M1 = \sum_{j=1}^L S_j \quad (1)$$

- If individual parts contain one or multiple defects (some components contain one defect):

$$M2 = \prod_{j=1}^L (1 + S_j) - 1 \quad (2)$$

- For multiple imperfections within components and multiple imperfections across the entire object (a component contains more than one defect):

$$M3 = 2^{M1} - 1 \quad (3)$$

In cases where a real-world operational object is available, its **technological purpose** (specifically, the order of data input at the design stage), potential imperfections, and implemented functions can be determined, along with the methodology for **diagnosing the state of structures and joints**.

The **risk assessment procedure** for the operation of **lattice-type metal structures** and the interaction of internal parameters with major external environmental influences is presented using a **structural diagram**. This diagram defines the state of the model at any moment in time **t** through input variables F_i , internal variables IN_i and output variables OP_i where inputs and internal variables are treated as **independent variables**, and outputs are their **functional results** [9].

A graphical representation of this **diagnostic process** during the **monitoring procedure** for dismantling a tower crane structure is shown in the form of a **block diagram** (Figure 1).

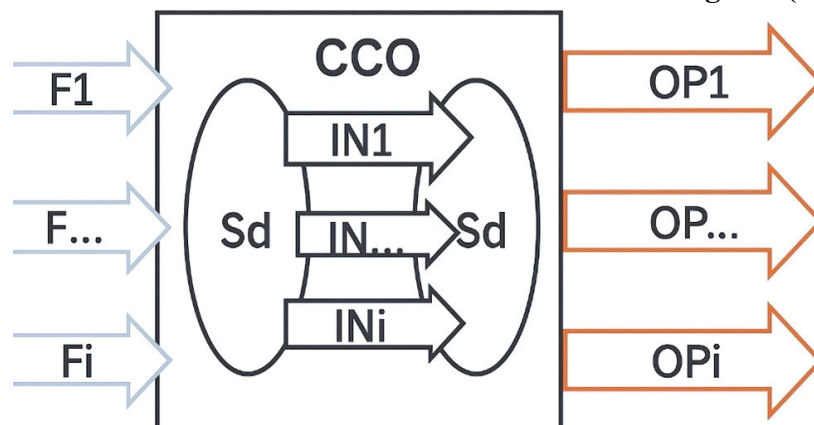


Fig. 1. Block diagram for monitoring the state parameters of the procedure used for decision-making in robust structural design and risk factor evaluation

The conditional decomposition of the control object (CCO) into its components is associated with a number of objective conditions and subjective assumptions. The selected components **Sb** represent structures, parts, and joints that form independent systems or elements (e.g., joints, members, metallic structures, or engineering and technological equipment, tools, etc.).

The control object, as a **logical system**, can be represented graphically, analytically, through a physical model, or in another virtual form suitable for processing by computational methods [10-13].

Formulation of Research Goals and Objectives. The aim of this research is to identify the factors affecting the **safety of structural and joint mechanisms**, analyze and systematize data related to **execution processes in spatially constrained construction environments**, and determine optimal design options from an industrial enterprise's perspective. The research further accounts for the **forecasting and progression of defects, imperfections, and structural damage**. A detailed study was conducted focusing on the operational behavior of a **cargo crane** in the constrained space of an **active industrial environment**. The proposed methodology is aimed at minimizing structural risks and addresses an urgent task in the field of construction.

More specifically, the objective of this work is to identify the factors that influence the **technological safety of operational processes** involving structural components and crane mechanisms, to analyze and systematize data related to execution procedures in the **limited space of a production facility**, and to determine optimal crane dismantling scenarios that provide the most benefit for the enterprise. The study involved analysis of crane operations in the **agglomeration conditions of the metallurgical industry**. The methodology is targeted at minimizing technological risks in structural processes, which is a critical task in the field of **civil engineering**.

Main Material and Results. Changes in the **qualitative characteristics of metal structures** under conditions of irreversible stochastic degradation processes emerge during both the erection and operation phases of buildings and structures. **Material wear** is associated with the emergence and accumulation of **corrosion damage** in metal elements and the **deterioration of protective coatings**. The result is a degradation of geometric properties of cross-sections, a decline in mechanical properties of materials, and ultimately, a loss of operational performance.

When structuring the data related to the operational condition of metal structures and identifying the **level of corrosion hazard**, the parameters of technical condition are described using **QFD (Quality Function Deployment)** methods. The structural description is implemented in the form of individual matrices, based on the principles outlined in [11–14]. The description follows a **structural-organizational model** using the House of Quality (HQ) approach (see **Figure 2**) in the form of a **target technological function** of the object under study.

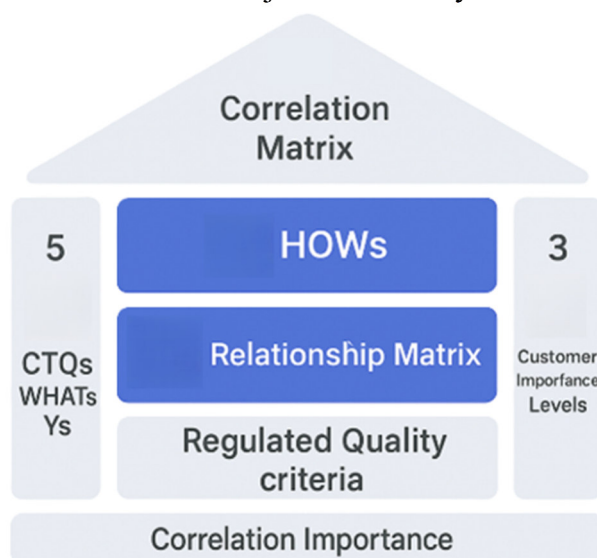


Fig. 2. Structural-organizational model HQ:

- 1 – Correlation Matrix (optional) - matrix of correlation coefficients between characteristics;
- 2 – HOWs, Xs - technical characteristics; 3 – Customer Importance Levels per CTQ (Critical to Quality) - standardized customer-driven quality criteria; 4 – Relationship Matrix - matrix of technological parameters and constraints; 5 – CTQs, WHATs, Ys - technological function of the object; 6 – Calculated Importance Values of the HOWs - target technological function of the object under investigation

Parametric Characteristics of the Structural Components of the HQ Model. The parametric characteristics of the structural components of the HQ model include:

- 1 – technological function;
- 2 – production-technological characteristics of buildings under actual operating conditions and environmental influence;
- 3 – Relationship Matrix of technological parameters and constraints;
- 4 – normalized quality criteria;
- 5 – correlation matrix - a matrix of correlation coefficients between technical characteristics and performance parameters;
- 6 – target technological function.

Standardized indicators of **reliability and durability** are integrated. Functionally interacting technical characteristics and operational parameters are correlated within the matrix of system performance, ensuring consistency in evaluating the robustness of corrosion protection characteristics **RDCPS** – Corrosion Protection System under Robust Structural Design Conditions [15].

Analytical Modeling of Corrosion Wear of Metal Structures

The analytical expression describing the actual condition of metal structural elements under corrosion wear, $[F(N), \text{g/m}^2]$, is obtained using an **active experimental design** through **fractional factorial replication** 2^{15-10} . The derived relationship reflects a parametric dependency under programmable impact scenarios involving variations in structural shape parameters (j) and corrosion exposure factors (i):

$$\Phi(N) = A_i + A_j + A_{i,j} + A_{i,j-1}, \quad (4)$$

$$A_{i,j} = a_0 \sum_{i=0}^{i=N} \sum_{j=0}^{j=L} a_{i,j} / T_k, \quad (5)$$

where:

$A_{i(j)}$ - system variable representing corrosion losses, $\text{g/m}^2 \cdot \text{year}$;

$a_{i(j)}$ - weighting factor characterizing the structural form parameters (i, j);

a_0 - corrosion losses of S235 steel during accelerated corrosion testing, (g/m^2) ;

T_k - time interval corresponding to stabilized corrosion losses, in years.

Expert Evaluation of the Generalized Indicator of Coating Protective Properties. The expert evaluation of the generalized indicator of the protective properties of coatings (A_z) is given by the following expression:

$$A_z = \sum_{i=1}^{i=N} B_i X_i, \quad (6)$$

where:

B_i - weighting coefficient for the type of degradation;

X_i - relative assessment score of the i -th degradation mode.

The evaluation results of the indicators based on formulas (2) and (3) allow for determining the normative service life of the protective coating system (PCS):

$$T_z = \Delta P(N) / A_n, \quad (7)$$

where: $P(N)$ - corrosion loss of unprotected steel corresponding to the number of accelerated test cycles N up to the established failure threshold, g/m^2 .

Application of Monitoring Results for Robust Design Solutions

The monitoring results of diagnostic parameters used to support decision-making in the robust design of structures and associated corrosion risk factors were obtained under real industrial operating conditions.

The subject of the study consisted of **lattice-type steel structures** forming the **span system of a gantry crane** operating in the environment of an industrial facility (Figures 3, 4).

The parameters of quality indicators - including those for metal structures, structural solutions of nodal joints, and the protective properties of anticorrosion coatings - were defined in accordance with the framework of the proposed methodology (see **Table**).

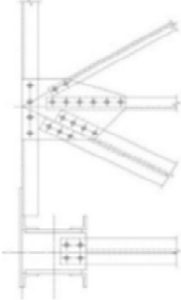
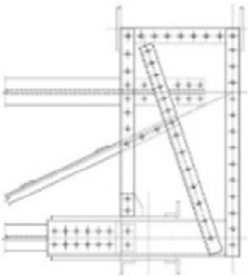
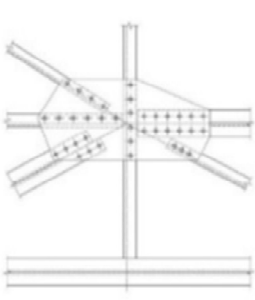
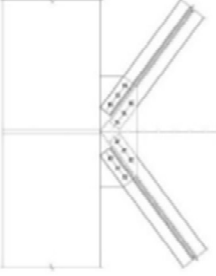
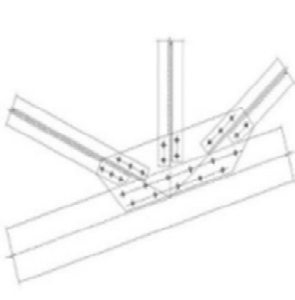
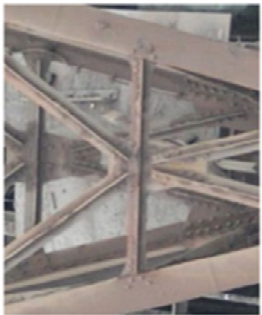
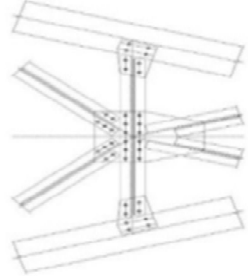


Fig. 3. Support structure of the crane under industrial site conditions



Fig. 4. Upper bracing trusses of the crane's span structure

Table 1 Expert Assessment of the Condition (CCSRI)¹ – Corrosion Control System Reliability Index)

№	Structural Components	Structural Diagram of Elements	CCSRI Parameters	No.	Structural Components	Structural Diagram of Elements	CCSRI Parameters
1			$T_{ef} = 25$ $\gamma_f = 0,426$ $F_e = 3,13$	4			$T_{ef} = 32$ $\gamma_f = 0,544$ $F_e = 1,34$
2			$T_{ef} = 21$ $\gamma_f = 0,68$ $F_e = 0,51$	5			$T_{ef} = 28$ $\gamma_f = 0,569$ $F_e = 0,81$
3			$T_{ef} = 21$ $\gamma_f = 0,674$ $F_e = 0,36$	6			$T_{ef} = 21$ $\gamma_f = 0,68$ $F_e = 0,51$

1 - CCSRI Parameters – Parametric coefficients characterizing the corrosion resistance of metallic joints and structural components, taking into account their geometric configurations and connection forms under typical service environments of a construction facility.

Conclusions

The presented structural representation of the robust design procedure and the accompanying visualization of the decision-making monitoring process ensure the integrity conditions of metal structures, joints, and the safety of work execution. This is achieved through detailed identification and characterization of specific deficiencies or nonconformities in technological implementation.

The proposed methodology enables the identification and evaluation of risks during the planning phase of design decisions and structural modelling. This approach creates opportunities for the economic optimization of material expenditures, aimed at reducing the overall construction costs. The effectiveness of the methodology is enhanced when decommissioning several research objects that were previously engaged in the production process [16].

Reference

- [1] Paton B.E., Problemy resursu i bezpeky ekspluatatsii konstrukttsii, sporud ta mashyn / Tsilova kompleksna prohrama NAN Ukrainy, Kyiv: IEZ im. E. O. Patona NAN Ukrainy, 2015, 816 p.
- [2] Gibalenko O., Gibalenko V., Bocharova O., “Anticorrosive Protection Of Structures In Robust Design,” Eastern-European Journal of Enterprise Technologies, vol. 2, no. 2 (80), pp. 66–72, 2020. doi: 10.15587/1729-4061.2020.214821
- [3] Shymanovskiy O.V., Kontseptualni osnovy systemy tekhnichnoho rehuluvannya nadiinosti i bezpeky budivelnikh konstrukttsii, Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy, no. 1, pp. 4–9, 2008.
- [4] Ealey, L.A., Quality by Design: Taguchi Methods and U.S. Industry, ASI Press and Irwin Professional Publishing, 1994.
- [5] Korolov V.P., Vysotsky V., Gibalenko O.M., “Estimation of Steel Structure Corrosion Risk Level,” in Proc. Eurocorr-2010, Moscow, 2010, p. 534.
- [6] Peshko Sh.Sh., “Stokhastychni modeli,” in 5th International Conference TEHCSTA, Praha, 2007, pp. 9–12.
- [7] Gibalenko O.M., “Corrosion Protection of Metal Structures in Manufacturing Conditions,” in Proc. 2nd Int. Conf. on Building Innovations, 2020, pp. 45–52.
- [8] Gibalenko O., “Monitoring of Residual Resource Steel in Corrosive Environments,” Industrial Machine Building, Civil Engineering, vol. 3, no. 45, pp. 110–116, 2015.
- [9] Onyshchenko A., Gibalenko O., “Evaluation Criteria the Corrosion Protection of Structures by Actual Condition,” in Proc. 4th Int. Conf. on Building Innovations, 2023, pp. 243–252.
- [10] ISO 9001:2015. Quality Management Systems – Requirements. Available: <https://www.iso.org/standard/62085.html>
- [11] Korolov V.P., Gibalenko O.M., Korolov P.V., “Methods of Control of the Corrosion Protection of Steel Structures at Industrial Objects,” Materials Science, 2021. doi: 10.1007/s11003-021-00479-5
- [12] Witcher B.J., “Hoshin Kanri, Perspectives on Performance,” Perspectives on Performance, vol. 11, no. 1, pp. 16–24, 2014.
- [13] Akao Y., Hoshin Kanri: Policy Deployment for Successful TQM, Bunko: Japan, 2004.
- [14] Cwiklicki M., Obora H., “Hoshin Kanri: Policy Management in Japanese Subsidiaries based in Poland,” Business, Management and Education, vol. 9, no. 2, pp. 216–235, 2011. doi: 10.3846/bme.
- [15] American Institute for Steel Classification, “American Rust Standard Guide 1,” New York, 2002.
- [16] Korolov V., Ryzhenkov O., Korolov P., “Features of Regulation of Corrosion Protection of Metal Structures of Industrial Facilities,” Industrial Construction and Engineering Structures, no. 3, pp. 18–24, 2019.

РОБАСТНЕ ПРОЕКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ МІНІМІЗАЦІЇ РИЗИКІВ КОРОЗІЙНОЇ НЕБЕЗПЕКИ

Гібаленко О.М., д.т.н., професор,
grin196102@gmail.com, ORCID: 0000-0003-2979-5225
BAT "УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського"

Trofymchuk T.S., General Manager
taras@sivilingeniortt.no, ORCID: 0000-0002-1051-4561
Sivilingenior Taras Trofymchuk AS, Norway

Терещенко С.А., аспірант
ORCID: 0009-0006-0675-4681
ТОВ "Світові Стандарти", м. Київ, Україна

Анотація.

Статтю присвячено зниженню ризиків можливого виникнення виробничих небезпек, пов'язаних зі зниженням надійності систем протикорозійного захисту конструкцій в умовах робастного проектування конструкцій (СПЗРК). Запропонований підхід базується на розвитку робастних (стійких до збурювальних зовнішніх впливів) методів проектування заходів первинного та вторинного захисту металевих конструкцій від корозії. Для підвищення ефективності експлуатації споруд на всіх етапах їх життєвого циклу обґрунтовано технологію діагностики та технічного обслуговування. Зростання живучості та стійкості до агресивних експлуатаційних середовищ забезпечується ефективними методами робастного проектування систем первинного та вторинного протикорозійного захисту металоконструкцій. Розробку спрямовано на розвиток положень чинних норм EN 1990 з використанням принципів робастного проектування. Встановлено, що ці вимоги спрямовані на забезпечення якості металоконструкцій і реалізуються в розрахунках за методом граничних станів із використанням часткових коефіцієнтів надійності (EN 1991). Забезпечення несучої здатності та довговічності відбувається відповідно до вимог стандарту EN 1993. При цьому використовуються характеристичні значення показників якості металоконструкцій, захисних покриттів (EN ISO 12944, EN 1461) і матеріалів (EN 1993-1-4).

Запропонована методологія дозволяє ідентифікувати та оцінювати ризики на етапі планування проектних рішень та структурного моделювання. Такий підхід створює можливості для економічної оптимізації витрат на матеріали з метою зниження загальних витрат на будівництво. Ефективність методології підвищується при виведенні з експлуатації декількох дослідних об'єктів, які раніше були задіяні у виробничому процесі.

Ключові слова: металеві конструкції, довговічність, робастне проектування, протикорозійний захист, корозійна стійкість.

UDC 694.1

doi:10.31650/2707-3068-2025-29-24-33

RESEARCH ON THE PERFORMANCE OF STEEL JOINT CONNECTORS IN CROSS-BEAM CONSTRUCTIONS MADE OF GLULA

Gilodo O., Ph.D., associate professor,
gil@soborka.net, ORCID: 0000-0001-5387-5538

Arsiriy A., Ph.D., associate professor,
arsiriy@ukr.net, ORCID: 0000-0003-3262-1488

Syomina Yu., Ph.D., associate professor,
syomina3091@ukr.net, ORCID: 0000-0003-0346-0806

Korshak O., Ph.D., associate professor,
korshak@odaba.edu.ua, ORCID: 0000-0001-7346-252X
Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Bezushko D., Ph.D., associate professor,
dibezushko@gmail.com, ORCID: 0000-0003-2215-1136
Odesa National Maritime University

Abstract. Cross-beam systems involve the use of beams that are connected to each other at a certain angle, which allows for effective load bearing and increased structural rigidity. Connections using bolted joints with metal connectors are particularly relevant in cases where it is necessary to increase resistance to dynamic and static loads. The paper presents the results of a study of the stress-strain state of a joint with an original connector of a cross-beam slab made of glued wood under the influence of a static load. Two samples of the joint connection were manufactured for testing. The first is a prototype of a cross-beam slab joint, supported at the corners, with variable cross-sections of elements, and the second is a control sample with constant cross-sections of elements along their entire length. A distinctive feature of the connector for joining frame elements is the presence of a diagonal fastening element, the connecting ends are made at an angle of 45° to the longitudinal central axis of the connecting end of the corresponding frame element, and the two frame elements of the building structures are connected by the edges of their connecting ends, forming an angle of 90° between them. To analyse the stress-strain state of the element, a spatial computer model was developed in the LIRA-CAD software package. The stiffness characteristics of the volumetric finite elements were set taking into account the anisotropic properties of wood in accordance with regulatory requirements. The node was modelled using rod and plate elements. The results of the numerical experiment and testing showed that the node with the proposed connector had sufficient load-bearing capacity.

Key words: research of the connector of the cross-beam structure node, testing of wooden structures.

Introduction. In recent years, there has been considerable interest in the construction industry in the use of glued laminated timber to create cross-beam structures that offer high strength and stability. An important element of such systems are the joints that connect the individual elements and redistribute the forces between them. One solution for fastening elements of cross-beam systems is steel bolt connectors, which can provide high reliability of connections, combining the advantages of both wood and steel. Cross-beam systems involve the use of beams that are connected to each other at a certain angle, which allows for effective load bearing and increased structural rigidity. In such systems, connection nodes play the most important role, because the stability of the entire structure depends on their effectiveness. Connectors that use bolted connections with metal connectors are particularly relevant in cases where it is necessary to increase resistance to dynamic and static loads.

Steel bolt connectors play a key role in connecting wooden elements in cross-beam structures. Bolts ensure the rigidity of connections and contribute to the uniform distribution of stresses in the assembly. They significantly increase the strength of the structure, as they are able to effectively resist torsion, tension and compression that occur at the beam joints. They can be used both for connections within a single beam and for connections between different structural elements, such as beams and posts. Importantly, bolted connections with steel connectors have high shear strength and ensure the stability of the structure over a long period of time. One of the main advantages of using bolt connectors is the possibility of their precise installation and adjustment, which allows achieving optimal strength of connections. Unlike traditional connection methods, such as adhesive or dowel connections, bolt connectors significantly reduce the possibility of defects occurring during operation and ensure reliability even under heavy loads. In addition, the use of bolted connections simplifies installation and dismantling, which is important for the construction and repair of buildings. Bolts are easy to replace if necessary, which makes the structure easier to maintain. There are many design options for bolt connectors, but none of them can be considered universal. We offer our own design solution and the results of its research by calculating and testing two types of joints.

Analysis of publications on testing methods for components and the nature of their operation. The operation of bolted connectors in cross-beam systems is based on the principle of load transfer through rigid steel elements connecting wooden beams. During operation of the structure, when external loads are applied, the forces are transferred to the connection through bolts and plates. Bolts distribute stress across the entire connection area, reducing the likelihood of defects in the wood, such as cracks or chips. An important aspect is the calculation of the strength of the connections, as incorrect installation or insufficient strength of the bolts can lead to loosening of the joints. Load modelling and calculation of the structural characteristics of joints with bolted connectors are important for ensuring the durability and reliability of cross-beam systems. To assess the strength and stability of joints in cross-beam systems, several factors must be taken into account, such as load types (static, dynamic), joint types, material, and structural design of elements. Mathematical models, such as the finite element method (FEM), allow for accurate analysis of the stresses arising in the joints, as well as the identification of possible critical areas with high stress levels in the connections, which can lead to structural failure. The calculation of a bolted joint includes an analysis of stress distribution based on the determination of the strength characteristics of wood and steel, as well as a check for shear and torsion at the joints. The use of FEM analysis allows all the features of the interaction of structural elements to be taken into account, which significantly increases the accuracy of the calculation and the reliability of the final design solution. The paper ‘Strengthening of timber structures with glued-in rods’ [1] presents the results of research on wooden structural elements reinforced with glued-in rods and the current state of structural solutions with similar reinforcement. It considers production methods, parameters that ensure the productivity and strength of connections, theoretical principles for assessing their load-bearing capacity, and existing design recommendations. The article ‘Sustainable Steel-timber Joints for Framed Structures’ [2] is devoted to the study of the mechanical properties of joints between wooden glued panels and steel beam shelves using bolts, screws and glue. The influence of load on shear force and destruction of contact zones is analysed. The test results are compared with analytical calculations. The proposed models can be used for nonlinear analysis of steel-timber elements. Useful information on the operation of nail connections is provided in the paper ‘Plug Shear Failure in Nailed Timber Connections Avoiding Brittle and Promoting Ductile Failures’ [3]. Based on numerous tests of connections, a model of their operation was proposed, which took into account the influence of the stress state of the fasteners. It was shown that shear failure occurs on the nail furthest from the free end of the wood. Increasing the distance between fasteners reduces the risk of shear failure; the distance perpendicular to the wood fibres is particularly important. The article ‘On the types of destruction and strength of steel-wood-steel bolted connections loaded parallel to the fibres’ [4] presents the results of experimental studies to assess the strength of bolted connections, in particular those subject to brittle failure. The samples were tested for tensile strength. The test variables included the end distance, the distance between bolts, the

distance between rows, the number of bolts in a row, the number of rows, the thickness and type of wood element, glued laminated timber or sawn timber. The connections were tested to failure to observe possible failure modes as the variables were changed. The results show that the current Canadian standard approach to assessing the resistance of wood bolt connections is not optimal. Brittle failure modes such as row shear, group pull-out and splitting were observed. Analysis of the results shows that the longitudinal shear stress at failure is related to a parameter that is a function of the smaller distance (distance between ends or distance between bolts) and the thickness of the specimen. The paper 'Load Distribution among Bolts Parallel to Load' [5] presents the measured load distribution between two, three, five or seven bolts in a row parallel to the direction of the applied load for joints with different widths of the main elements of the timber and two values of the width of the steel connecting plates. In articles [6 -10], existing types of connectors for spatial wooden structures are analyzed. In addition to steel nodal connections, attention is paid to aluminum ones.

The aim of the research. Determine the stress-strain state of the node with the original connector of the cross-beam plate made of glued wood under the influence of static load.

Research methodology. Two samples of the joint connection were manufactured for testing (Fig. 1). The first was a prototype of a cross-beam floor slab joint, supported at the corners, with variable cross-sections of elements ranging from 93 to 58 mm in height and a constant thickness of 28 mm. The second was a control sample with constant cross-sections of elements measuring 93 x 28 mm along their entire length. The material for the samples is grade II glued pine wood.



Fig. 1. Testing of the unit sample

Crosswise – a beam slab of an inter-floor ceiling is a structure assembled from short elements of glued wood, connected by paired connectors at each corner of the structure. The lower surface of the slab structure has a curved flat dome shape (Fig. 2).

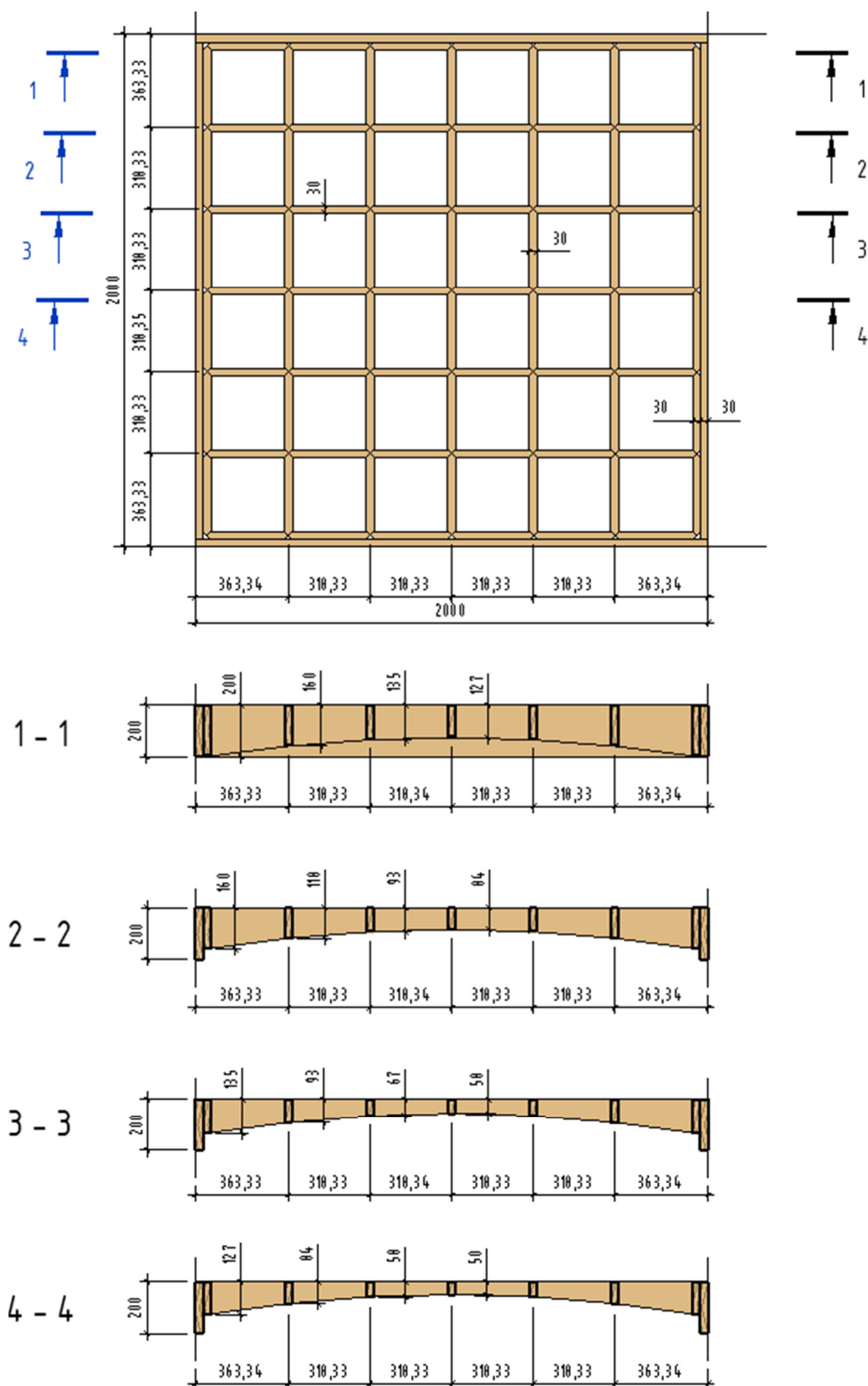


Fig. 2. Structural diagram of the slab

The proposed connector can be considered universal, as it can be used to connect beam

elements of various shapes (Fig. 3).

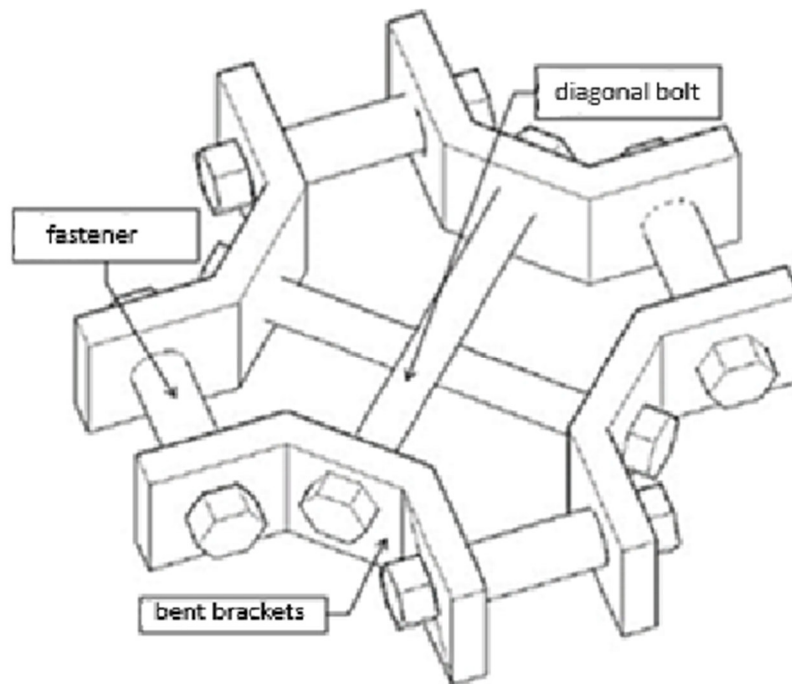


Fig. 3 Universal connector

A distinctive feature of the connector for connecting frame elements is the presence of a diagonal fastening element, the connecting ends are made at an angle of 45° to the longitudinal central axis of the connecting end of the corresponding frame element, and the two frame elements of building structures are connected by the edges of their connecting ends, forming an angle of 90° between them. The invention is based on the task of developing a new, more reliable and simplified universal connector for frame elements and a method for assembling a universal connector for frame elements with increased stability using standard elements, such as an angle-holding node and fastening elements, which will allow elements to be joined at right angles, significantly expanding the creative possibilities for architects, designers and customers. This solution is particularly relevant in the context of current trends in resource conservation, as the design and its ergonomic plastic form contribute to savings in materials and time. The advantages of its use include the improvement of

connections in architecture and design, the creation of connections that allow various tasks to be performed in the field of architecture and interior design, and the ability to design and install virtually any surface consisting of frame elements, which is especially important when constructing buildings with non-standard shapes. A new simple way of connecting two, three or four frame elements allows you to change structures directly on site. The connection may be required when constructing surfaces of various shapes, including flat, vaulted, cross-shaped vaults, ruined, etc. The technology allows the construction of stratodesic dome systems, hyperbolic paraboloids and other complex geometric shapes. Thus, the connector greatly simplifies the process of designing and installing structures, increasing their functionality and aesthetic appeal.

In accordance with the research objectives, a programme of experimental tests of research samples was developed. Compression tests of samples were carried out in the laboratory of the Department of Metal, Wood and Plastic Structures of the Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture. For the test, a hinged support was created for the ends of the frame elements connected by a connector. The static load was created by laying bricks on the platform, which transferred the load to the connector. The deflections of the centre of the node were measured using a clock-type indicator with a scale division of 0.01 mm and a maximum rod stroke of 10 mm (Fig. 1).

Research results. A spatial computer model was developed in the LIRA-CAD software package to analyse the stress-strain state of the element. The stiffness characteristics of the volumetric finite elements were specified taking into account the anisotropic properties of wood in accordance with regulatory requirements. The node was modelled using beam and plate elements. Modelling of a node with a constant cross-section using beam elements. Fig. 4 shows the calculation diagram of the node. A KE 10 beam finite element (universal beam finite element) was used for modelling. Each element of the node is divided into 5 parts. The stiffness of all elements is the same.

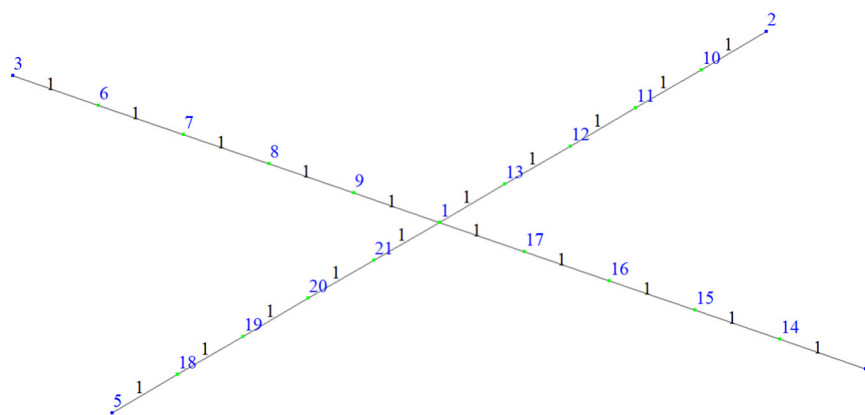


Fig. 4. Calculation diagram of the node with node numbering and stiffness types

Modelling of the node using plates. Fig. 5 shows the calculation diagram of the node. The accuracy of the finite element method calculation directly depends on the types of elements used in the calculation and the level of idealisation of the structure. To compare the calculation results, an additional model of the node was constructed using flat finite elements KE 44 universal quadrangular KE shell. This KE is designed to calculate the strength of thin shells (plates, beams, walls).

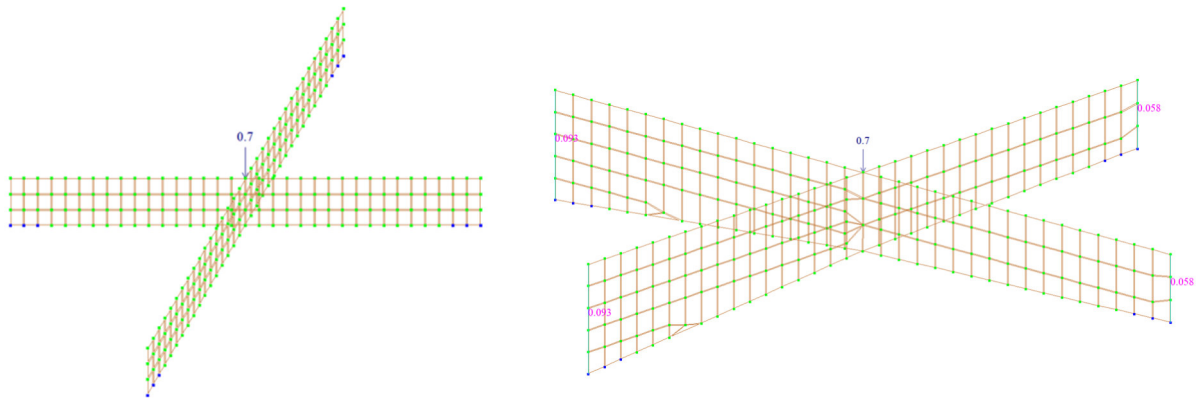
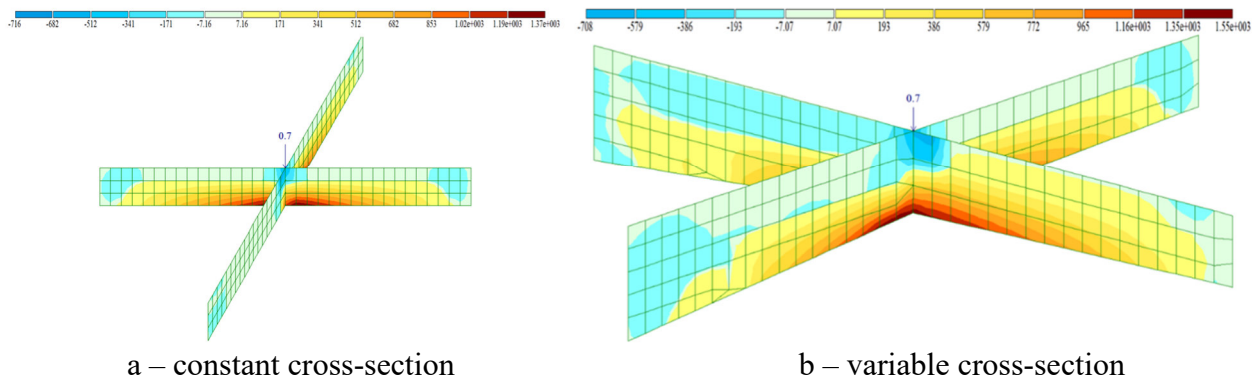


Fig. 5. Calculation diagram of the node using KE44

The load was applied in increments of 0.05 kN, with a total of 12 load steps and a maximum load of 0.7 kN. The calculation resulted in the distribution of stresses in the elements (stress isopoles) and the displacement of the nodes. Fig. 6 shows the stress isopole at the 12th load step, and Figs. 7 and 8 show the displacement of the node centre.

Fig. 6. Calculation results at 12 load steps, σ_x , kN/m²

The results of calculations of node displacements with constant cross-section elements and experimental data are presented in Table 1. The deviation of the calculation results from the experimental data was determined. Thus, at the maximum load value of 0.7 kN, the relative deviation in displacement was 31% for the calculation with bar elements and 22% for the calculation with plate elements. It should also be noted that when calculating with bar elements, the displacement is less than the experimental one, and when calculating with plate elements, the displacement is greater than the experimental one, which can be used as a safety margin.

Table 1

Load on the node кН	Vertical displacement, mm			Relative deviation, %	
	Calculation rods	Calculation of plates	Research	Calculation of rods	Calculation of plates
0	0	0	0	0	0
0.05	-0.01957	-0.0354	-0.01	96	254
0.1	-0.03914	-0.0695	-0.05	22	39

0.15	-0.05871	-0.10425	-0.082	28	27
0.2	-0.07829	-0.13901	-0.127	38	9
0.25	-0.09786	-0.17376	-0.152	36	14
0.3	-0.11743	-0.20851	-0.19	38	10
0.35	-0.13701	-0.24327	-0.22	38	11
0.4	-0.15658	-0.27802	-0.242	35	15
0.45	-0.17615	-0.31277	-0.27	35	16
0.5	-0.19572	-0.34753	-0.3	35	16
0.55	-0.2153	-0.38228	-0.325	34	18
0.6	-0.23487	-0.0834	-0.35	33	23
0.65	-0.25444	-0.45178	-0.375	32	20
0.7	-0.27401	-0.48654	-0.4	31	22

Fig. 7 shows a graph of the dependence of displacements on load for experimental and calculated data

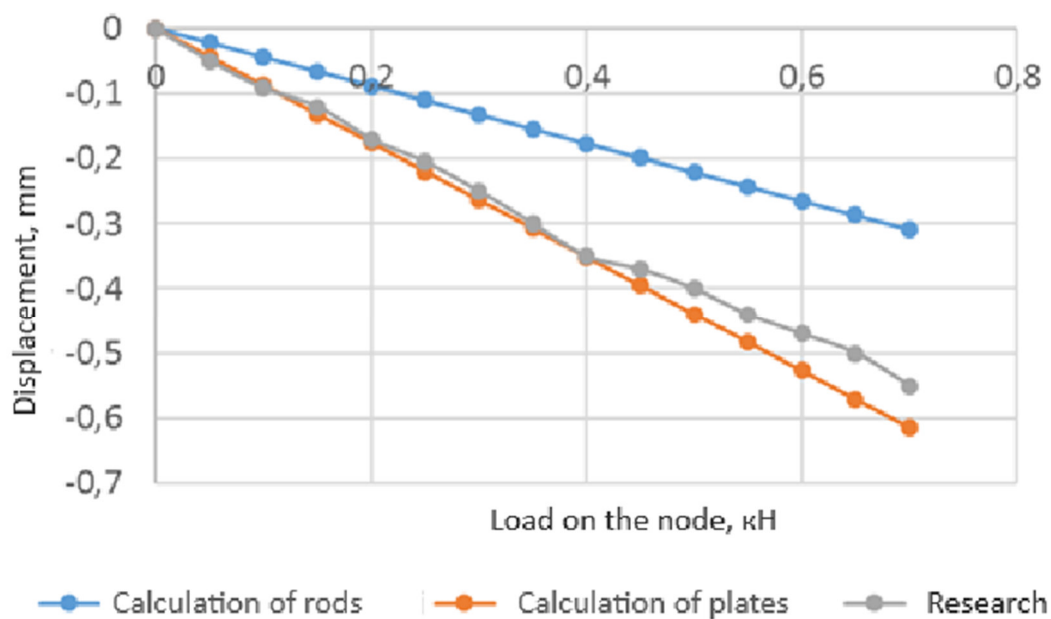


Fig. 8. Graph of the dependence of displacements on load for experimental and calculated data

The results of calculations of node displacements with variable cross-section elements and experimental data are given in Table 2. The deviation of the calculation results from the experimental data was determined. Thus, at the maximum load value of 0.7 kN, the relative deviation in displacement was 44% for the calculation using rod elements and 12% for the calculation using plate elements.

Table 2

Load on the node, кН	Vertical displacement, mm			Relative deviation, %	
	Calculation of rods	Calculation of plates	Research	Calculation of rods	Calculation of plates
0	0	0	0	0	0
0.05	-0.02203	-0.04388	-0.05	56	12
0.1	-0.04406	-0.08777	-0.092	52	5
0.15	-0.06608	-0.13166	-0.12	45	10
0.2	-0.08811	-0.17555	-0.17	48	3
0.25	-0.11014	-0.21944	-0.205	46	7
0.3	-0.13217	-0.26333	-0.25	47	5
0.35	-0.1542	-0.30722	-0.3	49	2
0.4	-0.17623	-0.3511	-0.35	50	0
0.45	-0.19826	-0.39499	-0.37	46	7
0.5	-0.22029	-0.43888	-0.4	45	10
0.55	-0.24232	-0.48277	-0.44	45	10
0.6	-0.26435	-0.527	-0.47	44	12
0.65	-0.28638	-0.57055	-0.5	43	14
0.7	-0.30841	-0.61444	-0.55	44	12

Conclusions

1. The proposed design of an original connector for cross-beam structures made of glued laminated timber.
2. The results of the numerical experiment showed sufficient load-bearing capacity of the node with the connector.
3. Modelling of nodes using different types of finite elements gives different results compared to experimental data. Plate elements provide more accurate displacement results than beam elements.
4. The use of plate elements allows for a safety margin, which can be useful in structural design.
5. The maximum deviation between calculations and experimental data for beam elements is greater than for plate elements, which should be taken into account when choosing a modelling method.

References

- [1] Steiger R., Serrano E., Stepinac M., Rajcic V., O'Neill C., McPolin D., Widmann R. Strengthening of timber structures with glued-in rods // Construction and Building Materials. 2015. V. 97 [1].
- [2] Bradford M.A., Hassanieh A., Valipour H.R., Foster S.J. Sustainable Steel-timber Joints for Framed Structures // Procedia Engineering. 2017. V. 172. P. 2-12.
- [3] Helena Johnsson Plug Shear Failure in Nailed Timber Connections Avoiding Brittle and Promoting Ductile Failures Helena Johnsson Department of Civil and Environmental Engineering Division of Timber Structures 2004:03 • ISSN: 1402 - 1544 • ISRN: LTU - DT - - 04/03 - - SE Doctoral thesis Helena Johnsson Luleå University of Technology Dept. of Civil and Environmental Engineering Div. of Timber Structures Luleå, March 2004.
- [4] Mohammad Mohammad, J HP Quenneville. On the types of destruction and strength of steel-wood-steel bolted connections loaded parallel to the fibers// Canadian Journal of Civil Engineering. February 2011-28(2):254-263.
- [5] T. Lee Wilkinson. Load Distribution among Bolts Parallel to Load//Journal of Structural Engineering/ Volume 112, Issue 4/ April 1986.
- [6] Steinar Hillersøy Dyvik, Sverre Magnus Haakonsen, Marcin Luczkowski and Yosuke Komiyama. Aluminium nodes for timber gridshells: Parametric detailing of node principles// International Journal of Space Structures 2023, Vol. 38(4) 217–232.

- [7] Castriotto C, Tavares F, Celani G, et al. Clamp links: a novel type of reciprocal frame connection. *Int J Architect Comput* 2022; 20: 378–399.
- [8] Douthe C, Mesnil R, Baverel O, et al. Design and construction of a shell-nexorade hybrid timber structure. In: *Proceedings of the IASS 2018 symposium creativity in structural design*, International Association for Shell and Spatial Structures (IASS), Boston, 16–20 July 2018, p. 9.
- [9] Crolla K and Williams N. Smart nodes: a system for variable structural frames with 3d metal-printed nodes. In: *Association for computer aided design in architecture 2014 (ACADIA)*, Association for Computer Aided Design in Architecture, USC, Los Angeles, 23–25 October 2014.

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

Гілодо О.Ю., к.т.н., доцент,

gil@soborka.net, ORCID: 0000-0001-5387-5538

Арсирій А.М., к.т.н., доцент,

arsiriy@ukr.net, ORCID: 0000-0003-3262-1488

Сьоміна Ю.А., к.т.н., доцент,

syomina3091@ukr.net, ORCID: 0000-0003-0346-0806

Коршак О.М., к.т.н., доцент

korshak@odaba.edu.ua, ORCID: 0000-0001-7346-252X

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Безушко Д.І., к.т.н., доцент,

dibezushko@gmail.com, ORCID: 0000-0003-2215-1136

Одеський національний морський університет

Анотація. Перехресно-балочні системи передбачають використання балок, які з'єднуються одна з одною під певним кутом, що дозволяє ефективно сприймати навантаження та підвищити жорсткість 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. В роботі представлені результати дослідження напружено – деформованого стану вузла з оригінальним конектором перехресно – балочної плити з клеєної деревини під впливом статичного навантаження. Для випробування було виготовлено два зразки вузлового з'єднання. Перший – прототип вузла перехресно – балочної плити перекриття, обпертої по кутах, зі змінними перерізами елементів, і другий - контрольний зразок з постійними перерізами елементів по всій їхній довжині. Особливість конектора з'єднання елементів каркасу - наявність діагонального кріпильного елемента, з'єднувані торці виконані під кутом 45° до повздовжньої центральної осі з'єднуваного торця відповідного каркасного елемента, а два каркасних елемента будівельних конструкцій сполучені гранями їх з'єднуваних торців з утворенням кута 90° між ними. Для аналізу напружено-деформованого стану елемента в програмному комплексі «ЛІРА-САПР» була розроблена просторова комп'ютерна модель. Характеристики жорсткості об'ємним скінченним елементам задавалися з урахуванням анізотропних властивостей деревини відповідно до нормативних вимог. Моделювання вузла виконували стрижневими і пластинчатими елементами. Результати чисельного експерименту і випробування показали достатню несучу здатність вузла з пропонованим конектором.

Ключові слова: дослідження конектора вузла перехресно-балкової конструкції, випробування дерев'яних конструкцій.

UDC 624.014

doi:10.31650/2707-3068-2025-29-34-40

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

paulina.krolo@gradri.uniri.hr, ORCID number: 0000-0002-7244-4140

***Lukačević L.** mag.ing.aedif., PhD student

llukacevic@sudent.uniri.hr, ORCID number: 0000-0003-0597-7235

**Faculty of Civil Engineering University of Rijeka,*

Radmile Matejčić 3, Rijeka 51000, Croatia

Palijan I., mr.sc.

ipalijan@palijan.hr, ORCID number: 0000-0001-8899-1731

Palijan d.o.o.,

Diljska ulica 1, 10000 Zagreb, Croatia

Abstract. The research focuses on evaluating the mechanical contribution of the PU foam and sheathing to the load-bearing capacity, stiffness, and failure modes of the LSF system. Two groups of specimens were tested under axial compression: (1) bare LSF structures consisting solely of cold-formed C-profiles, and (2) composite panels consisting of the same LSF frame, a PU foam core injected under pressure, and external gypsum fibreboard sheathing. The experimental results demonstrate a substantial enhancement in structural performance due to composite action. Composite panels achieved an average load-bearing capacity of 316.7 kN, more than double that of the bare LSF structures, which averaged 133.4 kN. In addition, the composite panels exhibited significantly higher ductility, with average vertical displacements at peak load reaching 10.27 mm, compared to 5.43 mm for the LSF frames. The initial stiffness of the composite system was also markedly improved, reaching 45.76 kN/mm approximately 1.5 times greater than that of the LSF structure alone. The PU foam, injected in a controlled industrial process, ensures a uniform and firm bond with both the steel frame and the sheathing, enabling effective composite action and resistance to local and global buckling. Visual inspection and load-displacement analysis confirmed that while the bare LSF structures failed by local and out-of-plane buckling, the composite panels maintained stability and failed primarily through localized crushing, without global loss of structural integrity. These findings underscore the structural benefits of using composite panel systems and provide a foundation for the development of design models and future standardization of this type of construction element.

Keywords: Light steel frame; composite wall panel; polyurethane foam; load-bearing capacity, failure mode

Introduction. Structures made of Light Steel Frames (LSF) are used worldwide as building systems capable of achieving low energy consumption. This is due to their lightweight, production under controlled conditions, fast and precise assembly, shorter construction time, potential for reuse and recycling, automated manufacturing processes, high execution accuracy, reduced transport costs, and the possibility of using modern insulation materials as an integral part of energy-saving construction. Because of these advantages, LSF systems are recognized as alternatives to traditional masonry and reinforced concrete structures.

In recent years, composite walls with LSF structures filled with lightweight materials have emerged as relatively new products in the construction industry. Numerous studies have investigated the structural performance of these walls [1–3], with favourable findings. Incorporating various load-bearing materials into the wall frame fill can provide additional bracing, prevent local buckling of the LSF frame, and simultaneously improve the wall's axial compressive strength, seismic performance, and ductility. In addition to filling LSF composite walls with lightweight materials to enhance their structural performance, another approach involves reinforcing the walls with sheathing boards.

Several studies have examined the influence of sheathing on the load-bearing capacity of LSF composite walls [4–6], concluding that sheathing can limit deformation and global buckling.

The company Tehnoplast profili d.o.o., in collaboration with the Faculty of Civil Engineering at the University of Rijeka and the company Palijan d.o.o., has developed an advanced system of nearly zero-energy prefabricated buildings using innovative composite wall and ceiling panels. The panel essentially consists of an LSF structure, gypsum-fibreboard sheathing, and a polyurethane (PU) foam infill. A key difference from existing panels lies in the PU foam filling process, which is injected under pressure in controlled factory conditions, unlike conventional panels filled on-site. This ensures uniform distribution of the foam within the panel, enabling bonding to both the sheathing and steel structure and facilitating composite action of all components [7]. Thus, beyond providing thermal and acoustic insulation, the PU foam contributes to the load-bearing capacity of the steel structure, which is otherwise vulnerable to buckling.

The aim of this paper is to investigate the contribution of the PU foam core and sheathing to the load-bearing capacity and stability of the LSF structure. This was achieved through experimental research on LSF structures and LSF structures sheathed with gypsum-fibreboard and filled with PU foam (composite panel). The influence of PU foam and sheathing on the behaviour of the LSF structure was analyzed including load-bearing capacity, ductility and failure modes. Current EU building regulations do not provide specific guidelines for this type of structural element, so the results of this research may serve to define the relevant parameters necessary for developing resistance design models, thereby providing a scientific basis for future standardization.

Test setup and description. Uniaxial compression tests were conducted on two groups of specimens: LSF structures C0 (Figure 1a) and composite panels C (Figure 1b). The LSF structure was made of cold-formed thin-walled C-profiles, using standardized S550GD grade steel. The nominal thickness of the C-profiles is $t = 1.15$ mm. The C-profiles are connected with M6 self-tapping screws of grade 10.9. Angle brackets were placed at the ends of vertical elements within the cross-section. The composite panel specimens consist of the aforementioned a LSF structure (1), PU foam infill (2) with a nominal density of 45 kg/m^3 , and lining (3) made of Fermacell® gypsum fiberboards 12.5 mm thick.

The dimensions of the LSF structure are $1800 \times 2000 \times 89$ mm, while the composite panel measures $1800 \times 2000 \times 160$ mm. The LSF structure specimens are labelled as C0-x, where the first letter C denotes compression testing (C – compression), the second symbol 0 refers to specimens consisting only of the LSF structure, and the third symbol x denotes the specimen number from 1 to 4. Composite panel specimens are labelled as C-x, where the first letter C denotes compression testing of composite panels, and the second symbol x denotes the specimen number from 1 to 5.

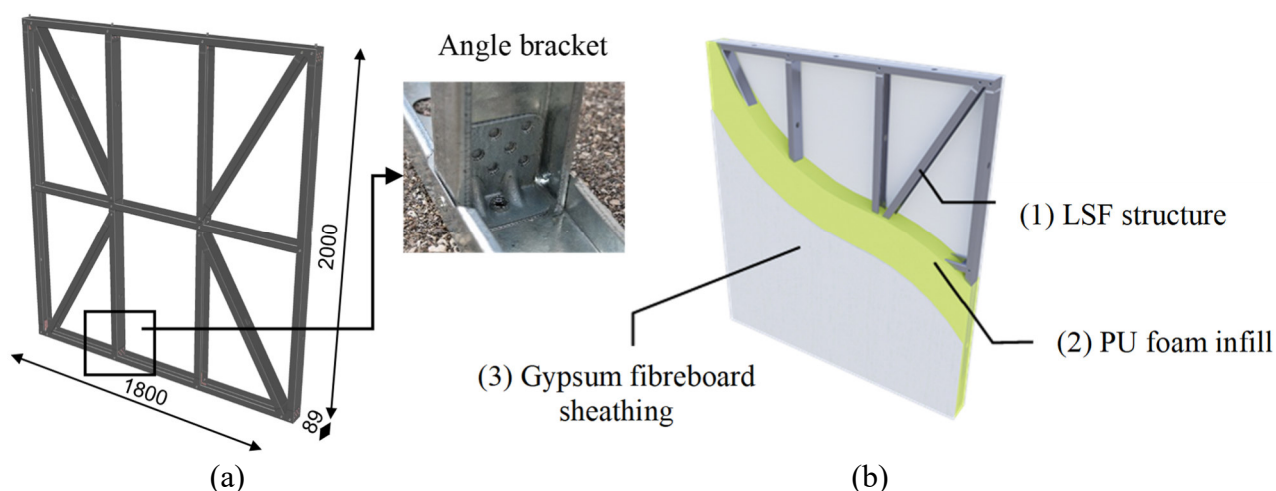


Fig. 1. Test specimen for (a) LSF structure and (b) composite wall panel

The compression tests of the specimens were carried out in the Structure Laboratory at the Faculty of Civil Engineering in Rijeka, using a Zwick/Roell actuator with a capacity of 500 kN. A total of four LSF structure specimens and five composite panel specimens were tested. The specimen

was placed in a vertical position and fixed to the loading beam using four M12 grade 10.9 bolts. The specimens were bolted to the web and flange of an HEB140 profile via angle brackets located at the bottom ends of the vertical elements.

To ensure a rigid bolted connection without slippage between the specimen and the loading fixture, the bolts were tightened with a torque wrench to a tightening torque of 51 Nm. Slip resistance between the fixture and the specimens was provided by the clamping force of the bolts, corresponding to 50% of the tensile strength of M12 grade 10.9 bolts. Loading of the test specimen was performed via a loading beam to ensure uniform load application. To achieve even load distribution, an additional beam was placed on top of the loading beam with a distance between the hinge supports of 1055 mm. Figure 2 shows the test setup for the LSF structure specimens, including the specimen support beams, upper and lower reaction beams and the loading beam. To prevent specimen overturning and potential stability loss, a LSF supporting frame (Figure 3) laterally supported both the LSF structure and composite panel specimens.

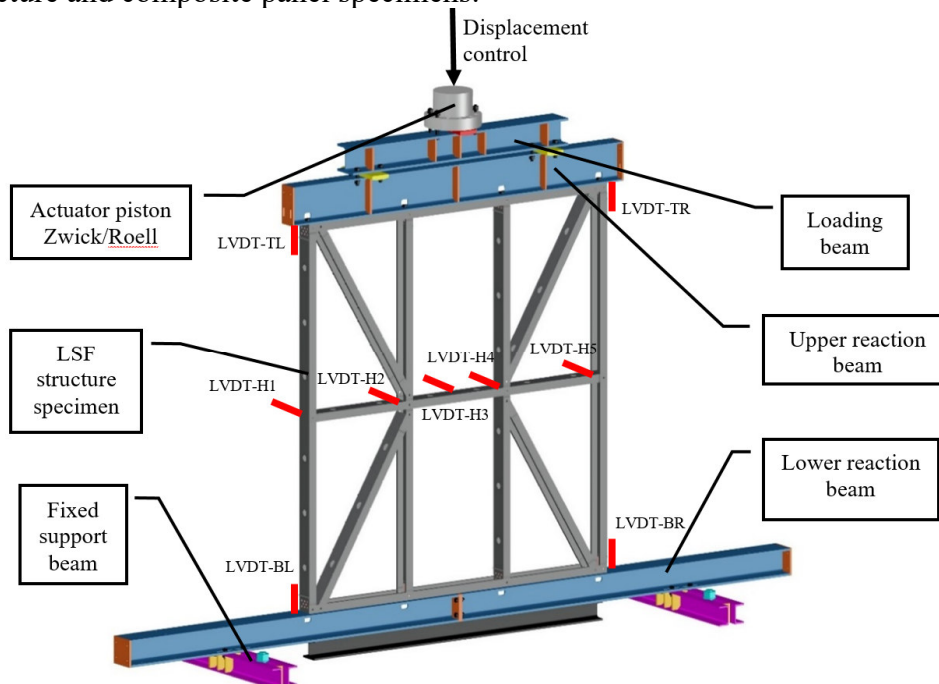


Fig. 2. Compression test setup

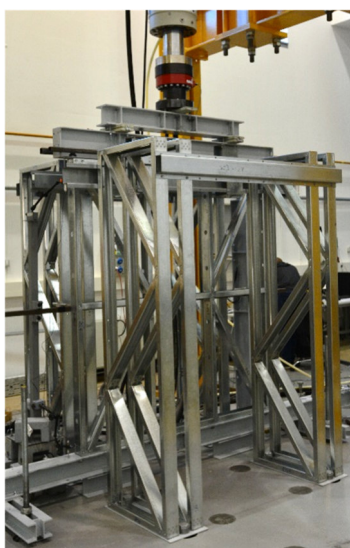


Fig. 3. LSF supporting frame

Compression tests were conducted in accordance with the recommendations of ASTM E72-15. The load was applied using a vertically positioned actuator with a capacity of 500 kN, operated in

displacement control mode, with a displacement rate of 2.5 mm/min. The load was applied to the specimen as a distributed line load, parallel to the specimen.

During testing, displacements were measured using LVDT devices (Figure 2). Vertical relative displacement was measured using four LVDTs placed near the panel edges on each side of the specimen, mounted on the upper and lower reaction beams (LVDT-BL, LVDT-BR, LVDT-TL, and LVDT-TR). Horizontal deflection of the specimen was measured using five LVDTs placed on one side of the specimen at mid-height (LVDT-H1 to LVDT-H5).

The end of the test was defined as a drop in vertical force exceeding 20% for steel structure specimens, and 60% for composite panel specimens.

Test results. The results of the compression tests are presented in Table 1. The maximum force F_{max} was recorded just before failure. The vertical displacement Δv was measured at the maximum force, and the stiffness E_v was determined from the load–displacement ratio, expressed in kN/mm. Load–displacement curves, expressed in N and mm, are shown in Figure 4. Steel structure specimen C0-1 was a trial specimen tested at a displacement rate of 1 mm/min, which proved to be too slow; therefore, the remaining specimens were tested at a rate of 2.5 mm/min. When calculating average values, the results of trial specimen C0-1 were not taken into account.

The results of the conducted tests indicate significant differences in the mechanical behaviour between the LSF structure and the composite panel, particularly in terms of load-bearing capacity, vertical displacements, and system stiffness. The average maximum force sustained by the LSF structure was 133.38 kN, whereas the composite panel achieved a substantially higher value of 316.7 kN, representing more than a twofold increase in load-bearing capacity compared to the LSF system. Regarding deformation capacity, the average vertical displacement (Δv) at peak load was 5.43 mm for the LSF structure and 10.27 mm for the composite panel. These results indicate a greater deformation capacity of the composite panel, implying higher ductility in comparison to the conventional LSF structure.

Table 1 Results of compression test

Specimen	F_{max} [kN]	Δv [mm]	E_v [kN/mm]	Failure mode
LSF structure				
C ₀ *	133,38	5,43	31,02	-
C ₀ -1	131,07	4,53	30,13	Local buckling of C-profile webs and flanges, failure by out-of-plane buckling
C ₀ -2	136,98	5,76	29,96	
C ₀ -3	129,09	4,98	32,39	
C ₀ -4	134,07	5,56	30,70	
Composite panel				
C*	316,71	10,27	45,76	-
C-1	314,27	12,47	47,51	Local buckling of C-profile webs followed by compressive failure (crushing) of the web
C-2	315,04	9,16	42,00	
C-3	316,05	11,87	45,59	
C-4	322,37	8,87	47,91	
C-5	315,82	8,96	45,77	

*average value

* Δv – relative vertical displacement obtained by equation $\Delta v = 0.5 \times ((X_{LVDT-TL} - X_{LVDT-BL}) + (X_{LVDT-TR} - X_{LVDT-BR}))$

The load–displacement curves obtained for the LSF structure specimens (labelled as C0) and composite panels (labelled as C) reveal pronounced differences in mechanical behaviour, particularly in the elastic and post-elastic deformation phases. Analysis of the elastic portion of the diagrams indicates that the composite panels demonstrate greater elastic deformation capacity before entering the plastic region, suggesting a higher level of initial stiffness and greater resistance to deformation at lower load levels.

The average initial stiffness of the LSF structures is 31.02 kN/mm, whereas the composite panels achieve an average stiffness of 45.76 kN/mm. This represents an increase of approximately

1.5 times in favor of the composite panels, confirming their superior load transfer capability and resistance to deformation in the initial loading phase.

After reaching the maximum load, the load–displacement curves of the LSF specimens show a sudden drop in capacity, caused by local buckling of profile elements, specifically the flanges and webs. This local instability progressively develops into a global loss of structural stability, ultimately resulting in failure. In contrast, the composite panels maintain load-carrying capacity beyond the peak point, indicating greater ductility and improved stability.

These results clearly illustrate the advantages of composite panels in terms of initial stiffness, structural stability, and ductility, thereby confirming their superior mechanical response compared to LSF structures without sheathing and infill.

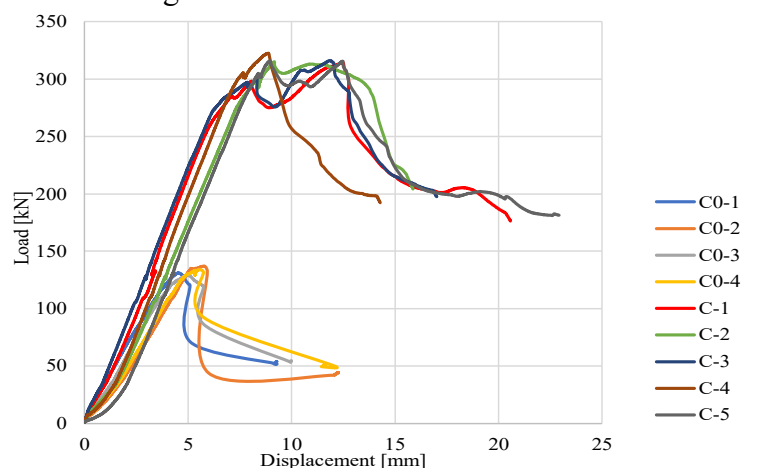


Fig. 4. Load-displacement curve

Visual inspection of the steel structure specimens and composite panel specimens after testing revealed the governing failure mechanisms. In the steel structure specimens, local buckling of the compressed flanges and webs of the C-profiles occurred first, followed by a loss of panel stability through global out-of-plane buckling (Figure 4a). In the composite panel specimens, local buckling of the C-profile webs was observed, followed by web crushing (Figure 4b). No global instability or out-of-plane buckling was observed in the composite panel specimens.

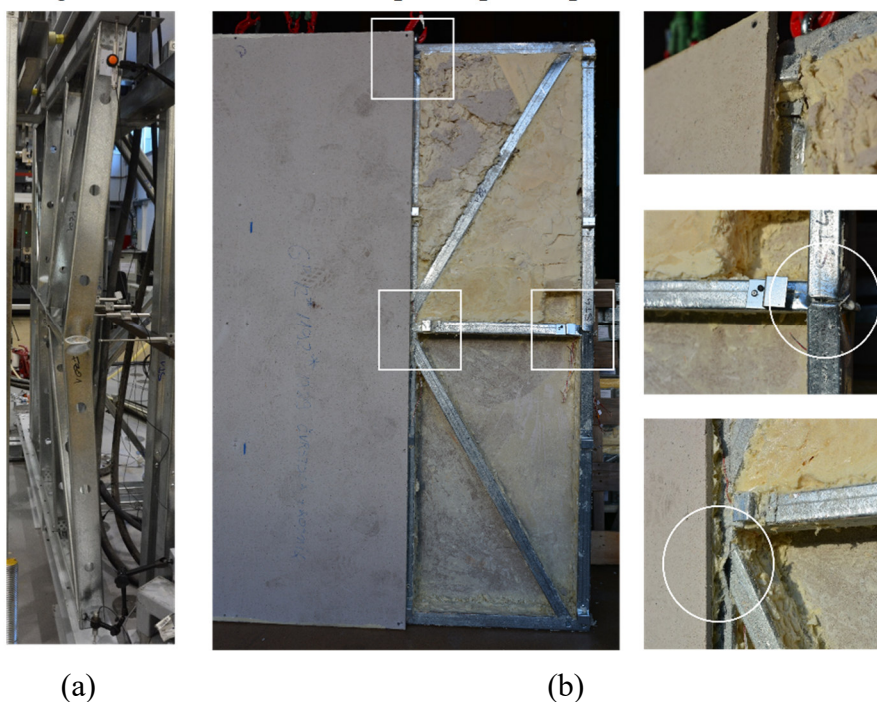


Fig. 5. Failure modes of a) LSF structure and b) composite wall panel

Conclusions. The experimental research conducted on light steel frame (LSF) structures and composite wall panels composed of LSF, PU foam, and gypsum fibreboard sheathing has demonstrated significant improvements in mechanical performance due to composite action. The main conclusions are as follows:

- Composite wall panels exhibited more than twice the average load-bearing capacity compared to bare LSF structures (316.7 kN vs. 133.38 kN). This highlights the significant structural contribution of both the PU foam infill and the gypsum fibreboard sheathing.
- The composite panels showed higher average vertical displacements at maximum load (10.27 mm) compared to the LSF structures (5.43 mm), indicating improved ductility and energy dissipation capacity.
- The initial stiffness of composite panels (average of 45.76 kN/mm) was approximately 1.5 times greater than that of the LSF structures (average of 31.02 kN/mm), suggesting better resistance to deformation under service loads.
- LSF structures mainly fail due to local and global buckling of thin-walled steel profiles, composite panels failed due to localized crushing of C-profile webs without global instability. This confirms that foam infill and formwork significantly improve the overall stability of the panels.
- The results clearly show that the combined contribution of PU foam and gypsum fibreboard enables effective composite action, leading to a synergistic improvement in structural behaviour, including strength, stiffness, and stability.

These findings support the use of PU foam-injected composite panels in lightweight construction and suggest that their structural behaviour should be considered in future design models and building regulations. Further research is recommended to explore long-term performance, fire resistance, and behaviour under seismic or cyclic loads.

Acknowledgment. This research was funded by “Prefabricated buildings of almost zero energy produced in an industrial way”, grant number KK.01.2.1.02.0046, financed from the European Fund for Regional Development with the financial support of the University of Rijeka.

References

- [1] Mousavi, S.A.; Zahrai, S.M.; Bahrami-Rad, A. Quasi-static cyclic tests on super-lightweight EPS concrete shear walls. *Eng. Struct.* 2014, 65, 62–75.
- [2] Xu, Z.; Chen, Z.; Osman, B.H.; Yang, S. Seismic performance of high-strength lightweight foamed concrete-filled cold-formed steel shear walls. *J. Constr. Steel Res.* 2018, 143, 148–161.
- [3] Hegyi, P.; Dunai, L. Experimental study on ultra-lightweight-concrete encased cold-formed steel structures Part I: Stability behaviour of elements subjected to bending. *Thin-Walled Struct.* 2016, 101, 75–84.
- [4] Miller, H.T.; Pekoz, T. Behavior of Cold-Formed Steel Wall Stud Assemblies. *J. Struct. Eng.* 1993, 119, 641–651.
- [5] Tian, Y.; Wang, J.; Lu, T.; Barlow, C. An experimental study on the axial behaviour of cold-formed steel wall studs and panels. *Thin-Walled Struct.* 2004, 42, 557–573.
- [6] Wang, J.; Tian, Y.; Lu, T. The role of frame members and sheathing in partition wall panels subjected to compression. *Thin-Walled Struct.* 2005, 43, 983–1002.
- [7] Bakran, A.; Krolo, P.; Lukačević, L.; Palijan, I. Experimental Investigation of the CFS-PU Composite Wall Panel under Axial Compression. *Buildings* 2023, 13, 1897. <https://doi.org/10.3390/buildings13081897>

СУМІСНИЙ ВПЛИВ ПІНОПОЛІУРЕТАНУ ТА ОБШИВКИ З ГІПСОВОЛОКНА НА ПОВЕДІНКУ ЛЕГКОГО СТАЛЕВОГО С-ПРОФІЛЮ В СКЛАДІ КОМПОЗИТНОЇ СТІНОВОЇ ПАНЕЛІ

Кроло П., д-р наук, доцент

paulina.krolo@gradri.uniri.hr, ORCID: 0000-0002-7244-4140

Лукачевич Л., магістр інж. буд., аспірант

lukacevic@sudent.uniri.hr, ORCID: 0000-0003-0597-7235

Факультет цивільного будівництва, Університет Рієки

Radmile Matejčić 3, 51000 Рієка, Хорватія

Паліян І., магістр наук

ipalijan@palijan.hr, ORCID: 0000-0001-8899-1731

Palijan d.o.o.

вул. Дільська 1, 10000 Загреб, Хорватія

Анотація. Дослідження зосереджене на оцінці механічного впливу пінополіуретану (PU) та облицювання на несучу здатність, жорсткість і механізми руйнування системи з холодногнутого сталевих каркасу (LSF). Проведено випробування двох груп зразків під осьовим стиском: (1) необлицьовані LSF-конструкції, що складаються виключно з холодногнутих С-профілів, та (2) композитні панелі, які включають той самий сталевий каркас, серцевину з пінополіуретану, доданого під тиском, і зовнішнє облицювання з гіпсоволокнистих плит. Результати експерименту демонструють суттєве покращення конструктивних характеристик завдяки композитній дії. Композитні панелі досягли середньої несучої здатності 316,7 кН, що більш ніж удвічі перевищує показник необлицьованих LSF-конструкцій (у середньому 133,4 кН). Крім того, композитні панелі показали значно вищу пластичність, із середнім вертикальним переміщенням при максимальному навантаженні 10,27 мм проти 5,43 мм для сталевих каркасів. Початкова жорсткість композитної системи також значно зросла – до 45,76 кН/мм, що приблизно у 1,5 раза більше, ніж у каркасу без наповнення. Пінополіуретан, доданий у контрольованому промисловому процесі, забезпечує однорідне та міцне зчеплення як зі сталевим каркасом, так і з облицюванням, що забезпечує ефективну композитну дію та підвищений опір до локальної та загальної втрати стійкості. Візуальний огляд та аналіз кривих навантаження-переміщення підтвердили, що тоді як LSF-конструкції зазнавали локального та позаплощинного випинання, композитні панелі зберігали стабільність і руйнувалися переважно через локальне зминання без загальної втрати несучої здатності. Ці результати підкреслюють переваги використання композитних панельних систем і закладають основу для розробки проєктних моделей і майбутньої стандартизації такого типу конструктивних елементів.

Ключові слова: холодногнутий сталевий каркас; композитна стінова панель; пінополіуретан; несуча здатність; механізм руйнування.

UDC 624.94.014.2:693.972

doi:10.31650/2707-3068-2025-29-41-46

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

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

yevgen.maslyanenko@odaba.edu.ua, ORCHID: 0009-0009-2982-375X

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

korshak@odaba.edu.ua, ORCHID: 0000-0001-7346-252X

Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract. Compared to traditional building materials and techniques, the use of prefabricated modular structures has the potential to solve the problems of environmental impacts such as energy consumption and the associated carbon dioxide emissions. 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.

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.

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.

Keywords: cold formed steel, 3D-volumetric modules, fire resistance, steel buildings.

Introduction. 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 [1].

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" [2] 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.

Fig. 1 presents the keyword map generated by VOSviewer 1.6.20. 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.

Besides the two major nodes in the analysis (“engineering” and “structural engineering”) the most distinguished are “buckling”, “finite element method”, “computer science”, “eurocode”, and “fire performance”, highlighting the significance of these topics in recent researches. The time scale shows predictable tendency to shift related to researches social topics toward “ecology”.

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 [5] or the influence of multi-hazard interactions, such as the fire pre-damage effects on the lateral load resistance of the strap-braced walls [6].

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 [7] 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 plaster board 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.

Review Aims and Scope. 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 [8]. 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 [9]. Further investigation of economical design related factors of fire resistance of cold formed structures of volumetric modular construction intended to fill the gap.

Research Methodology. Similar to the previous research [8] 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 [8], 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) [9] have been included.

Research results. 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%).

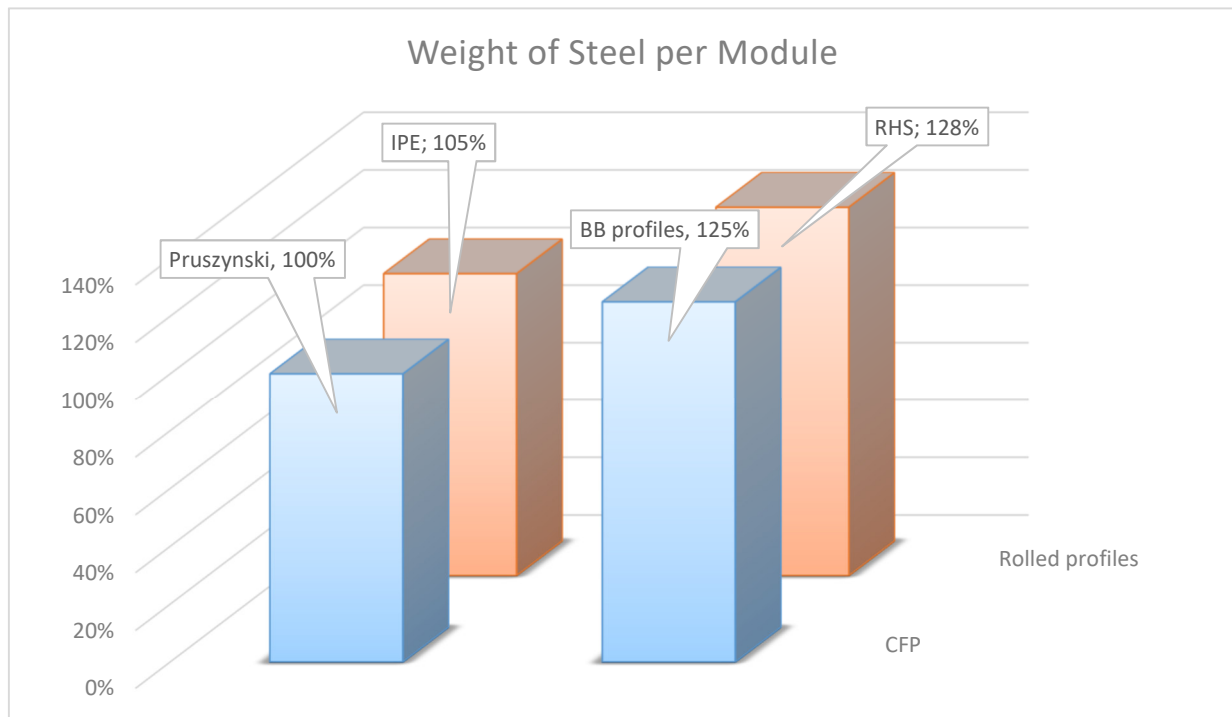


Fig. 2. Steel consumption per module ratio

As shown (Fig. 3), IPE rolled profiles frame is the best for reducing shipping weight of the modules (option with regular joists and composite deck)

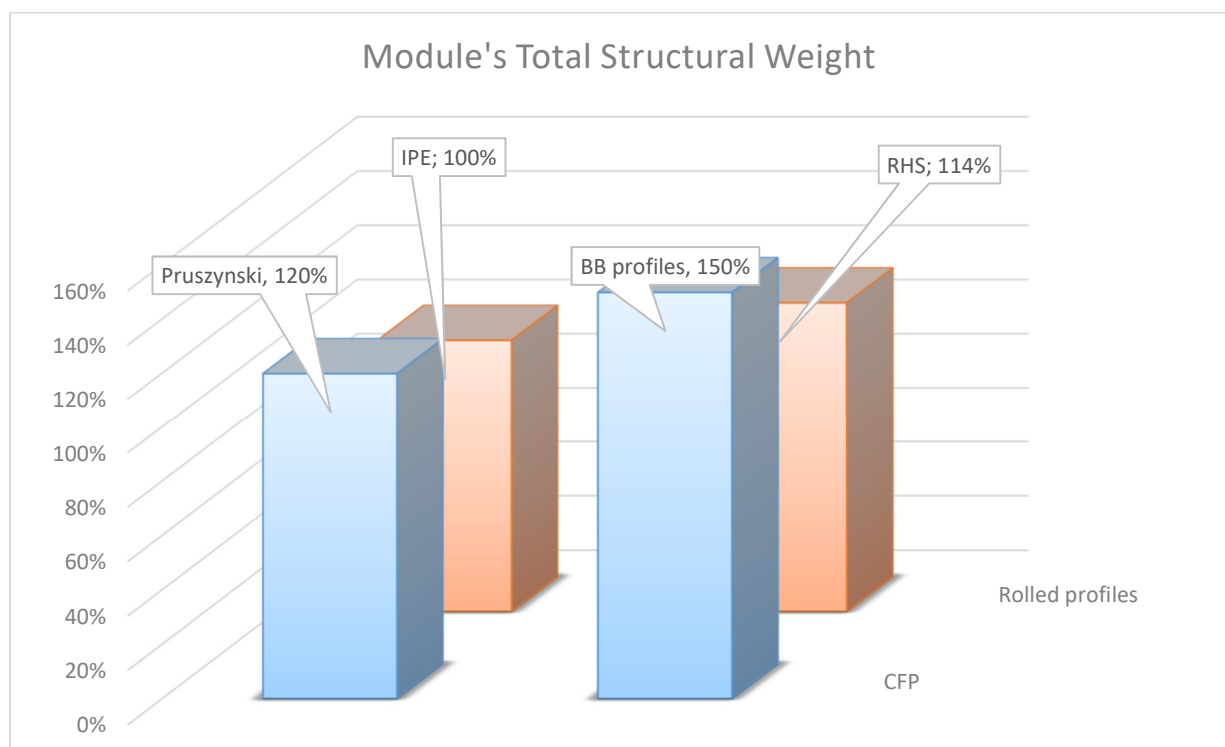


Fig. 3. Gross weight of the module structures comparison

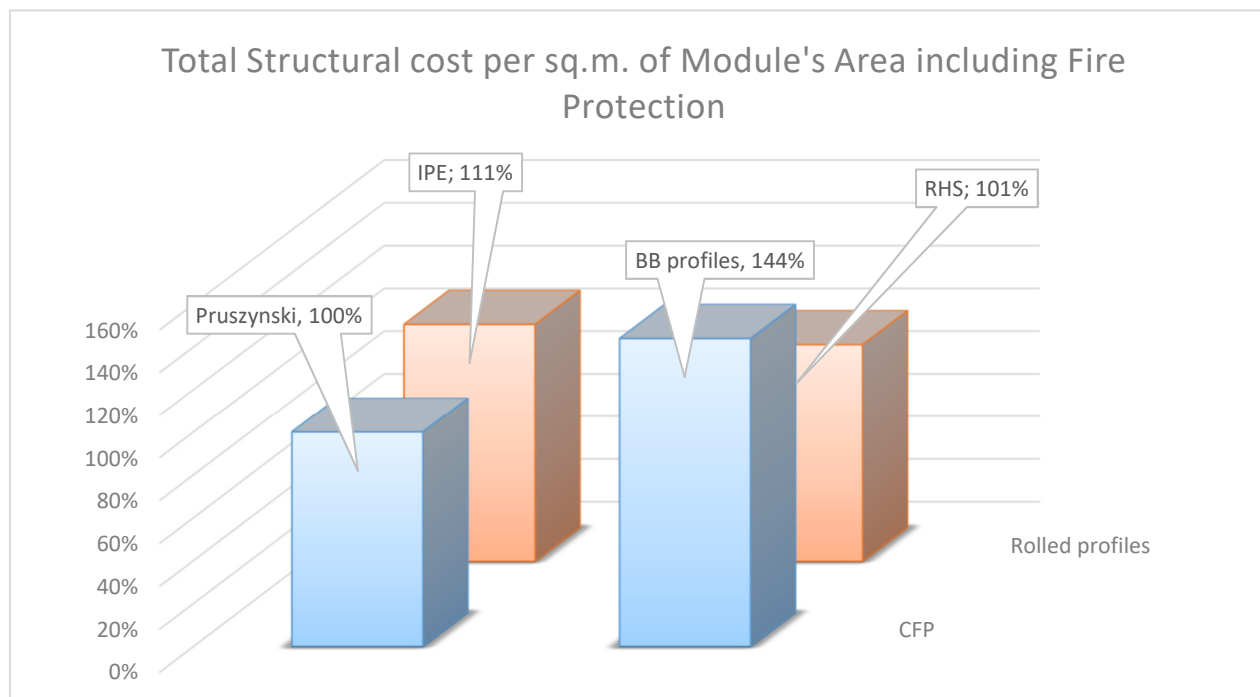


Fig. 4. Structural cost per sq.m. including Fire Protection (R30 for IPE and RHS, REI30 for CFS & plaster board assemblies)

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 (Fig. 4).

Conclusions.

1. 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).

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

References

- [1] Gamage, I.; Senaratne, S.; Perera, S.; Jin, X. Implementing Circular Economy throughout the Construction Project Life Cycle: A Review on Potential Practices and Relationships. *Buildings* 2024, 14, 653. <https://doi.org/10.3390/buildings14030653>
- [2] Masood, Rehan & Roy, Krishanu & Gonzalez, Vicente & Lim, James. (2024). Ameliorating Supply Chains of Prefabricated Housebuilding: An Integrated Performance Framework. *Journal of Construction Engineering and Management*. 150. 10.1061/JCEMD4.COENG-14404.
- [3] Ottosen, L.M.. (2024). Innovations in building and bridge engineering associated with circular economy. 10.1201/9781003483755-8.
- [4] VOSviewer1.6.20 – Visualizing Scientific Landscapes. Available online: <https://www.vosviewer.com/>
- [5] Lawson, Robert & Way, Andrew & Heywood, Martin & Lim, James & Johnston, Ross & Roy, Krishanu. (2019). Stability of light steel walls in compression with plasterboards on one or both sides. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*. 173. 394-412. 10.1680/jstbu.18.00118.
- [6] Hasanali, Maryam & Roy, Krishanu & Mojtabaei, Seyed Mohammad & Hajirasouliha, Iman & Clifton, George & Lim, James. (2022). A critical review of cold-formed steel seismic resistant

- systems: Recent developments, challenges and future directions. Thin-Walled Structures. 180. 109953. 10.1016/j.tws.2022.109953.
- [7] Roy, Krishanu & Lim, James & Lau, Hieng Ho & Ming, Yong & Clifton, George & Johnston, Ross & Wrzesien, Andrzej & Mei, Chee-Chiang. (2019). Collapse Behaviour of a Fire Engineering Designed Single-Storey Cold- Formed Steel Building in Severe Fires. Thin-Walled Structures. 10.1016/j.tws.2019.04.046.
- [8] Sam, V.S.; Nammalvar, A.; Iswarary, A.; Andrushia, D.; Ananthi, G.B.G.; Roy, K. Effect of Protective Coatings on Post-Fire Performance and Behavior of Mild Steel-Based Cold-Formed Steel Back-to-Back Channel Columns with Bolted Connections. Fire 2025, 8, 107. <https://doi.org/10.3390/fire8030107>
- [9] Maslyanenko Y.V., Korshak O.M. Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture. Comparison of General Technical Parameters, Workability and Fire Protection of Rolled Profiles Vs. RHS Steel Frames of 3D Volumetric Modules. Modern Structures of Metal and Wood. Vol. 28, June 2024, pp. 24-28. ISSN: 2707-3068. <http://doi:10.31650/2707-3068-2024-28-24-29>

ВОГНЕСТІЙКІСТЬ КАРКАСІВ 3D-ОБ'ЄМНИХ МОДУЛІВ ІЗ СТАЛЕВИХ ХОЛОДНОФОРМОВАНИХ ПРОФІЛІВ У ПОРІВНЯННІ З ПРОКАТНИМИ СТАЛЕВИМИ ПРОФІЛЯМИ

Масляненко Є.В., к.т.н, доцент

yevgen.maslyanenko@odaba.edu.ua, ORCID: 0009-0009-2982-375X

Коршак О.М., к.т.н, доцент

korshak@odaba.edu.ua, ORCID: 0000-0001-7346-252X

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація. У порівнянні з традиційними будівельними матеріалами і технологіями, використання швидкокомтованих модульних конструкцій має потенціал для вирішення проблем впливу на навколишнє середовище, таких як споживання енергії та пов'язані з цим викиди вуглекислого газу. Використання матеріалів з високим потенціалом переробки та повторного використання, таких як сталь у вигляді прокату або холодноформованих профілів, повністю відповідає принципам циркулярної економіки - переходу від лінійного до кругового використання матеріалів.

На відміну від прокатних профілів відкритого і закритого перерізу з конструкційних сталей, для вогнезахисту яких використовуються інтумесцентні фарби, холодногнуті сталеві профілі через свою відносно невелику товщину вимагають застосування вогнезахисних покриттів більшої товщини (10-15 мм) на основі гіпсу або перліту. Для оцинкованих профілів єдиним доступним методом вогнезахисту є облицювання різними типами протипожежних плит.

Дослідження зосереджене на експлуатаційних характеристиках несучих сталевих холодногнутих конструкцій, а також на вогнестійкості холодногнутих сталевих профілів і методах вогнезахисту.

Елементи модульної рами у вигляді холодногнутих профілів з гіпсокартонними збірками є більш економічно ефективними з точки зору споживання сталі на квадратний метр загальної площі, проте модульні рами, виготовлені з елементів RHS, продемонстрували майже таку ж ефективність при застосуванні вогнезахисної фарби (для класу вогнестійкості R30 і вище).

Товсте протипожежне покриття (10-15 мм) є найменш ефективним з розглянутих методів підвищення вогнестійкості холодногнутих профілів.

Ключові слова: холодноформована сталь, 3D-об'ємні модулі, вогнестійкість, сталеві будівлі.

UDC 624.014.2

doi:10.31650/2707-3068-2025-29-47-54

WORKING FEATURES AND RELIABILITY OF METAL SPIRAL-FOLD SILOS**Pichugin S.**, DSc, Professorpichugin.sf@gmail.com ORCID 0000-0001-8505-2130,
*National University "Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic"***Oksenenko K.**, PhD, design engineershvadchenkokate@gmail.com ORCID 0000-0002-5171-3583
LLC "Architectural Engineering Center"

Annotation. The article comprehensively discusses an innovative metal sheet structure - a spiral fold silo: its features, operation under load, and reliability. The stress-strain state of interfold zone of a spiral-fold silo is considered. The calculations of the stress-strain state of the silo were compared with the analytical calculations by the software package LIRA-SAPR. The work the midsection of the shell segment (zone between folded locks) of the spiral-fold silo was experimentally verified. Considering the results of the studies of the stress-strain state of this metal silos, a methodology for reliability analysis based on the analysis of the strength reserve was developed. The obtained results of calculations confirmed the high reliability of metal spiral-fold silos.

Keywords: spiral-fold silo, stress-strain state, experimental study, reliability analysis.

Introduction. The calculation theories of thin-walled storage capacities, such as the spiral-fold silos that are discussed in this article, were developed based on studies by the steel sheet structures. The main specificity of sheet metal structures is their ability to be used in various conditions: structures can be above ground, below ground, semi-buried, underground, or underwater; sheet metal structures can withstand static and dynamic loads; structures must work reliably under low, medium and high pressure, under vacuum, under the influence of low, medium and high temperatures, neutral or aggressive environments. Considering the above features, the structural variation of steel sheet structures is clear, which can be classified as follows: gas holders, tanks, large diameter pipelines, silos, protective shell structures, and special sheet structures.

Taking into account the structural variety of sheet metal structures, the following types of their stress state are distinguished: momentless stress state, when the equilibrium of the shell is ensured only by stresses evenly distributed over the shell thickness; moment stress state, when the equilibrium of the shell is ensured by bending stresses (relatively rare for thick shells); edge effect - local bending of individual sections of sheet metal structures.

Analysis of recent researches and publications. A number of scientists have studied the calculation methods and experimental studies of metal spiral-fold silos for strength and stability.

In 2008, S. Wirth [1] used the experimental results of small spiral-fold silos to analyze the possibility of using the EN 1993-1-6 standard [2] for bending of shells. He concluded that it is quite difficult to numerically determine the resistance close to the experimental results in accordance with the requirements of EN 1993-1-6.

A significant contribution to the study of spiral-fold silos are made by A. Jäger-Cañás (consulting engineer at Lipp GmbH), Z. Li, and H. Pasternak. Their works [3, 4] are devoted to the study of thin shells with frequently horizontal ribs. This type of shell includes both spiral-fold silos and any other containers with horizontal ribs. For instance, in work [3], experimental studies are described on small cylindrical shells, which were made by welding two semicylindrical shells, and the annular stiffeners were welded to the cylindrical shell by spot welding.

The geometric dimensions of the shell specimens were measured using 3D scanning technology. The obtained data on geometric imperfections were directly integrated into the numerical model through a mapping correlation. The results demonstrated that the bending resistance computed via finite element analysis closely matched the experimental findings. The primary focus of these

studies is the behavior of the inter-stiffener regions of the shell under axial compression and the effect of closely spaced horizontal stiffeners on the overall strength and stability of silo structures.

Identification of previously unresolved parts of the general problem to which the article is devoted. A review of available studies on spiral-fold silos reveals a lack of comprehensive research dedicated to these innovative structural systems. In particular, investigations that holistically examine design features, their influence on the stress–strain state, and reliability assessment have yet to be conducted.

The aim of the research. The aim of this study is to analyze the stress–strain behavior of steel spiral-fold silos and to compare theoretical and analytical calculations in order to gain a deeper understanding of their structural performance and reliability.

Results and discussion. The design of spiral-fold silo shells differs significantly from other types of steel storage containers, such as prefabricated metal silos made of corrugated panels with bolted joints, or welded steel tanks. Their unique structural features [5] affect not only the stress–strain behavior but also the overall performance of the structure. As a result, these silos are highly versatile, cost-effective, and efficiently used for storing various types of bulk materials, liquids, or as digesters in bioenergy facilities [6–9].

A characteristic feature of spiral-fold silos is their thin-walled nature ($r/t = 1000 \div 4500$), where r is a radius and t is wall thickness, which necessitates detailed strength analysis of the wall.

The analytical model (Fig. 1, a) of the entire silo is represented as a system of short shell segments connected by closed-type horizontal spiral-fold stiffeners (folded locks). These short shell segments are referred to as shell segments.

Due to the presence of spiral-fold horizontal stiffeners, the longitudinal force is transmitted to the silo wall with eccentricity, leading to the development of additional bending moments. These moments, in turn, cause wall deformation in the inter-fold zones.

The analysis of the silo wall should be carried out based on the deformed configuration (Fig. 1,b), as simplified geometrically linear methods fail to reflect the actual structural behavior and do not provide a sufficient safety margin. These simplified methods neglect the additional bending moments induced by the geometrically nonlinear deformation of the silo shell. The presence of radial deflection in the inter-fold zones also leads to a reduction in the load-bearing capacity of the wall, both in terms of stability and strength.

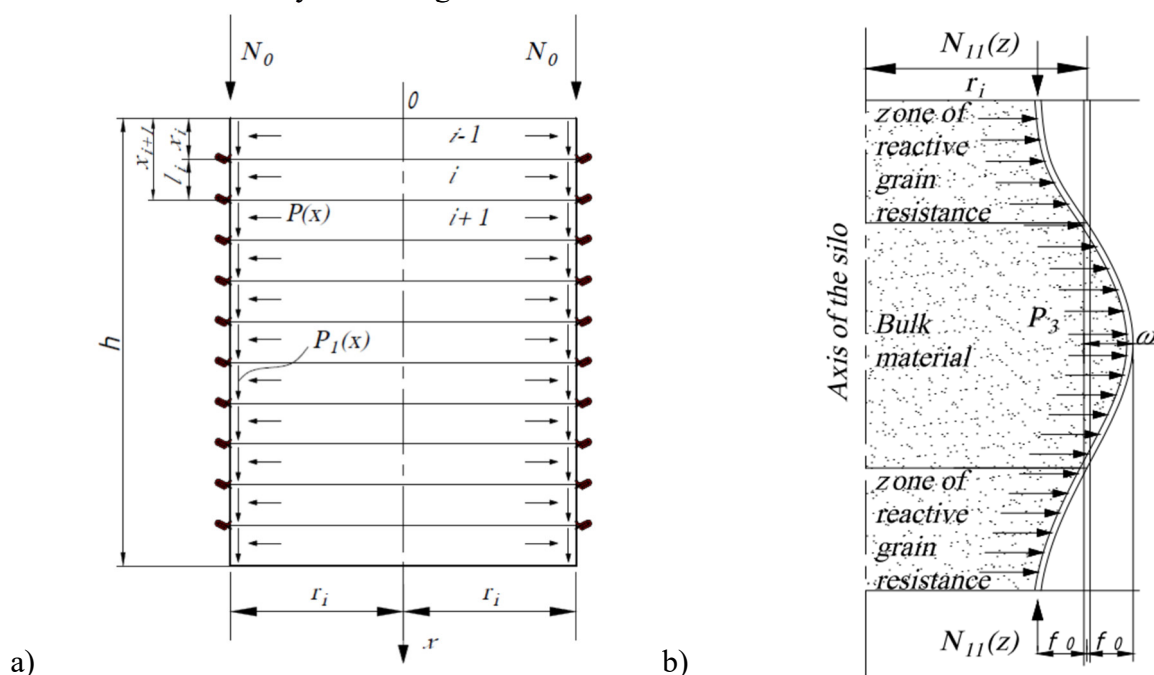


Fig. 1. Calculation of the spiral-folded silo: a) calculation scheme; b) deformed calculation scheme of the silo under strength analysis, considering the initial outward deflection of the silo

In the development of the computational model, the governing equations of longitudinal-transverse bending with respect to radial displacements were employed for a symmetrically loaded shell. The following variables were used as primary parameters: $P(x)$, $P_1(x)$ are, respectively, the horizontal and vertical pressure of the bulk material; $N_1(x)$ is the longitudinal force from the vertical pressure of the bulk material $P_1(x)$, the weight of the wall N_{01} , and the load from the roof structure N_0 ; $\omega(x)$ is deflection (radial displacement) in the shell; $M(x)$ is longitudinal bending moment in the shell; $\sigma^u(x)$, $\sigma^k(x)$ are longitudinal and hoop stresses, respectively.

The horizontal and vertical pressure of the bulk material are determined by the following expressions:

$$P(x) = P_h^n = \frac{\gamma \rho}{f} [1 - \exp(-\lambda f x / \rho)], P_1(x) = P_f^n = f P_h^n,$$

where ρ is the hydraulic radius of the cross-section of the silo, m , which is determined by the formula $\rho = A/U$; A , U are area and perimeter of the silo cross-section; λ is the lateral pressure ratio of particulate solids; γ is bulk unit weight; P_h^n is normative horizontal pressure.

According to DBN V.2.2-8-98 [10] the longitudinal force $N_1(x)$ induced by the vertical bulk material pressure acting on the silo bottom $P_v^n(x)$, as well as by the self-weight of the shell N_{01} and the roof structure N_0 is computed using the following expression:

$$N_1(x) = \rho(\gamma x - P_v^n) + N_{01}(x) + N_0, N_{01}(x) = \gamma_s t r z,$$

where γ_s denotes the specific weight of the shell material.

The governing differential equation for the longitudinal-transverse bending equilibrium of the symmetrically loaded cylindrical shell with respect to radial displacements is expressed as follows:

$$\omega^{IV}(x) + 4\beta^4 \omega(x) = P(x) + \frac{\nu N_1(x)}{r} - e \cdot \frac{dP_1(x)}{dx}, \quad (1)$$

where $4\beta = \frac{Et}{Dr^2}$, $\beta = \sqrt[4]{\frac{3(1-\nu^2)}{r^2 t^2}}$, D is cylindrical stiffness, $D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$, E is modulus of elasticity of the shell material, ν is Poisson's ratio, t is wall thickness, r is radius of the silo.

Since integration is more convenient when performed using expressions in dimensionless form, the equilibrium equations of a symmetrically loaded cylindrical shell (1) are transformed to a dimensionless coordinate system $\xi = \beta x$.

$$\omega^{IV}(\xi) + 4\omega(\xi) = \frac{1}{\beta^4 D} \Phi(x), \quad (2)$$

where $\Phi(x)$ is the load function, defined as, $\Phi(x) = P(x) + \frac{\nu N_1(x)}{r} - e \cdot \frac{dP_1(x)}{dx}$, e is the distance from the line of action of the shear forces to the mid-surface of the shell.

The solution to the differential equation governing the longitudinal-transverse bending of the shell segment (2) is expressed in the following form:

$$\omega(\xi) = C_1 V_1(\xi_i) + C_2 V_2(\xi_i) + C_3 V_3(\xi_i) + C_4 V_4(\xi_i) + \frac{1}{4\beta^4 D} \int_0^\xi V_4(\xi_i - \xi_{il}) \Phi(\xi_{il}) d\xi_{il}, \quad (3)$$

where C_1, C_2, C_3, C_4 are the constants of integration; $V_1(\xi_i), V_2(\xi_i), V_3(\xi_i), V_4(\xi_i)$ are fundamental functions of Krylov O.M. [11]

Let us consider the stress-strain state of a shell segment (can) subjected to the reactive forces of elastic spiral-fold stiffeners, under the combined action of the following loads:

- horizontal pressure $P(x)$ and vertical pressure $P_1(x)$ from the bulk material;
- constant longitudinal compressive force N_0 , representing the vertical load from superimposed structures;
- variable longitudinal compressive force $N_{01}(x)$ due to the self-weight of the shell wall;
- eccentrically applied shear forces with respect to the mid-surface of the shell.

To simplify the analysis, the following assumptions are introduced:

- stiffeners (folded locks) are arranged horizontally;
- the silo shell consists of individual shell segments bounded by the stiffeners;

- within each shell segments, $P = \text{const}$, $N_{01} = \text{const}$;
- the stiffeners are elastic and extend in the radial direction, with radial displacement $\omega_0 = \frac{T_r^2}{EA}$ where T_r is the reactive longitudinal force and A is the cross-sectional area of the stiffener (folded lock).

After performing the corresponding transformations, the radial deflection and longitudinal bending moment are determined at characteristic sections of the i -th shell segment — specifically, at the shell segment edges and at its midsection:

- a) at $\xi = \bar{\xi} = 0$ ($\xi = \bar{\xi} = \beta l_1$) – on the edge of the shell segment:

$$\omega(\bar{\xi}) = \frac{(P + \nu N_1 / r - e P_1) r^2}{EA} \cdot \frac{n_2(\bar{\xi})}{\frac{t}{A} n_2(\bar{\xi}) + \frac{\beta}{2} n_3(\bar{\xi})}; \quad (4)$$

$$M(\bar{\xi}) = \frac{(P + \nu N_1 / r - e P_1) r^2}{2\beta} \cdot \frac{n_1(\bar{\xi})}{\frac{t}{A} n_2(\bar{\xi}) + \frac{\beta}{2} n_3(\bar{\xi})}; \quad (5)$$

- b) at $\xi = \bar{\xi} = \beta l_1 / 2$ – at the midsection of the shell segment:

$$\omega(\bar{\xi}) = \frac{(P + \nu N_1 / r - e P_1) r^2}{Et} \cdot \left[1 + \frac{2\beta n_5(\bar{\xi})}{\frac{t}{A} n_2(\bar{\xi}) + \frac{\beta}{2} n_3(\bar{\xi})} \right]; \quad (6)$$

$$M(\bar{\xi}) = - \frac{(P + \nu N_1 / r - e P_1) r^2}{2\beta} \cdot \frac{n_4(\bar{\xi})}{\frac{t}{A} n_2(\bar{\xi}) + \frac{\beta}{2} n_3(\bar{\xi})}, \quad (7)$$

where $n_4(\bar{\xi}) = V_2(\bar{\xi}) n_2(\bar{\xi}) - V_1(\bar{\xi}) n_1(\bar{\xi}) - V_3(\bar{\xi}) n_3(\bar{\xi})$;

$n_5(\bar{\xi}) = n_1(\bar{\xi}) V_3(\bar{\xi}) - n_2(\bar{\xi}) V_4(\bar{\xi}) - \frac{1}{4} n_3(\bar{\xi}) V_1(\bar{\xi})$

After calculating the radial deflection and bending moment at the characteristic sections of the i -th shell segment (Equations 4–7), the hoop forces are determined at the shell segment edges and at its midsection:

$$N_s(\bar{\xi}) = \frac{Et}{r} \omega(\bar{\xi}) - \nu N_1; \quad (8)$$

$$N_s(\bar{\xi}) = \frac{Et}{r} \omega(\bar{\xi}) - \nu N_1. \quad (9)$$

The fiber longitudinal and hoop stresses $\sigma^u(\bar{\xi})$, $\sigma^k(\bar{\xi})$ are determined at the edge and at the midsection of the shell segment:

- a) at $\xi = \bar{\xi} = 0$ ($\xi = \bar{\xi} = \beta l_1$) – on the edge of the shell segment:

$$\sigma^u(\bar{\xi}) = \frac{N_1}{t} \pm \frac{M(\bar{\xi})}{W}; \quad (10)$$

where $W = \frac{t^2}{6}$;

$$\sigma^k(\bar{\xi}) = \frac{N_s(\bar{\xi})}{t}; \quad (11)$$

- b) at $\xi = \bar{\xi} = \beta l_1 / 2$ – at the midsection of the shell segment:

$$\sigma^u(\bar{\xi}) = \frac{N_1}{t} \pm \frac{M(\bar{\xi})}{W}; \quad (12)$$

$$\sigma^k(\bar{\xi}) = \frac{N_s(\bar{\xi})}{t}. \quad (13)$$

The intensity of the fiber stresses is assessed using the maximum values of the longitudinal and hoop stresses.

$$\frac{\gamma_m}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_u^2(\xi) - \sigma_u(\xi)\sigma_k(\xi) + \sigma_k^2(\xi)} \leq 1. \quad (14)$$

The stress-strain state of the midsection of the shell segment (between the folded locks) with a constant wall thickness is considered. The section is elastically connected to the adjacent shell segments and experiences a stress-strain state of longitudinal-transverse bending type.

To compare the theoretical calculations with the results obtained using the finite element method, a model was created in the LIRA-SAPR software package. The model consists of 3 tiers of spiral-fold shell segments, with a tiers height of 36.5 cm, a shell radius of $r = 4\text{ m}$, wall thickness of $t = 4\text{ mm}$, and the cross-sectional area of the folded lock for a 4 mm thick strip $A = 7,35\text{ cm}^2$. The material of the shell is steel C235, with a yield strength $R_y(x) = 235\text{ MPa}$, elastic modulus $E = 2,1 \cdot 10^5\text{ MPa}$, and Poisson's ratio ν (not specified in the original text). For simplification, only the horizontal pressure from the bulk material $P(x) = 2,74 \frac{H}{\text{cm}^2}$ was applied to the structure.

Calculations were performed according to the algorithm described above. Based on formulas (4) and (6), the following deflection values were obtained: at the edge of the shell segment $\omega(\xi) = 0,37\text{ mm}$; at the midsection $\omega(\bar{\xi}) = 0,466\text{ mm}$.

To validate the theoretical results, a finite element model was developed in the LIRA-SAPR software environment using the previously specified shell parameters. A general view of the model is shown in Figure 2. The wall tiers between the ring stiffeners were modeled using shell finite elements of type 44 (“quadrilateral shell element”), oriented in the vertical plane, with a thickness of 4 mm and an elastic modulus corresponding to steel grade C235. The spiral-fold stiffener was modeled using type 41 shell elements (“rectangular shell element”) with a cross-sectional area of $7,35\text{ cm}^2$.

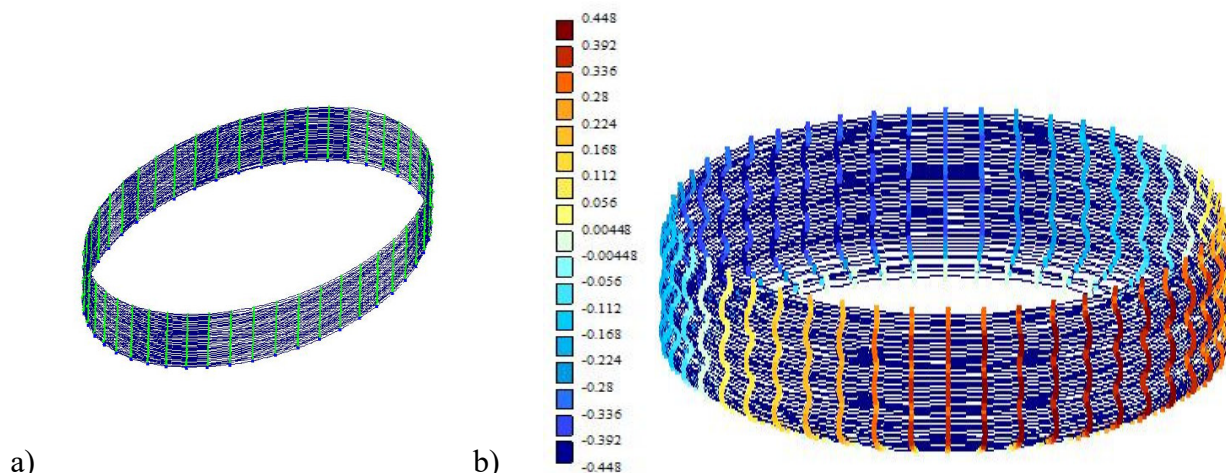


Fig. 2. Finite element model in LIRA-SAPR:
a) Finite element model; b) Displacement mosaic of the shell nodes

The deflections obtained from the LIRA-SAPR simulation are as follows: at the edge of the shell segment $\omega = 0,353\text{ mm}$; at the midsection $\omega = 0,448\text{ mm}$. The mosaic of displacements for the shell under horizontal pressure, as calculated in LIRA-SAPR, is shown in Figure 3. The values are represented using a dimension-color scale (in millimeters) displayed on the left side of the figure.

The difference between the analytically calculated deflections using formulas (4) and (6) and those obtained from the LIRA-SAPR model is: at the edge of the shell segment 4,8%; at the midsection 3,8%.

Considering all the structural features of spiral-fold silos and their influence on the stress-strain state, it becomes evident that detailed investigation of the bending behavior in the interfold zone of the shell wall is of critical importance. To reveal the actual bending performance of the wall in a spiral-fold silo, an experimental study was carried out. The objective of the research was to experimentally determine the deformation evolution of the folded lock during loading and to assess

the stress–strain state of the silo wall at different stages of bending. This experimental investigation is described in detail in [12].

The obtained results were compared with a finite element analysis performed using the LIRA-SAPR software suite. For the simulation, the parameters of the experimental specimen were used. The silo wall and the folded stiffening rib were modeled using flat shell finite elements of type 44 (“quadrilateral shell element”). The dimensions of the finite elements were $9\text{ mm} \times 10\text{ mm}$ (Figure 3). To ensure consistency between the computational model and the experiment, the ends of the model were fixed (clamped).

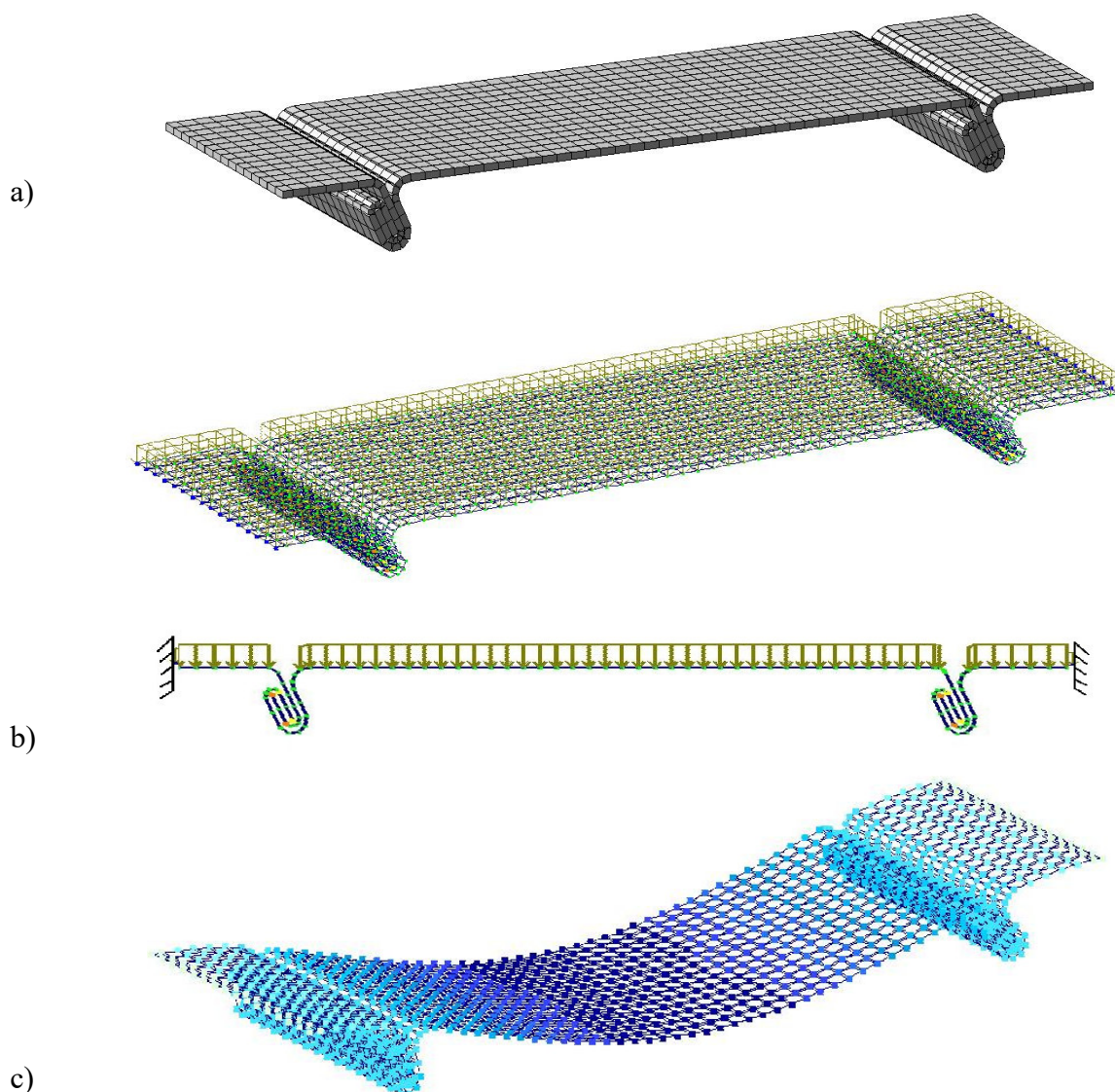


Fig. 3. Modeling of the experimental specimen in LIRA-SAPR:
a) 3D model; b) model loading; c) displacement mosaic.

When the modeled specimen (Figure 3a) was loaded with a uniformly distributed load corresponding to the experimental conditions, deflection–load curves for the interfold zone were constructed (Figure 4). The graph shows that when the load increases to 2.5 kN and above, the experimental specimens exhibit greater deflections than the numerical results. This discrepancy is attributed to the opening of the folded seam, which is not accounted for in the computational model. In summary, the difference in interfold zone deflections between the experimental specimen and the finite element analysis results ranges from 3% to 5%.

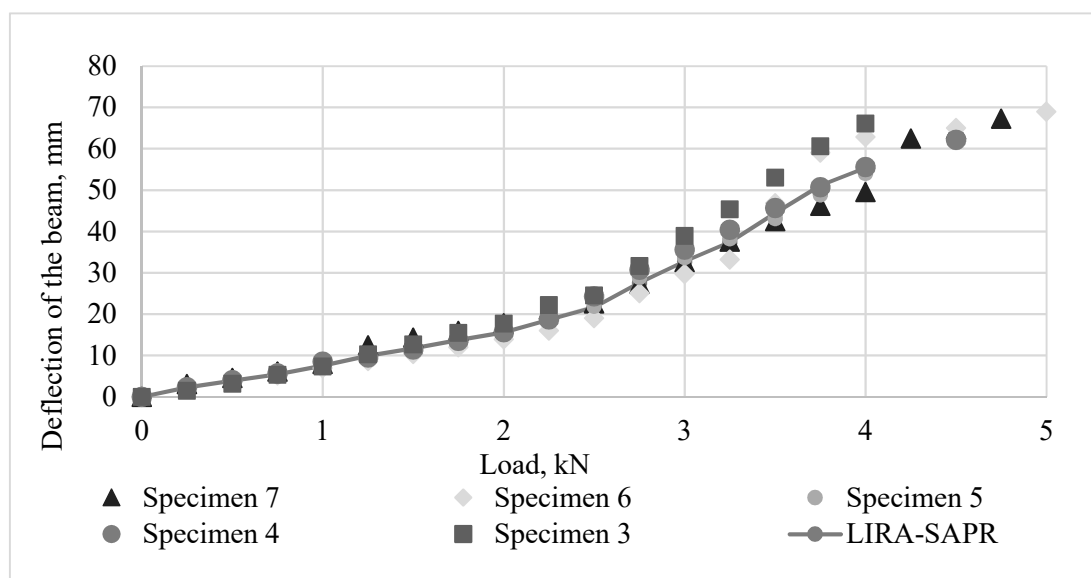


Fig. 4. Graph of the deflection-load relationship of the specimen in the interfold zone.

Based on the conducted and above-described studies, a methodology was developed for assessing the reliability of a spiral-fold metal silo using an analysis of the strength reserve factor $\tilde{Y}$, taking into account its stress-strain state [13]. The obtained numerical results confirmed the high reliability of spiral-fold metal silos.

Conclusions:

1. The article provides a comprehensive review of the innovative metal sheet structure – the spiral-folded silo.
2. The stress-strain state of the interfold zone of the spiral-fold silo is examined. A comparison of the results from the finite element method (FEM) with analytical calculations from the LIRA-SAPR software suite was carried out. The difference between the analytically calculated deflections using formulas (4) and (6) and those obtained from the LIRA-SAPR model is: at the edge of the shell segment 4,8%; at the midsection 3,8%.
3. An experimental verification of the behavior of the interfold zone of the shell and the adjacent folded locks of the spiral-fold silo was performed.
4. Taking into account the results of the stress-strain analysis of the metal spiral-fold silos, a methodology for assessing their reliability based on the strength reserve analysis was developed. The obtained calculation results confirmed the high reliability of metal spiral-fold silos.

References

- [1] Wirth S., “Beulsicherheitsnachweise für schalenförmige Bauteile nach EN 1993-1-6: Kritische Analyse der praktischen Anwendbarkeit anhand zweier Fallstudien mit experimentellem Hintergrund”: Thesis: University of Duisburg-Essen, Shaker Verlag. 2008.
- [2] ДСТУ-Н Б EN 1993-1-6:2011 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1 – 6. Міцність та стійкість оболонок. К. : Мінрегіонбуд, 2011. 146 с.
- [3] Li Z., Pasternak H., Jaeger-Canas A. Buckling of ring-stiffened cylindrical shell under axial compression: Experiment and numerical simulation. Thin-walled structures. 2021. Vol. 164. P. 107888.
- [4] Jäger-Canás A, Pasternak H. Influence of closely spaced ring-stiffeners on the axial buckling behavior of cylindrical shells. EUROSTEEL 2017. September 13–15, Copenhagen, Denmark. 2017.
- [5] Pichugin S., Oksenenko K., Hajiyev M., Sulewska M., January 2021, “Features of structures and calculation of steel spiral-fold silos”, E3S Web of Conferences. vol. 280(4):03006. DOI: 10.1051/e3sconf/202128003006.

- [6] Xaver Lipp [Internet resource]. Available: <https://xaver-lipp.com/>.
- [7] S. Pichugin, K. Oksenenko. "Using of spiral-fold silos on the territory of Ukraine", ArCivE 2021, pp 430 – 437, 2021.
- [8] Pichugin S., Oksenenko K. Area of application and operation experience of spiral-fold silos in Ukraine. ArCivE 2023. Xth International scientific conference on architecture and civil engineering. Varna, 2023. Vol. 4. P. 14 – 22.
- [9] Pichugin S., Oksenenko K. Spiral-fold Silo is Innovative Storage for Wood Chips. AIP Conference Proceedings. 2023. Vol. 2678. P. 020013. doi.org/10.1063/5.0118821.
- [10] ДБН В.2.2-8-98. Підприємства, будівлі та споруди по зберіганню та переробці зерна. К.: Держбуд України. 1998. 41 с.
- [11] Birger I.A., Shorr V.F., Shneiderovich R.M. Strength calculation of machine parts. Moscow: Mechanical Engineering. 1966. 590 p.
- [12] Пічугін С., Шульгін В., Оксененко К. Експериментальне дослідження напружено-деформованого стану стінки сталевого спірального-фальцевого силосу. Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. 2023. Вип. 27. С. 94-103. doi:10.31650/2707-3068-2023-27-94-103.
- [13] Pichugin S., Oksenenko K. The reliability analysis of metal spiral-fold silos. Modern building structures made of metal and wood. 2024. Issue 28. P. 172-182. doi:10.31650/2707-3068-2024-28-172-182

ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ ТА НАДІЙНІСТЬ МЕТАЛЕВИХ СПІРАЛЬНИХ СИЛОСІВ

Пічугін С.Ф., д.т.н., професор,

pichugin.sf@gmail.com ORCID 0000-0001-8505-2130,

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Оксененко К.О., доктор філософії, інженер-проектувальник

shvadchenkokate@gmail.com ORCID 0000-0002-5171-3583

ТОВ «Архітектурно-інженерний центр»

Анотація. У статті комплексно розглянуто інноваційну металеву листову конструкцію – спіральний-фальцевий силос: його особливості, робота під навантаженням, надійність. Розглянуто напружено-деформований стан проміжної ділянки (між фальцевими ребрами) оболонки з постійною товщиною стінки. Ділянка пружно з'єднана з сусідніми обичайками та зазнає напружено-деформований стан типу поздовжньо-поперечного згину. У результаті аналізу було наведено формули прогину та поздовжнього згинаючого моменту у характерних перерізах і-ї обичайки – по краях та в середині. Проведено порівняння теоретичних розрахунків напружено-деформованого стану з розрахунками методом скінченних елементів у програмному комплексі ЛІРА-САПР. У результаті було отримано, що різниця значень переміщень, розрахованих за допомогою формул (4), (6) та визначених у програмному комплексі ЛІРА-САПР складає: на контурі обичайки – 4,8%; у середині обичайки – 3,8%.

Проведено експериментальну перевірку роботи міжфальцевої зони оболонки та прилеглих фальцевих замків спіральний-фальцевого силосу. Для підтвердження результатів експерименту було виконано порівняння експериментальних залежностей із розрахунком методом скінченних елементів у програмному комплексі ЛІРА-САПР. Підсумовуючи отримані дані, можна стверджувати, що різниця між переміщеннями міжфальцевої зони експериментального зразка та розрахунками методом скінченних елементів складає 3 – 5 %.

З врахуванням результатів проведених досліджень напружено-деформованого стану металевих спіральний-фальцевих силосів розроблено методику оцінювання надійності на основі аналізу резерву міцності. Одержані результати розрахунків підтвердили високу надійність металевих спіральний-фальцевих силосів.

Ключові слова: спіральний-фальцевий силос, напружено-деформований стан, експериментальне дослідження, оцінювання надійності.

UDC 624.07

doi:10.31650/2707-3068-2025-29-55-59

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

Somina Yu.A., PhD,

syomina3091@ukr.net, ORCID: 0000-0002-6330-0137

Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture

4, Didrihson street, Odessa, 65029, Ukraine

Abstract. The main methods of mechanical testing of composite materials include: determination of the strength of the material in tension, bending, torsion, compression, impact loads, etc. This article presents the methodology and results of tests for the bending strength of structural elements made of ABS plastic manufactured using 3D printing. The shape of the cross-section of the test specimens-beams and the percentage of filling their internal cavity with the specified polymer material were selected as design factors that are predicted to have an impact on the output parameter. The most optimal configuration was established and the dependence of the strength on the change in the specified variable factors was determined.

Keywords: polymers, 3D printing, ABS-plastic, strength, bending, short-term loading, destruction.

Introduction. Due to the low modulus of elasticity of polymeric materials, they are effective in structures where their high-strength properties and the small influence of their deformability are used to the maximum. Polymer materials and plastics used in construction make it possible to save metal, wood, glass, cement and other traditional materials. The main areas of effective use of plastic structures in buildings and structures are to reduce their mass, improve the transportation of light enclosing structures and increase resistance to aggressive external environments. Construction structures using plastics, multi-layer rectilinear or curved enclosing panels, spatial forms of single and double curvature (domes, shells, etc.), as well as transparent enclosing panels are effective.

Moreover, 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.

Analysis of recent researchs and publications. The main methods of mechanical testing of composite materials include in: determining the strength of the material in tension, bending, torsion, compression, under shock loads etc. All these types of tests are carried out before the destruction of the test sample. In addition, there are other methods of mechanical tests, which include in wear tests, studies on the change in shape and size of composite materials, fatigue strength tests, etc. [1].

In addition, in contrast to full-scale experiments, numerical experiments are often carried out with the help of either mathematical [2, 3] or computer modeling with the use of various existing software complexes [4-7].

The accumulated experience of creating structures from polymer composite materials indicates an increased spread of such parameters as stiffness and strength, which is due to the instability of the initial components, deviations in the execution of technological processes, etc. These factors are taken into account by the introduction of an additional safety factor when determining the calculated load, the value of which depends on the coefficient of variation of the mechanical properties of products made of composite materials. Thus, a high-quality selection of methods of mechanical testing of composite materials and improvement of testing methods will allow to predict with high reliability the main

mechanisms of destruction and strength of composite materials.

Materials and methods of research. For the research, ABS plastic was used to manufacture samples-beams, which is known with its strength, durability and resistance to high temperatures. The tests were conducted at the Department of Metal, Wooden, and Plastic Structures as part of the work of the scientific circle. The solution to the task of developing a methodology for conducting a bending strength test, as well as preparing relevant samples made with the help of 3D printing, 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).

According to the requirements [8, 9] and [10], as well as the technical characteristics of the 3D printer used for their production, the standard samples had dimensions 10x10mm, length – 200mm.

Taking into account the use of additive technologies for the manufacture of test samples, it is possible to adjust the degree of filling of the internal cavity of the beams to save materials and determine the optimal amount of filling to ensure the necessary bending strength. Thus, 3 variations of the filling percentage of the internal cavity of the experimental sample were chosen: 10%, 50%, 100% [10]. 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.

Research results. 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.

The radius of the tip (r_1) and the edges of the supports (r_2) (Fig. 1) have the following dimensions in mm:

- $r_1 = (5 \pm 0.1)$;
- $r_2 = (2.0 \pm 0.2)$.

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 to the requirements [11] 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 $(15 \dots 17)h$ (Fig. 1). The loading of the sample was carried out in the middle of the span between the supports smoothly, without jolts.

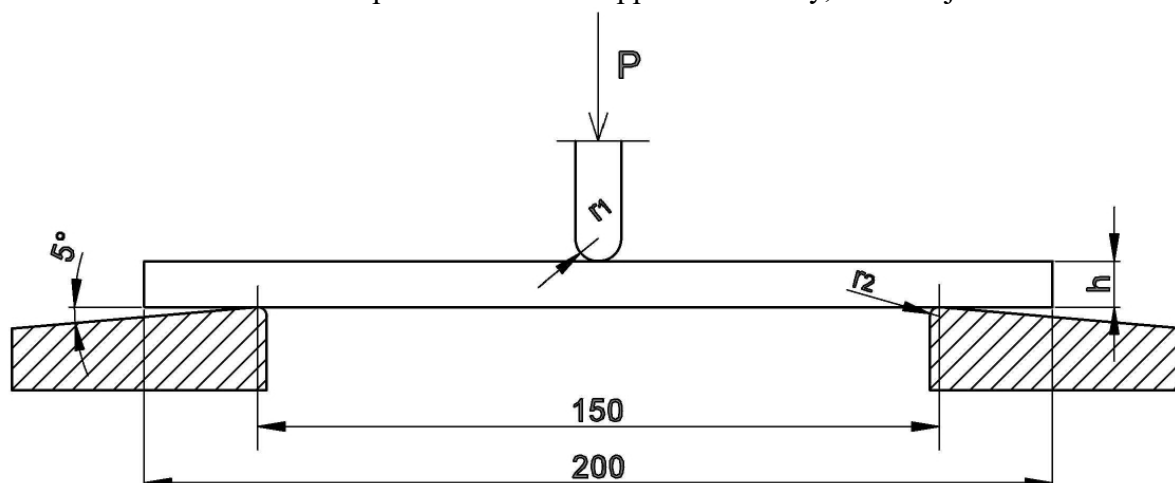


Figure 1. Scheme of loaded sample

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

Table 1 – Test results of prototypes

Percentage of filling	Type of section	P_{max} , N	σ , N/mm
20%	■	159	35,8
	T	318	254,16
50%	■	954	214,7
	T	477	381,2
70%	■	954	214,7
	T	636	508,3

The nature of the fracture of the test specimens is shown in Fig. 2.



Fig. 2. Destruction of prototypes

A graphical interpretation of the research results is shown in Fig. 3.

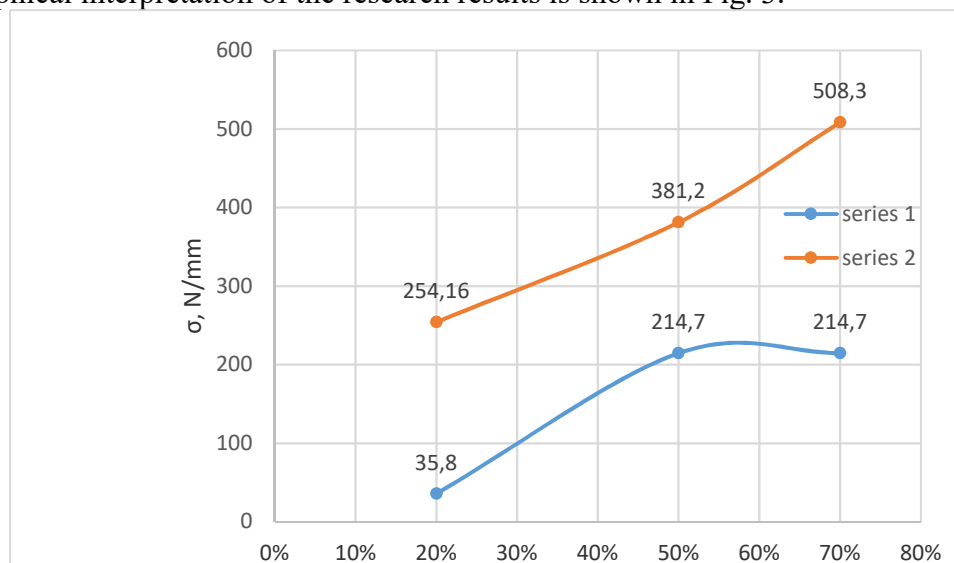


Fig. 3. Diagram of the dependence of the limit strength of samples on the initial factors

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%.

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.

References

- [1] O.O. Mikosianchyk, V.A. Lytvynenko, O.Yu. Zhosan, Ye.V. Pedan, “Otsinka yakosti vyrobiv z kompozytsiinykh materialiv za kharakterystykamy mitsnosti”, *Problemy tertia ta znoshuvannia*, No. 4(97), pp. 36-43, 2022.
- [2] Kulik T.I., “Effect of orientational strengthening of polymeric material on mechanical properties of products”, *Visnyk derzhavnoho universytetu “Zhytomyrska Politekhnikha”*, No. 1(79), pp. 18-22, 2017.
- [3] W. Woigk, S.R. Hallett, M.I. Jones, M. Kuhtz, A. Hornig, M. Gude, “Experimental investigation of the effect of defects in automated fibre placement produced composite laminates”, *Composite Structures*, vol. 201, pp. 1004-1017, 2018.
- [4] O. Mikosianchyk, Ye. Pedan, R. Mnatsakanov, A. Khimko, “Analiz modelei ta metodiv otsinky mitsnistnykh kharakterystyk polimernykh kompozytsiinykh materialiv. *Problemy tertia ta znoshuvannia*, No. 3(100), pp. 15-29, 2023.
- [5] C. Furtado, L. Pereira, R. Tavares, M. Salgado, F. Otero, G. Catalanotti, et al., “A methodology to generate design allowables of composite laminates using machine learning”, *International Journal of Solids and Structures*, vol. 233, pp. 95-111, 2021.
- [6] S.L. Lemanski, J. Wang, M.P.F. Sutcliffe, K.D. Potter, M.R. Wisnom, “Modelling failure of composite specimens with defects under compression loading”, *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, vol. 48, pp. 26-36, 2013.
- [7] S. Li, M.D. Thouless, A.M. Waas et al, “Use of a cohesive-zone model to analyze the fracture of a fiber-reinforced polymer-matrix composite”, *Composites Science and Technology*, vol. 65, pp. 537-549, 2005.
- [8] M.S. Shydlovskiy, A.Ie. Babenko, O.A. Boronko, O.P. Zakhovaiko, S.I. Trubachev, *Novi materialy: chastyna 2. Eksperymentalni metody doslidzhen mekhanichnykh vlastyvostei konstruktsiinykh polimeriv ta plastmas: navchalnyi posibnyk dlia studentiv spetsialnosti «Prykladna mekhanika» spetsializatsii «Dynamika i mitsnist mashyn»*. K.: KPI im. Ihoria Sikorskoho, 2017. 265 s.
- [9] HOST 4648-71. *Plastmasy. Metod vyprobuвання na statychnyi zghyn*. M.: Vydavnytstvo standartiv, 1992. IV, 12 s.
- [10] Somina Yu.A., Gorobets O.A. “Method of testing plastic products manufactured using 3D printing for strength in bending”, *Modern Structures of Metal and Wood*, vol. 28, pp. 30-35, 2024.
- [11] HOST 12423-2013. *Plastmasy. Umovy kondytsionuvannia ta vyprobuвання zrazkiv*. M.: Vydavnytstvo standartiv, 2015. VIII, 12 s.

ВПЛИВ КОНСТРУКТИВНИХ ЧИННИКІВ НА МІЦНІСТЬ ЗГИНАЛЬНИХ 3D-ДРУКОВАНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Сьоміна Ю.А., к.т.н., доцент,
syomina3091@ukr.net, ORCID: 0000-0002-6330-0137
Одеська державна академія будівництва та архітектури
вул. Дідріхсона, 4, м. Одеса, 65029, Україна

Анотація. До основних методів механічних випробувань композиційних матеріалів належать: визначення міцності матеріалу при розтягу, згині, крученні, ударних навантаженнях, стиску та ін. В даній статті представлено методику проведення та результати експериментальних досліджень щодо визначення міцності при згині конструкційних елементів з пластику ABS, виготовлених за допомогою 3D друку. В якості конструктивних чинників, що прогнозовано мають вплив на вихідний параметр, обрано форму поперечного перерізу дослідних зразків-балок та відсоток заповнення їхньої внутрішньої порожнини зазначеним полімерним матеріалом. Розроблено 2 серії дослідних зразків, що відрізняються за формою поперечного перерізу (1 серія – прямокутний переріз, 2 серія – тавровий переріз), встановлено відповідні розміри та схему випробування згідно вимог нормативних документів. Означено варіювання відсотка заповнення внутрішньої порожнини дослідних елементів полімерним матеріалом, а саме 10%, 50% та 100%. Описано алгоритм виконання випробувань за дії статичного короткочасного навантаження. Наведені прогнозовані схеми й критерії руйнування зразків, а також умови припинення виконання випробувань. В ході аналізу отриманих результатів встановлено, що кращі міцнісні характеристики показав тавровий переріз. Також було проаналізовано вплив відсотка заповнення перерізу пластиком на міцність дослідних зразків. Відсоток заповнення внутрішньої порожнини зразка корелює з формою перерізу зразка, що є більш значущим конструктивним фактором серед запропонованих. Серед перспектив подальших досліджень – аналіз і порівняння отриманих результатів, а також виготовлення і випробування 3 серій зразків під дією повторюваних навантажень різного рівня.

Ключові слова: полімери, 3D друк, ABS-пластик, міцність, згин, короткочасне навантаження, руйнування.

ARTIFICIAL INTELLIGENCE IN STRUCTURAL DESIGN, AN INTRODUCTION TO NEURAL NETWORKS

Wojnar M., MSc Eng.,

mwojnar@agh.edu.pl, ORCID: 0000-0003-4510-5976

AGH University of Krakow

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

Wojnar A., PhD, Assistant Professor

awojnar@prz.edu.pl, ORCID no. 0000-0002-0537-3864

Rzeszow University of Technology

Aleja Powstańców Warszawy 12, Rzeszow, 35-959, Poland

Abstract. This article presents the potential application of artificial intelligence, particularly artificial neural networks (ANNs), in the design of engineering structures. The subject of the paper is the automatic recognition of the geometric shape of an arc as circular, elliptical or parabolic. Correct identification of the arc shape is fundamental to the creation of the static scheme and computational model of the structure, which is necessary for strength analysis of the structure. This paper analyzes two identification methods based on ANN: multilayer perceptron (MLP) and convolutional neural network (CNN). The MLP network classifies the type of arc based on the geometric features of selected points lying on the arc, while the CNN network makes recognition based on the graphical representation of the arc as a black and white image. The prospects for AI applications in civil engineering are also discussed, with a focus on generative models and their potential use in the design, simulation and automation of construction processes.

Keywords: machine learning, pattern recognition, artificial neural networks, engineering structures, parabolic arc, elliptic arc, circular arc

Introduction.

The dynamic development of artificial intelligence (AI) is opening up new opportunities in engineering, including civil engineering. This paper discusses the application of AI in the design of engineering structures, particularly in the area of geometry and shape of structures. An example is the recognition by AI algorithms of arc shapes: parabolic, elliptical and circular. This issue is relevant, for example, in the context of arch bridge structures (Figure 1), where arches serve as the main load-bearing element that defines the characteristics of the structure. Determining the geometry of the arch is crucial at the early design stage, as the type of arch influences the static scheme of the structure, from which the computational model for strength analysis is created. This analysis is necessary to determine the internal forces in the members and nodal displacements. Therefore, the correct identification of the arch geometry is crucial for the safety and optimisation of the structure.

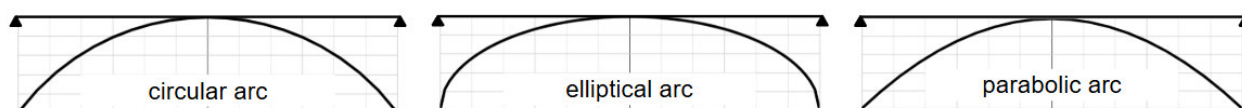


Fig. 1. Examples of static schemes for arched bridges

This paper investigates the ability of artificial neural networks (ANNs) to automatically recognise structural curve types. The focus was on two architectures:

1. Multilayer perceptron (MLP) - classification is based on geometric features of points on an arc. Mathematical relations describing each arc type are learned for recognition.
2. Convolutional neural network (CNN) - a 64x64 pixel black and white image of an arc is analysed, identifying visual patterns specific to each arc class.

The aim of this paper is to evaluate the effectiveness of both methods in identifying arch geometries in engineering structures. The paper also presents potential applications of artificial intelligence in civil engineering, such as AI-assisted programming and the use of generative models in the design and automation of engineering processes. An experiment with a diffusion model to generate images of arches is presented.

The beginnings of neural networks.

Neural networks take their inspiration from the structure and operation of the human brain. Biological neurons communicate using electrical and chemical impulses to form complex networks of connections that enable information processing. This concept was the inspiration for the creation of artificial neural networks. ANNs were invented in the 1940s by Warren McCulloch and Walter Pitts [1]. One of the first network models was the perceptron, developed by Frank Rosenblatt in the 1950s [2]. This was the simplest form of network capable of learning linear classification. The perceptron consisted of a single layer of neurons and was able to discriminate data according to simple rules (Figure 2). On the basis of simple networks such as the perceptron, machine learning and deep learning techniques have evolved and now dominate artificial intelligence applications.

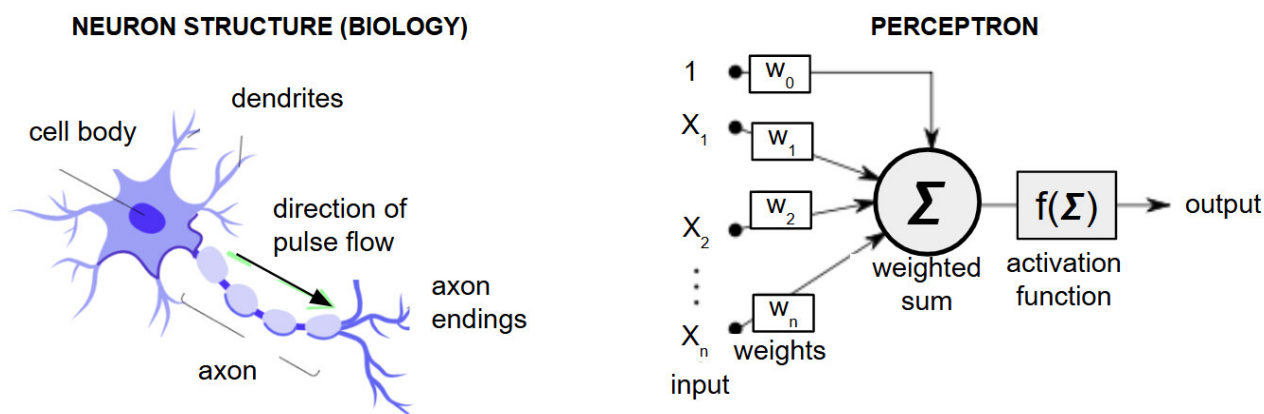


Fig. 2. Comparison of the structure of a biological neuron and a perceptron

Machine learning and deep learning.

Machine learning (ML) is a branch of artificial intelligence that focuses on developing algorithms capable of learning from data. By analysing data and identifying patterns, these algorithms can make decisions or generate predictions based on previously observed trends [3].

A particularly interesting subset of machine learning is deep learning, which is based on multi-layer neural networks - hence the term “deep”. These networks, inspired by the structure and functioning of the human brain, are highly effective at recognising complex patterns in huge data sets. Deep learning has revolutionised areas such as image and speech recognition, natural language processing and autonomous systems, achieving human-like performance in some tasks.

Machine learning algorithms can be divided into three main types [3]:

1. supervised learning (supervised learning) - the algorithm is trained using input data paired with appropriate labels, allowing it to learn mappings from input to output for future predictions, e.g. classification tasks,
2. unsupervised learning - deals with unlabelled data to discover hidden structures or patterns without predefined output, e.g. clustering and dimensionality reduction,
3. reinforcement learning - involves an agent interacting with the environment and learning from reward feedback, e.g. robot control, autonomous vehicles.

Neural network architectures.

Neural networks are models that process input data x through a series of parameterised transformations. The parameters, namely weights (w) and bias (b), are trainable - that is, they are

subject to change during training. Each neuron in the network applies an activation function (f) to its input, creating intermediate feature representations, called hidden layers (h). The final layer of the network uses an output activation function (g) to produce the desired output o , which can be a classification label, a numerical prediction or a structured output such as a sequence or image element. A general schematic of neural network processing, along with the relevant formulas and labels, can be found in Figure 5. Training is performed using iterative optimisation techniques such as stochastic gradient descent (SGD) and backpropagation, which adjust the network parameters to minimise the predefined loss function [4].

Neural networks consist of layers tailored to specific tasks. MLPs are the simplest architecture, consisting of linear layers in which each neuron is connected to all neurons in the previous layer. MLPs are widely used for classification, regression and pattern recognition, making them an important building block in the design of neural networks.

CNNs specialise in processing structured data, particularly images, by using spline filters to detect spatial features such as edges, textures or objects [4]. CNNs are key in image recognition, medical imaging or autonomous cars.

Recurrent neural networks (RNNs) introduce feedback loops that allow them to retain memory of previous input data, making them well suited to sequence modelling tasks such as natural language processing (NLP) and time series prediction [4]. The introduction of attention has further improved sequence processing by allowing models to selectively focus on the most relevant parts of the input data [5]. Attention-based architectures, such as transformers, have played a key role in the development of modern NLP techniques, including machine translation, text generation and sentiment analysis.

By combining different types of layers, researchers have developed advanced architectures capable of solving increasingly complex problems. For example, integrating an attention engine with MLP layers led to the development of the transformer architecture, which serves as the basis for large language models (LLM) [5]. Similarly, combining an attention engine with convolutional layers has improved generative vision models, enabling the synthesis of highly realistic images and videos [6].

Neural networks can also be combined into larger systems. Among the most interesting architectures are autoencoders, which consist of an encoder that compresses input data into a lower-dimensional representation and a decoder that reconstructs it. This structure is widely used for dimensionality reduction, anomaly detection, and generative modeling [4]. Generative adversarial networks (GANs) introduce competition between a generator that creates synthetic samples and a discriminator that tries to distinguish real data from generated samples [7]. Adversarial training has led to breakthroughs in image synthesis, deepfake technology, and data augmentation. Combining multiple neural networks into complex processing pipelines enables a wide range of applications, from autonomous systems to creative content generation.

Case study: static diagram – recognizing arc geometry.

As an illustration of the capabilities of neural networks in civil engineering (e.g. structures, theoretical mechanics, geometry and engineering graphics), the problem of recognizing the shape of arcs (i.e. the algorithm recognizes the type of arc) was chosen. This can be an introduction to the static diagram of a structure. In the presented example, arcs are classified as one of three selected curves: parabola, ellipse or circle. Solutions to this problem are presented using two methods:

1. based on the analysis of the coordinates of selected control points on the arc,
2. based on the analysis of the shape of the arc.

Classification based on a feature vector.

In the problem under consideration, a feature vector is used to train the ANN – an ordered set of values describing a given type of arc. These features should be as informative as possible in the context of the decision being made. It is also possible to use algorithms to select the most important features and eliminate the less significant ones. When creating a data set for training the model, the

features can be selected by experts or result from measurements that can be carried out in the analyzed environment.

The first dataset contains feature vectors consisting of five elements, which are the tangent of the angle between the plane and the segment connecting the point $(-10, 0)$ and the selected points on the arc. The dataset was generated according to the following assumptions:

- the arcs always intersect the X axis at points -10 and 10 (we are only interested in the shape in the area of positive Y axis values),
- the curves are symmetrical about the Y axis,
- each arc is described by one parameter “a”, which defines its point of intersection with the Y axis,
- the measurement of features is performed at points with coordinates $-9, -8, -7, -6, -5$ on the X axis, as illustrated in Figure 3,
- the value of parameter “a” was drawn from a uniform distribution in the interval $[1, 10]$, while the type of arc was randomly selected from three available variants: parabola – ellipse – circle.

A total of 10,000 examples were generated, each with five measurements (features) and a label specifying the arc type.

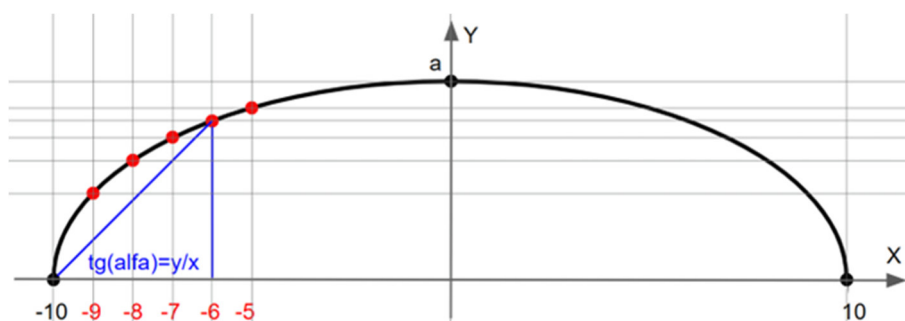


Fig. 3. Illustration of an example arc in the coordinate system, where the black points indicate the intersections of the curve with the axes, the red points indicate the points on the X-axis where measurements were made and represent points on the curve corresponding to the selected points, while the method of measuring the features is marked in blue

Image based classification.

The second dataset contains arc images in 64×64 pixel resolution, in which the arc curve is shown as a white line on a black background, Figure 4. The images represent a fragment of the coordinate system covering the range from -10 to 10 on the X-axis and from 0 to 20 on the Y-axis. The arcs were generated according to the same assumptions as in the previously described dataset, and a total of 10,000 examples were generated.

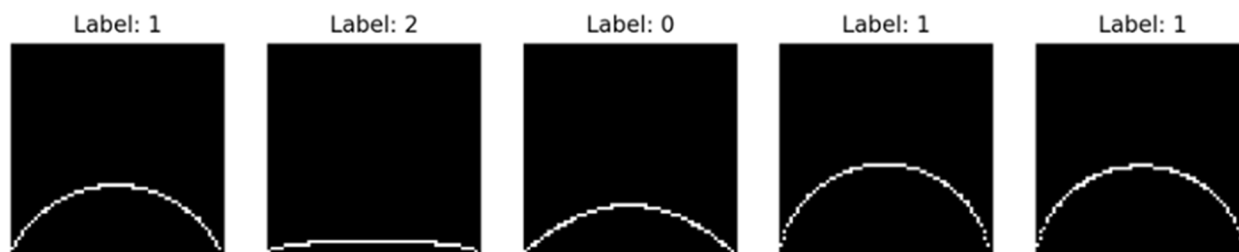


Fig. 4. Example images with arcs from the dataset. Labels: 0 – parabola, 1 – ellipse, 2 – circle

Both datasets were divided into three subsets: 70% for training, 20% for validation, and 10% for testing. The training sets were used to optimize the models, while the validation sets allowed monitoring performance during training and guiding the selection of hyperparameters such as the number of optimizer steps. The test sets, which remained unseen during training, were used to evaluate the generalization ability of the models.

MLP Network for Feature-Based Classification – Results.

The MLP model was implemented using the Keras¹ framework and the TensorFlow² library. The neural network consisted of an input layer, three linear layers with 32 neurons and ReLU (Rectified Linear Unit) activations, and an output layer with softmax activation. The network was trained using the Adam algorithm with a learning rate of 0.001. The output was the classification probability of the arc curve (Figure 5).

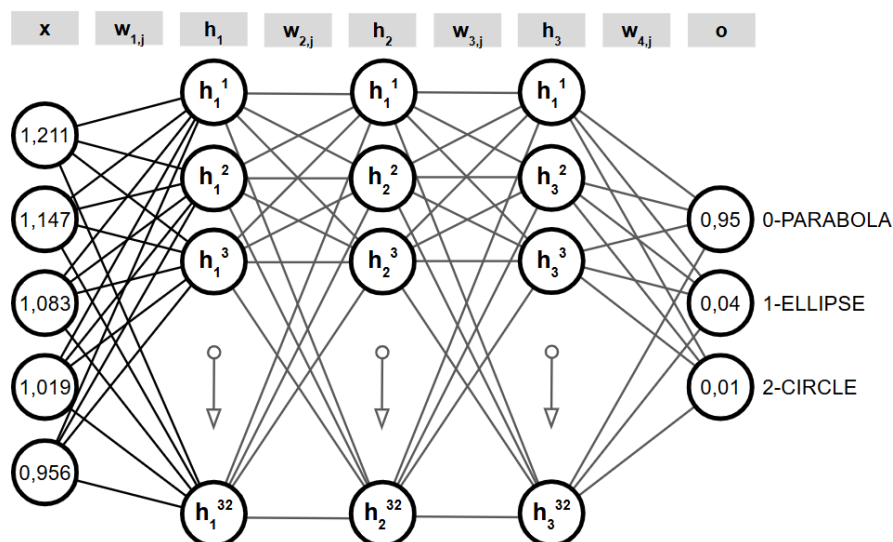
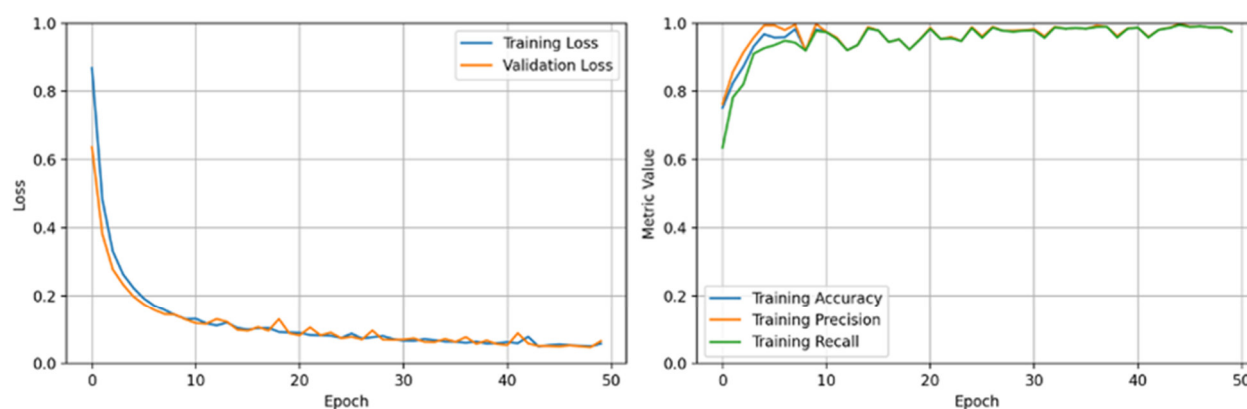


Fig. 5. Schematic representation of a neural network in the MLP architecture. On the left is an example input vector x , while on the right are the output probabilities for each class

The training process was carried out for 50 epochs with a batch size of 64. The model achieved an accuracy of 99% on the test set. Figure 6 illustrates the loss function curves and metrics during training, showing fast convergence and good model fit.



```
Epoch 50/50
110/110 — 0s 934us/step - categorical_accuracy: 0.9817 - loss: 0.0530 - precision: 0.9817 - recall: 0.9815 -
63/63 — 0s 4ms/step - categorical_accuracy: 0.9921 - loss: 0.0382 - precision: 0.9921 - recall: 0.9921

Test results:
Accuracy: 0.9915
Precision: 0.9915
Recall: 0.9915
```

Fig. 6. The value of the loss function and metrics on the training and validation sets during MLP model training

¹ <https://keras.io>

² <https://www.tensorflow.org>

CNN for Image-Based Classification – Results.

For image-based classification, a CNN model consisting of five convolutional blocks, each containing a 2D convolutional layer (32 filters, 3x3 kernel size, ReLU activation), batch normalization, and max pooling, was used. The extracted features were then flattened into a vector and passed through two linear layers with 128 and 64 neurons, respectively, both using ReLU activation. Dropout layers with a deactivation factor of 0.5 were introduced to mitigate the overfitting effect, and the output layer used softmax activation. The CNN model was trained with the same optimizer and cost function as the MLP model. The final accuracy estimate on the test set was 96%. The loss function and metric curves are shown in Figure 8. It is worth noting that the CNN model achieves slightly lower performance than the MLP, but it is used to solve a much more difficult task (Figure 8) involving the classification of arcs where the data is based on images of the arc geometry and not on features determined from the measured arc characteristics.

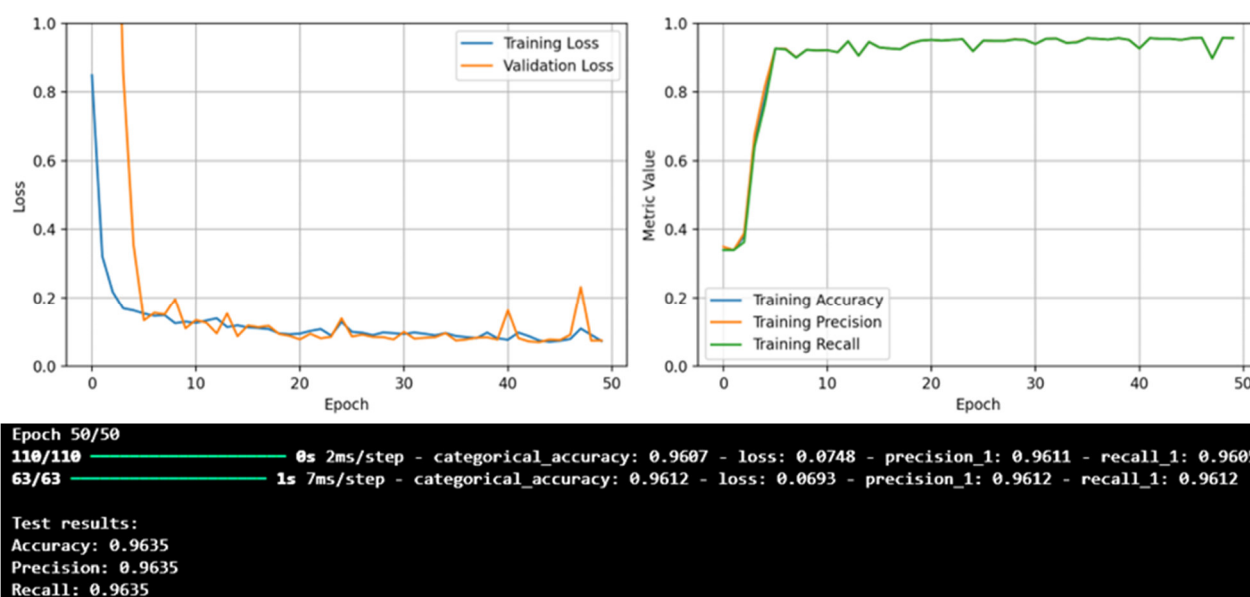


Fig. 7. The value of the loss function and metrics on the training and validation sets during CNN model training

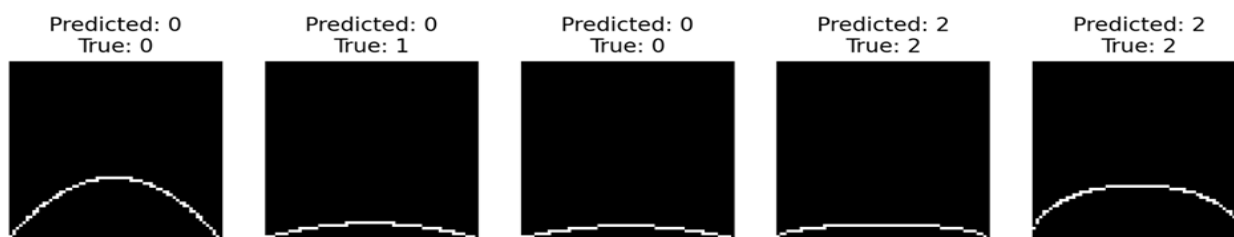


Fig. 8. Example of a CNN model “mistake” – second image from the left: predicted arc curve – parabola, real – ellipse

AI-Assisted Programming and Design.

AI is not limited to simple problem solving and classification, but also encompasses advanced generative models and programming support systems, also in engineering and scientific contexts. The vast majority of the code used in the experiments described in this paper was generated by ChatGPT³ or GitHub Copilot⁴. ChatGPT, as a general-purpose LLM, was used to create the main parts of the code, in particular arc generation, dataset generation (both feature-based and image-based), and model implementation and neural network training. GitHub Copilot, as a tool directly supporting the user during programming, allowed for the coherent connection of the code and the addition of important functionalities, such as graph generation or further processing of the dataset⁵.

³ <https://chatgpt.com/>

⁴ <https://github.com/features/copilot>

⁵ <https://chatgpt.com/share/6786b9ab-7ea4-800c-a62b-1e0bfe09b133>

This means that even an inexperienced user is able to train AI systems relatively quickly and with little effort, especially small or medium-scale specialized models. In combination with interesting, good-quality data sets, an AI model can be a useful tool in a scientist's workshop. LLM can also act as an assistant generating code documentation or supporting the process of finding a solution to a given problem. The basic role of the user is therefore the ability to verify the LLM response and at least basic knowledge of the domain of the query (prompt) directed to the AI system. This is necessary to use AI tools effectively, i.e. to distinguish verified information from hallucinations and to be able to direct the model to the expected answer.

Potential Applications of Generative Models in Civil Engineering

Generative models can be used in civil engineering, supporting the process of designing structures at various stages. One of the key areas of their use may be supporting architectural design by generating various proposals, which allows for the rapid exploration of alternative structural solutions. Diffusion models enable the creation of many design variants and their adaptation to functional and aesthetic requirements. Another example may be the optimization of existing structures - AI could analyze and modify designs to improve aerodynamics, effectively distribute stresses or save materials while maintaining the required strength.

AI is used in fast physical simulations, enabling prediction of the behavior of structures under different environmental conditions. Special neural network architectures, such as Physics-Informed Neural Network (PINN) [9], allow solving differential equations describing the physical properties of structures. Generative AI models can additionally support testing designs in extreme conditions, creating realistic data for simulation.

Beyond design and optimization, AI models can also support the automation of construction processes. Construction robots could perform repetitive and dangerous tasks, increasing work efficiency and reducing risk to humans. AI can also improve the logistics of material deliveries, optimizing their scheduling and transportation, leading to reduced losses and delays on the construction site.

AI could also improve safety on construction sites. Drones equipped with AI systems could monitor progress and conduct inspections, identifying potential hazards. Advanced sensor data analysis systems could detect anomalies and predict structural failures before serious damage occurs. Additionally, intelligent warning systems could continuously monitor the environment and immediately inform workers of potential dangers.

Conclusions.

This paper presents a case study of the use of ANN to recognize the types of arcs: circular, elliptical and parabolic. This problem is important in the context of civil engineering, where correct geometry identification is a prerequisite to creating static schemes, e.g. arch bridges. Two classification methods were investigated: analytical, using the MLP network, and graphical, based on the CNN network.

The MLP model analysed a vector of five geometric features (tangents of angles) determined for points on the arc. The CNN model processed black-and-white images of arcs with a resolution of 64x64 pixels. Data sets containing 10,000 examples each, generated according to specific geometric assumptions, were used for training and testing the network.

The analysis of the results showed very high efficiency of both approaches. The MLP network achieved a classification accuracy of 99% on the test set. The CNN network achieved an accuracy of 96%. The lower result of the CNN was due to the higher complexity of the image processing task compared to the analysis of predefined features. Both results confirm the great potential of ANNs in automating geometric pattern recognition tasks in engineering.

Artificial intelligence is becoming a versatile tool that can significantly improve various stages of a design engineer's work. However, effective use of these tools requires the ability to verify results and basic knowledge of the field.

References

- [1] W.S. McCulloch, W. Pitts. “A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity”. Bulletin of Mathematical Biophysics 5, 115–133 (1943).
- [2] F. Rosenblatt. “The perceptron: A perceiving and recognizing automaton”. Report, Project PARA, Cornell Aeronautical Laboratory, 85-460-1 (1957).
- [3] C. Bishop. “Pattern Recognition and Machine Learning (Information Science and Statistics)”. Springer-Verlag (2006).
- [4] I. Goodfellow, Y. Bengio, A. Courville. “Deep learning”. MIT Press (2016).
- [5] A. Vaswani et al. “Attention is All you Need”. Advances in Neural Information Processing Systems 30 (2017).
- [6] W. Peebles, S. Xie. “Scalable Diffusion Models with Transformers”. arXiv cs.CV 2212.09748 (2023).
- [7] I. Goodfellow et al. “Generative Adversarial Networks”. arXiv stat.ML 1406.2661 (2014).
- [8] J. Ho, A. Jain, P. Abbeel. “Denoising diffusion probabilistic models”. Proceedings of the 34th International Conference on Neural Information Processing Systems 574 (2020).
- [9] M. Raissi, P. Perdikaris, G. Karniadakis. “Physics Informed Deep Learning (Part I): Data-driven Solutions of Nonlinear Partial Differential Equations”. arXiv cs.AI 1711.10561 (2017).

ШТУЧНИЙ ІНТЕЛЕКТ У СТРУКТУРНОМУ ПРОЄКТУВАННІ, ВСТУП В НЕЙРОНІ МЕРЕЖІ

Вожнар М., магістр,
mwojnar@agh.edu.pl, ORCID: 0000-0003-4510-5976

Краковський університет AGH

Вожнар А., к.т.н.,
awojnar@prz.edu.pl, ORCID: 0000-0002-0537-3864
Жешувський технологічний університет

Анотація. У статті розглядається потенційне застосування штучного інтелекту, зокрема штучних нейронних мереж (ШНМ), під час проєктування інженерних споруд. Предметом статті є автоматичне розпізнавання геометричної форми дуги як кругової, еліптичної чи параболічної. Правильне визначення форми дуги має основне значення для створення статичної схеми та обчислювальної моделі конструкції, що необхідно для аналізу міцності конструкції. У цій статті аналізуються два методи ідентифікації на основі ШНМ: багатошаровий перцептрон (БШП) та нейронна мережа (СНМ). Мережа БШП класифікує тип дуги на основі геометричних особливостей обраних точок, що лежать на дузі, в той час як мережа СНМ здійснює розпізнавання на основі графічного представлення дуги у вигляді чорно-білого зображення. Також обговорюються перспективи застосування ШІ у цивільному будівництві з акцентом на генеративні моделі та їхнє потенційне використання при проєктуванні, моделюванні та автоматизації будівельних процесів.

Аналіз результатів показав дуже високу ефективність обох підходів. Мережа БШП досягла точності класифікації 99% на тестовому наборі. Мережа СНМ досягла точності 96%. Нижчий результат СНМ був обумовлений більшою складністю завдання обробки зображень у порівнянні з аналізом заздалегідь визначених ознак. Обидва результати підтверджують великий потенціал ШНМ в автоматизації завдань розпізнавання геометричних візерунків в інженерії. Штучний інтелект стає універсальним інструментом, який може значно поліпшити різні етапи роботи інженера-конструктора. Однак ефективне використання цих інструментів вимагає вміння перевіряти результати та базових знань у цій галузі.

Ключові слова: машинне навчання, розпізнавання образів, штучні нейронні мережі, інженерні конструкції, параболічна дуга, еліптична дуга, дуга кола.

КАРКАСНІ БАГАТОПОВЕРХОВІ БУДИНКИ З БЕЗБАЛОЧНИМИ ЗБІРНИМИ ПЕРЕКРИТТЯМИ З КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ

Гілодо О.Ю., к.т.н., доцент,

gil@soborka.net, ORCID: 0000-0001-5387-5538

Височан Н.К., к.т.н., доцент,

ninokli24@gmail.com ORCID: 0009-0004-4481-2796

Арсирій А.М., к.т.н., доцент,

arsiriy@ukr.net, ORCID: 0000-0003-3262-1488

Корчевний Д.С., аспірант,

dmitry_pro@ukr.net, ORCID: 0000-0002-7171-9421

Павленко В.В., студент ПЦБ-628

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація. Пропонується конструкція безригельного каркасу, основою якого є перехресно-балочні плити. Наша пропозиція полягає у використанні оригінального сталевго конектора, що дозволяє виготовити плиту з окремих елементів невеликої довжини. Винахід належить до універсальних з'єднань каркасних елементів, що можуть утворювати вузли під різними кутами. Запроектована модель 2 х 2 м перехресно – балочної плити розміром 6 х 6 м зі спіранням по кутах на консолі колон. Традиційні балки балочного перекриття перетворюються в контурні балки плити. При спіранні їх на колони, отримуємо конструкцію, яка представляє собою плиту, обперту по чотирьох кутах на кругові консолі колон. Особливістю плити є купольна форма її нижньої поверхні. Безбалочне перекриття з крупнорозмірних плит отримало переваги просторової роботи пологої оболонки. Розвинуті контурні опорні балки плити добре сприймають розпір та накісні зусилля у кутах. Для визначення доцільності пропонуємого 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. Результати розрахунків показали ефективність безбалочного каркасу з перехресно-балочними плитами з клеєної деревини.

Ключові слова: безбалочне перекриття, багатоповерхові будівлі з деревини, конектор для дерев'яних перехресно – балочних елементів.

Вступ. 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 – проектування та будівництво безкаркасних багатоповерхових будівель на основі CLT панелей: панелей – перекриттів та панелей – стін. У цій статті 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. Історично деревина використовувалася переважно у малоповерховому будівництві, але завдяки технологічним інноваціям останніх десятиліть стала основою для будівель заввишки до 20 поверхів. Сучасні приклади дерев'яних хмарочосів включають: Mjøstårnet (Норвегія, 85,4 м, 18 поверхів) – найвища будівля із клеєної

деревини у світі; НоНо Tower (Австрія, 84 м, 24 поверхи) – гібридна конструкція із CLT та бетону; Brock Commons (Канада, 53 м, 18 поверхів) – дерев'яний житловий комплекс, що швидко зводиться. Ці проекти демонструють конкурентоспроможність деревини у висотному будівництві. Однак їх реалізація вимагає вирішення низки технологічних завдань, включаючи вогнестійкість, стійкість до динамічних навантажень та вдосконалення вузлових з'єднань.

Аналіз публікацій щодо сучасних багатоповерхових будинків з деревини. Сучасні дерев'яні багатоповерхові будівлі будуються за трьома основними схемами:

- повністю дерев'яні конструкції: використовують клеєні панелі (CLT), LVL-балки та дерев'яні колони. Такі рішення, як Mjøstårnet, 2019 рік (Норвегія, 85,4 м, 18 поверхів) [1] – найвища будівля з клеєної деревини у світі, забезпечують легкість та енергоефективність;

- гібридні конструкції, де дерев'яний каркас поєднується з бетоном та сталлю. При цьому покращується жорсткість та стійкість будівлі. Наприклад Brock Commons, 2017 рік (Канада, 53 м, 18 поверхів), де бетонний сердечник доповнює дерев'яні перекриття [2] – модульні системи (Dalston Works (Лондон)), з перевагами заводського виготовлення модулів та монтажу на місці, з мінімальними термінами будівництва та відходів.

Темпи дерев'яного будівництва вражають. У 2019 році Ванкувер схвалив проект на будівництво 40-поверхового хмарочоса Canada Earth Tower, в якому розмістяться 200 квартир. Загалом у Канаді зараз будується близько 500 дерев'яних багатоквартирних будинків дозволеної поверховості — тобто не більше 20 поверхів. Досвід дерев'яних хмарочосів також взяли на озброєння у Китаї та Японії. У Японії висотному будівництву приділяють велику увагу через сейсмічну небезпеку регіону: усі токійські хмарочоси оснащені системою «бамперів» — придушення підземних поштовхів. Архітектори вважають, що застосування дерев'яного будівництва полегшить вагу будівель та дозволить розробити ще надійніші конструкції. Проект 70-поверхового дерев'яного хмарочоса розроблено компанією Sumitomo Forestry [3]. Популярність дерев'яної архітектури набирає обертів і в Німеччині. Майже кожна п'ята нова будівля тут збудована з дерева. В області висотної дерев'яної архітектури реалізовано такі проекти, як семиповерховий будинок у берлінському районі Пренцлауер Берг. Одинадять дерев'яних багатоповерхівок планується збудувати в Мюнхені. Дерев'яна вежа заввишки 65 метрів зводиться нині в Гамбурзі.

В 2026 році планується здати в експлуатацію 98-метровий будинок WoHo у столичному районі Берліна Кройцберг. "WoHo" (скорочення від "Wohnhochhaus" - "житловий багатоповерховий будинок") [4]. Він складатиметься з головної вежі та прилеглих до неї двох малоповерхових будівель з озеленими терасами. Житловий комплекс Via Cenni, м. Мілан, Італія висотою 9 поверхів площею 17 000 м², для його будівництва було використано 6100 м³ панелей CLT. Конструктивна товщина стінок зменшується на 20 мм через кожні два-три поверхи: на першому вона 200 мм, на дев'ятому - 120 мм. Товщина панелей перекриттів, залежно від прольоту, становить від 200 до 230 мм. Житловий комплекс Ruukkuokka, м. Ювяскюля, Фінляндія є комплексом з трьох енергоефективних будівель висотою від 6 до 8 поверхів загальною площею близько 18 650 м². Будинки збираються з об'ємних модулів із внутрішнім оздобленням, виготовлених з панелей CLT. Офісна восьмиповерхова будівля Cree LCT (Life Cycle Tower) One, м. Дорнбірн, Австрія. Будівля з продуманим життєвим циклом представляє особливий напрямок у висотному дерев'яному будівництві. Технологія, запропонована компанією Cree GmbH, передбачає використання гібридних конструкційних елементів із клеєної деревини, каркасних дерев'яних конструкцій та залізобетону. Ліфтово-сходовий вузол та цоколь будівлі виконані із залізобетону. У збірних панелей перекриття нижня частина із клеєних балок, верхня – із залізобетону. Ці частини пов'язані арматурою і працюють як одне ціле, що забезпечує високу несучу та шумоізолюючу здатність при суттєвій економії будматеріалів. Клеєні балки панелей перекриття знизу залишаються видимими, будучи поряд з дерев'яними колонами прикрасою інтер'єру, а простір між балками використовується для прихованого прокладання комунікацій. Комплекс восьми поверхових будівель Wood City, м. Гельсінкі, Фінляндія 2015 – 2025 роки. Проект передбачає зведення

цілого кварталу. Житлові будівлі та готель у Wood City будуть зведені з модулів, зібраних на фабриці, які будуть поставлені на будмайданчик із внутрішнім та фасадним оздобленням та змонтованими інженерними системами. У США цікавий проект Timber Tower Research Project. 42-поверхова будівля, де всі елементи конструкції, крім балок, є дерев'яними. Таке конструктивне рішення названо Concrete Joined Timber Frame, що можна перекласти як дерев'яна конструкція з бетонною обв'язкою. Заміна дерев'яних балок бетонними дозволяє виключити усихання та набухання конструкції по висоті. Два нижні поверхи будівлі передбачається повністю звести з бетону. У конструкції наступних поверхів на дерев'яні елементи припадає 70%, на бетон – 30%.

Вищевикладені факти говорять нам про те, що будинки з клеєної деревини приходять на зміну бетонним. Однак ми не можемо навести жодного прикладу вітчизняного домобудівництва. Чому в Україні не будують із дерева, коли у Фінляндії частка дерев'яних будинків становить 40%, а у Німеччині та Австрії будівлі з деревини займають 30% будівельного ринку? Адже найбільша перевага дерев'яних будинків у тому, що вони є найбільш екологічним, здоровим житлом. Як показує європейська практика, тепер із дерева можна побудувати навіть житло, яке відповідає найвищим стандартам. І зрозуміло, що згодом дерев'яне житло ставатиме нормою у багатьох країнах як Європи, так і світу. Перерахуємо ключові переваги багатоповерхових дерев'яних будинків: такі будинки економічні в плані енергозбереження, довгострокове використання деревини в будівництві впливає на зниження кількості вуглекислого газу в атмосфері, за рахунок своєї гнучкості і еластичності деревина більш стійка до сейсмічної активності, ніж бетон, квадратний. демонтаж застарілого житла з повною переробкою та утилізацією будівельних відходів. Однак, незважаючи на такі плюси, багатоповерхові будинки у нас відсутні, оскільки максимальна висота дерев'яних будинків обмежена трьома поверхами. А замовники насамперед думають не про якість та здоров'я, а про вартість квадратного метра. Однак є й інші проблеми, це відсутність спеціалістів як проектувальників, так і будівельників, і відсутність виробничо-технологічної бази. Звернімо увагу тільки на один, але визначальний фактор - відсутність будь-якої номенклатури дерев'яних конструкцій. Тобто відсутність нормативної бази, без якої не можна розпочинати проектування. І, найголовніше, психологічний чинник. Це недовіра звичайних людей, які вважають, що з деревини можна робити тільки столярні вироби, а надійний будинок може бути залізобетонним або цегляним. Для вирішення цієї проблеми можна або взяти за основу зарубіжні норми та номенклатуру, або розробляти свої. При цьому просте копіювання навряд чи буде ефективним.

Конструктивні схеми багатоповерхових будинків з деревини. Сьогодні існують наступні варіанти конструктивних схем багатоповерхових будівель з клеєної деревини: цільнодерев'яна та комбінована – дерево з бетоном, дерево зі сталлю.

Цільнодерев'яні.

- система будівництва з CLT панелей. Це технологія Cross-laminated timber або X-lam – з великогабаритних перехрестно-клеєних панелей. Висушені дерев'яні ламелі товщиною від 10 до 45 мм під тиском не менше 0,6 Н/мм² перекресно наклеюють один на одного за допомогою сполучного складу, який не містить фенолформальдегідних смол. Завдяки перпендикулярному розміщенню волокон нівелюється анізотропність деревини, майже до мінімуму зводиться ефект усихання та значно збільшується несуча здатність;

- система FFTT (Finding the Forest Through the Trees) [5]. Серед різновидів даної системи розглянемо цільнодерев'яну. Вона розроблена для будівель висотою до 12 поверхів і передбачає наявність жорсткого ядра з CLT панелей як стіни і плити перекриття, а також балок і колон з клеєної деревини. На балки спираються плити перекриття CLT;

- стійково - балкові системи - припускають формування несучого просторового каркаса з використанням стійок та балок з дерева. Мають обмеження по висоті через необхідність забезпечення нормативних вимог просторової стійкості і частіше поєднуються із залізобетоном і сталлю;

- каркасно – щитові конструкції – використовують укрупнені стінові елементи заводського виготовлення у вигляді щитів та каркасів;
- об'ємно-блокові будівлі – монтуються із блоків – кімнат заводського виготовлення із дерев'яних плит або каркасно – щитових елементів.

Дерево та бетон.

- Технологія CREE System. Заснована на застосуванні дерево-залізобетонних плит з максимальним прольотом 10 м, у яких дерев'яні ребра працюють на розтяг у нижній частині плити, а залізобетонна полиця на стиск у верхній;
- каркасні системи із залізобетонним ядром жорсткості – використовуються для будівництва висотних будівель при необхідності забезпечення підвищених вимог до жорсткості та стійкості за рахунок роботи несучого сердечника із залізобетону. До ліфтово-сходової шахти з монолітного залізобетону примикає стійково-балочна система з колонами з клеєної деревини та CLT панелями перекриттів;
- будівлі із залізобетонними елементами та вузловими з'єднаннями [6]. Для багатоповерхових будівель доцільно включати залізобетонні елементи на найнапруженіших ділянках. Так при перекриттях з дерев'яних панелей, використовують залізобетонні балки обв'язувальні.

Дерево та сталь.

- каркасні будівлі з ядром жорсткості із сталевих рам [7]. Bullitt Center financial case study [7]. Сталь використовується і для вузлових конекторів колон, балок та панелей;
- дерев'яні каркаси зі сталевими вузлами та розкосами, що дозволяють скоротити витрату матеріалу;
- попередньо напружене дерево – металеві системи у районах підвищеної сейсмічної активності. Застосування таких систем не знайшло широкого поширення через високу вартість;
- FTTT системи із сталевими конструкціями при висоті будівлі понад 12 поверхів. Рекомендується комбінувати сталеві балки та дерев'яні панелі для досягнення необхідної жорсткості каркасу.

Мета дослідження. Розробити конструкцію багатоповерхового безригельного каркасу з перехресно – балочними панелями перекриттів, обпертими по кутах на консолі колон.

Методика дослідження. Пропонується конструкція безригельного каркасу, основою якого є перехресно-балочні плити Рис. 1. Перший етап проектування – розробка дерев'яної перехресно – балочної плити з клеєної деревини. Наша пропозиція полягає у використанні оригінального сталевго конектора, запропонованого інженером Ковтуном В.П., що дозволяє виготовити плиту з окремих елементів невеликої довжини. Винахід належить до універсальних вузлів і способу збирання елементів каркасу будівельних конструкцій, що можуть бути з'єднані під різними кутами, як по проекту так і 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.

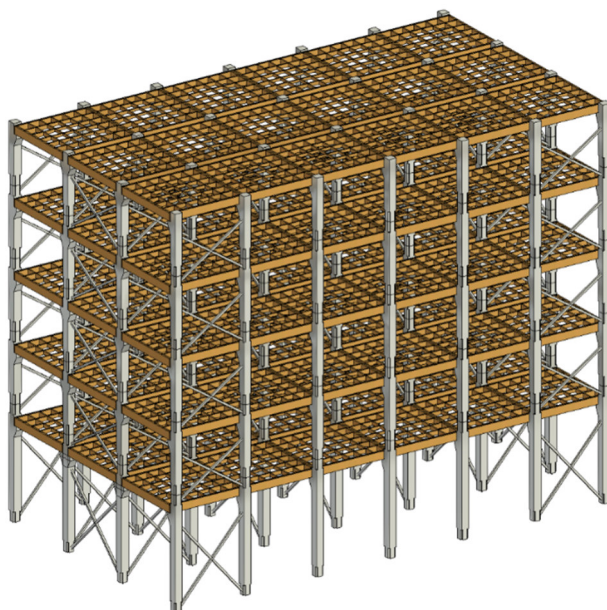


Рис. 1. Каркас з перехресно – балочними плитами

Значний внесок у розвиток методів розрахунку плит зробив С.П. Тимошенко [8], він застосував метод Рітца і теорію анізотропних пластин. У першому випадку енергетичне рівняння криволінійної поверхні системи задається у вигляді ряду подвійних тригонометричних функцій і зручно для вирішення завдань з вільною опорою по контуру. Інша робота С.П. Тимошенко заснована на заміні стержневої решітки еквівалентною анізотропною пластиною з пружними параметрами, «розподіленими» по поверхні, обмеженій тим же контуром. Цей спосіб приблизний і дає хороші результати тільки при окремому напрямку стержнів обох напрямків. На відміну від варіаційних методів обчислення, числові методи знайшли широке застосування лише в останні десятиліття. Метод обчислення з використанням часних рівнянь в умовах скінченних різниць був розроблений Ф. Блейхом і Е. Меланом [9]. При основних допущеннях будівельної механіки цей метод є точним (без урахування кручення). Однак його рішення громіздкі, а розрахунки трудомісткі.

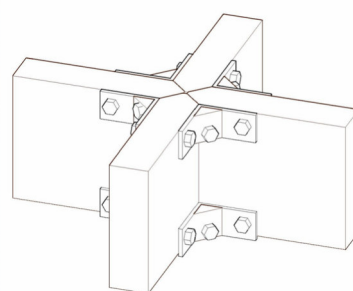
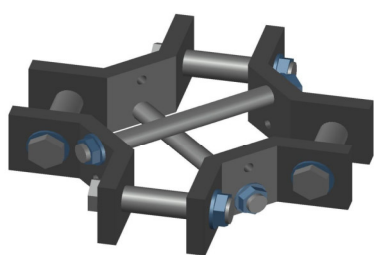


Рис. 2. Універсальний конектор

Апарат методу скінченних - різностей стає ще більш потужним в поєднанні з варіаційними принципами механіки, а також методами сил і переміщень. Розвиток класичних методів розрахунку складних статично невизначених систем, що призводять до вирішення великої системи лінійних рівнянь, довгий час гальмувався обчислювальними труднощами. Поява комп'ютерів значно розширило область застосування методів будівельної механіки і теорії пружності. Для точного статичного розрахунку використовуються обчислювальні комплекси типу "Ліра", SCAD, в яких, реалізовано метод скінченних елементів у вигляді переміщень [10].

Результати досліджень. Запроектована модель 2 х 2 м перехресно – балочної плити розміром 6 х 6 м зі спиранням по кутах на консолі колон. Перерізи елементів плити визначені під нормативне навантаження житлової багатоповерхової будівлі.

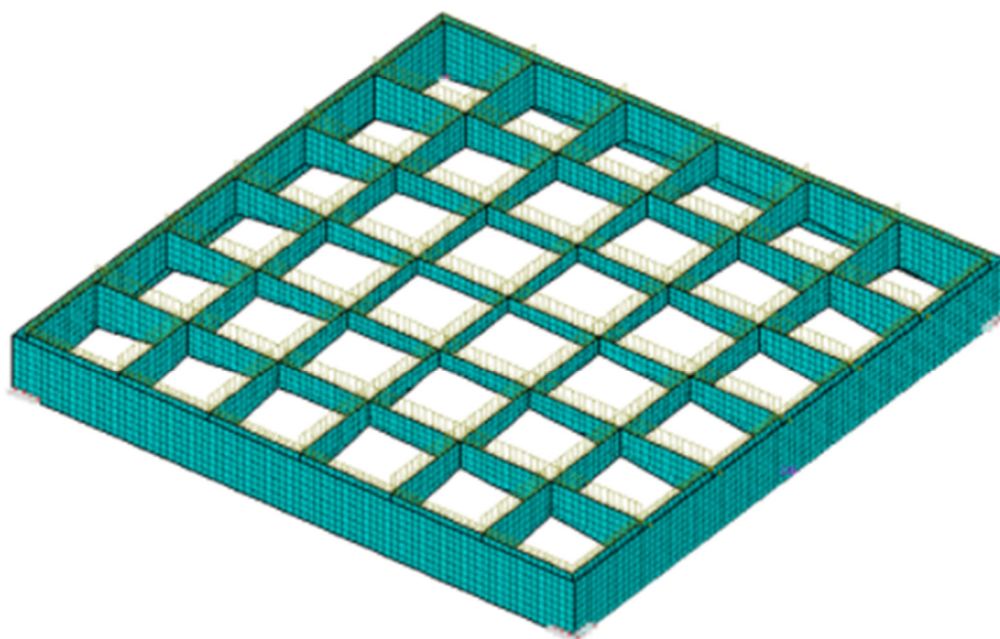
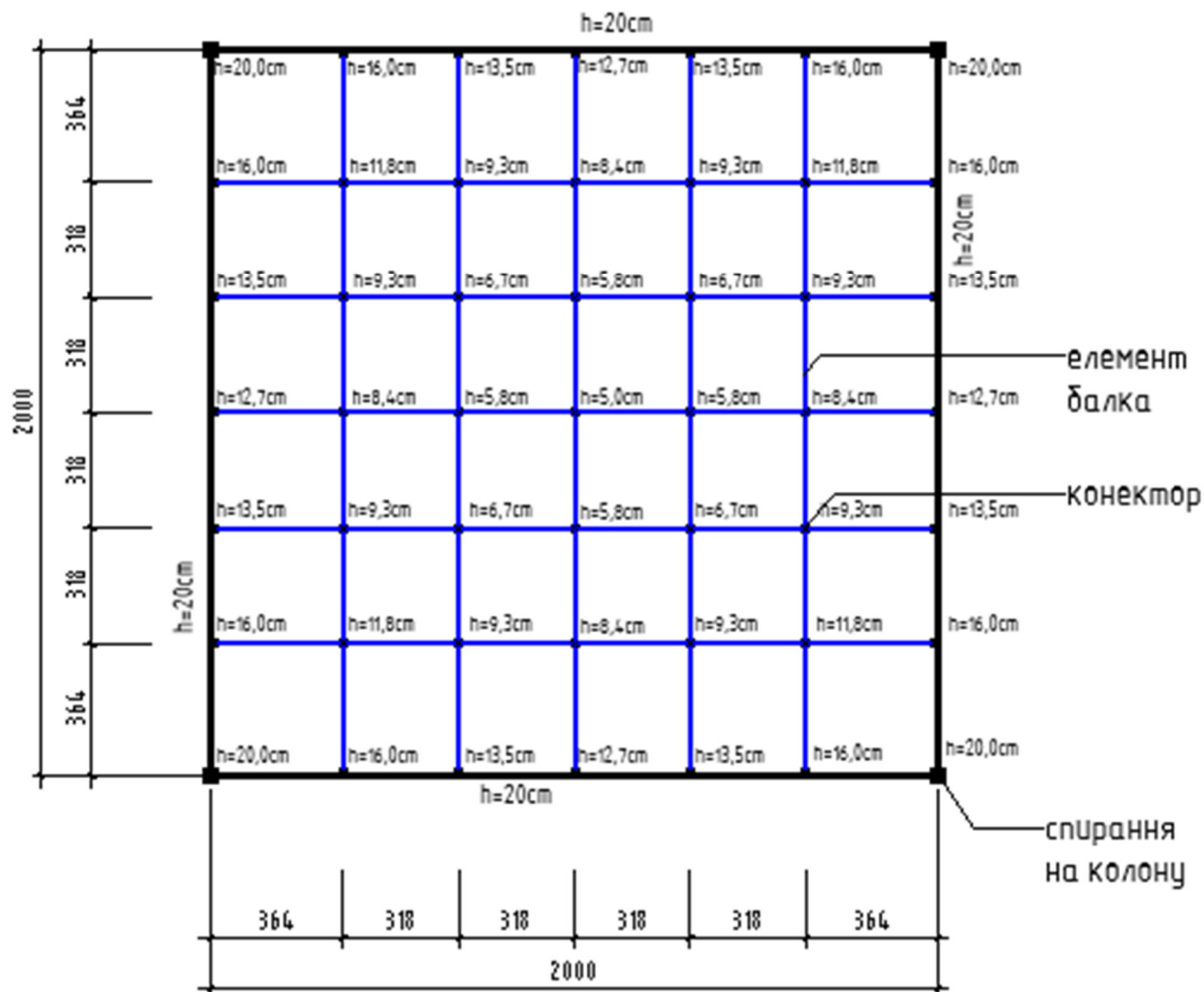


Рис. 3. Конструктивна та розрахункова схеми моделі панелі

Основою досліджень була теорія О.Ф. Лолейта для залізобетонного монолітного перекриття стосовно збірного: - традиційні балки балочного перекриття перетворились в контурні балки плити. При спиранні їх на колони, отримаємо конструкцію, яка представляє собою плиту, оперту по чотирьох кутах на кругові консолі колон. Особливістю плити є купольна форма її нижньої поверхні. Далі можна зробити новий крок і розглядати плиту, як пологу оболонку, що оперта 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 плити показав ї достатню несучу здатність. Рівномірно розподілене навантаження було приведено до зосередженого у вузлах. Визначивши зусилля, оптимізували поперечні перерізи окремих елементів плити – оболонки.

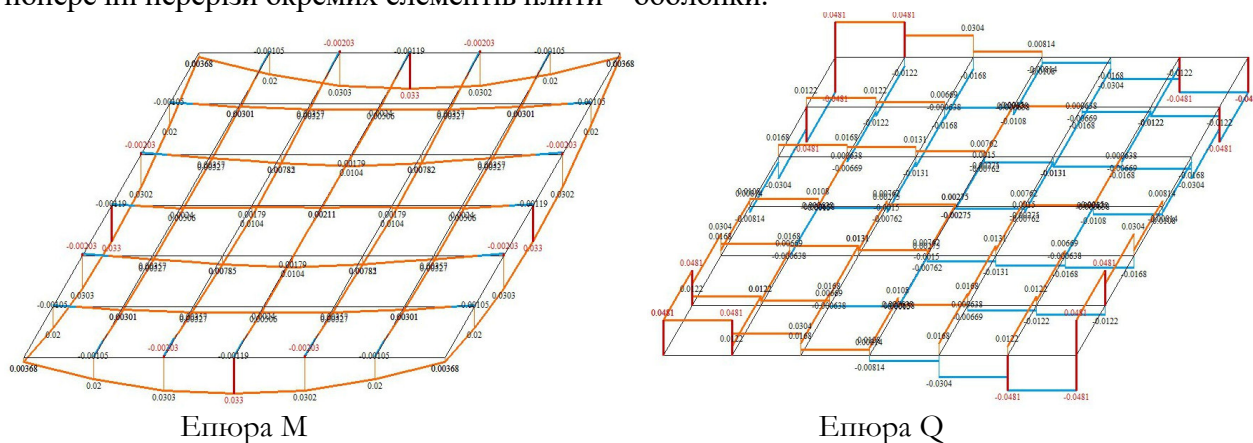


Рис. 4. Розрахункові зусилля в плиті

Для визначення ефективності пропонуємії конструкції перекриття були зроблені дві цифрові моделі багатоповерхових будівель з однаковим об'ємно – планувальним і різними конструктивними схемами - шести поверхова будівля 30 x 18 м, із сіткою колон 6 x 6 м. Перша схема – зі сталевими колонами у вигляді двотаврів 40K1 і дерев'яними плитами – оболонками, опертими на консолі колон, друга зі звичайним сталевим балочним каркасом з двотаврових колон 40K1, ригелів з двотаврів 35ШЗ і монолітних залізобетонних перекриттів товщиною 160 мм. В якості ядра жорсткості прийнята залізобетонна ліфтова шахта. По результатам розрахунку моделей в ПК Ліра САПР проведено їхній порівняльний аналіз. В результаті розрахунку отримані значення внутрішніх зусиль, що виникають в колонах першого поверху в обох варіантах, представлені в Таблиці 1.

Таблиця 1

Значення внутрішніх зусиль в колонах каркасів двох варіантів

Вид каркасу	N, кН	M, кНм	Qy, кН
1	2	5	6
Варіант №1	-1465,37	26,24	0,094
Варіант №2	- 954,957	-17,533	-4,91

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.

Таблиця 2

Максимальні переміщення вузлів каркасу

Вид каркасу	по X, см	по Y, см
1	2	3
Варіант №1	0,0999	0,149
Варіант №2	0,268	0,0655

Висновки:

1. Запропонована конструкція безригельного каркасу, основою якого є перехресно-балочні плити, обперті по кутах.
2. Для виготовлення перехресно – балочної плити використовується оригінальний сталевий конектор, що дозволяє виготовити плиту з окремих елементів невеликої довжини.
3. Особливістю плити є купольна форма її нижньої поверхні. Безбалочне перекриття з крупнорозмірних плит отримало переваги просторової роботи пологої оболонки.
4. Розрахунок плити показав ї достатню несучу здатність в якості використання, як елемента міжповерхового перекриття житлового будинку.
5. Порівняльний аналіз розрахунку цифрових моделей традиційного балочного багатоповхового каркасу зі сталевими колонами, ригелями і монолітними залізобетонними перекриттями з варіантом безригельного каркасу зі сталевими колонами і перехресно – балочними плитами – оболонками показав, що безригельний каркас має суттєві резерви несучої здатності.
6. Запланована низка аналітичних і лабораторних випробувань перехресно – балочних плит та їхніх вузлів для визначення оптимальних умов кріплення плит між собою і плит з колонами та для точного опису моделювання проміжних вузлів.

Література

1. <https://www.moelven.com/contentassets/45063567b84944dab52c6d890dceb38f/wcte2023-mjostarnet.-the-worlds-tallest-timber-building.pdf>
2. https://cwc.ca/wp-content/uploads/2019/03/CS-BrockCommon.Study_.23.pdf
3. <https://www.theguardian.com/cities/2018/feb/16/plyscraper-city-tokyo-tower-wood-w350>
4. <https://www.ubm-development.com/magazin/woho-berlin/>
5. Green Michael C. The Case for Tall Wood Buildings: How Mass Timber Offers a Safe, Economical, and Environmental Friendly Alternative for Tall Building Structures. – mgb Architecture + Design, 2012.
6. Timber tower research project. Final report. Skidmore, Owings & Merrill LLP, 2013.
7. <http://www.bullittcenter.org/2015/04/02/bullitt-center-financial-case-study/>
8. Тимошенко, С.П. Пластинки и оболочки / С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – М.: Наука, 1963. – 635 с.
9. Блейх Ф. Уравнения в конечных разностях статики сооружений / Ф. Блейх, Е. Мелан. – Харьков: Гос. науч.-техн. изд-во Украины, 1936. – 156с
10. Перельмутер, А.В. Расчётные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – Киев: Изд-во Сталь, 2002. – 600 с.

References

- [1] <https://www.moelven.com/contentassets/45063567b84944dab52c6d890dceb38f/wcte2023-mjostarnet.-the-worlds-tallest-timber-building.pdf>
- [2] https://cwc.ca/wp-content/uploads/2019/03/CS-BrockCommon.Study_.23.pdf
- [3] <https://www.theguardian.com/cities/2018/feb/16/plyscraper-city-tokyo-tower-wood-w350>
- [4] <https://www.ubm-development.com/magazin/woho-berlin/>
- [5] Green Michael C. The Case for Tall Wood Buildings: How Mass Timber Offers a Safe, Economical, and Environmental Friendly Alternative for Tall Building Structures. – mgb Architecture + Design, 2012.
- [6] Timber tower research project. Final report. Skidmore, Owings & Merrill LLP, 2013.
- [7] <http://www.bullittcenter.org/2015/04/02/bullitt-center-financial-case-study/>
- [8] Tymoshenko, S.P. Plastynky y obolochky / S.P. Tymoshenko, S. Voynovskyy-Kryher. – M.: Nauka, 1963. – 635 s.
- [9] Bleykh F. Uravnenyya v konechnykh raznostyakh statyky sooruzhenyy / F.V. Bleykh, E. Melan. – Khar'kov: Hos. nauch.-tekhn. yzd-vo Ukrainy, 1936. – 156s
- [10] Perel'muter, A.V. Raschetnye modeli sooruzhenyy y vozmozhnost' ykh analiza / A.V. Perel'muter, V.Y Slyker. – Kyev: Yzd-vo Stal', 2002. – 600 s.

FRAME MULTI-STOREY BUILDINGS WITH BEAMLESS PREFABRICATED FLOORS MADE OF GLUED WOOD

Gilodo O., PhD, Associate Professor,
gil@soborka.net, ORCID: 0000-0001-5387-5538

Vysochan N.K., PhD, Associate Professor,
ninokli24@gmail.com ORCID: 0009-0004-4481-2796

Arsiriy A., PhD, Associate Professor,
arsiriy@ukr.net, ORCID: 0000-0003-3262-1488

Korchevnyi D.S., graduate student,
dmitry_pro@ukr.net, ORCID: 0000-0002-7171-9421

Pavlenko V.V., student

Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract. We propose the design of a transomless frame based on cross-beam slabs. Our proposal is to use an original steel connector, which allows us to make a slab from individual elements of small length. The invention belongs to the universal connections of frame elements that can form assemblies at different angles. A model of a 2 x 2 m cross-beam slab measuring 6 x 6 m with a corner support on column consoles was designed. Traditional beams of the beam floor are transformed into contour beams of the slab. When they are supported on the columns, we get a structure that is a slab supported at four corners on circular column consoles. Floors bear operational loads and ensure the rigidity and stability of the building in the horizontal plane by redistributing forces from wind and other horizontal loads. Ensuring spatial rigidity in the vertical plane is simplified by using a combined solution with steel columns and trusses. The peculiarity of the slab is the dome shape of its lower surface. The beamless slab of large-size slabs takes advantage of the spatial operation of the hollow core. The developed contour support beams of the slabs are well suited to accommodate bracing and overhang forces in the corners. To determine the feasibility of the proposed structural solution, two digital models of multi-storey buildings with the same space-planning solution were made. The first one has steel columns and wooden slabs - shells supported on column consoles, the second one has a conventional steel beam frame and monolithic reinforced concrete floors. The results of the calculations showed the efficiency of the beamless frame with cross-beam laminated wood slabs.

Keywords: beamless flooring, multi-storey buildings made of wood, connector for wooden cross-beam elements.

АНАЛІЗ ШЛЯХІВ РОЗВИТКУ ТА ВИКОРИСТАННЯ ПЕРЕКРИТТЯ З ДЕРЕВА ТА КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ

Гіманов О.М., аспірант,
gimanov@gmail.com, ORCID: 0009-0009-3640-1061
Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація. У статті розглядаються перспективи використання дерев'яного перекриття у сучасному будівництві. Проведено аналіз літературних джерел щодо технологічного розвитку дерев'яних конструкцій, їх екологічних та функціональних переваг. Окреслені основні напрями досліджень у сфері багатоповерхових дерев'яних споруд. Представлено розрахункову модель п'яти поверхової каркасної будівлі з перехресною системою перекриття, яка використовується, як модель аналог для розробки натурних дослідних зразків. Під час створення моделі прийнято цілий ряд спрощень та припущень, що потребують подальших досліджень. На основі чого сформульовано мету та задачі дисертаційного дослідження.

Ключові слова: деревина, клеєна деревина, будівельні конструкції, екологічність, багатоповерхові споруди, звукоізоляція, вогнестійкість, проектування, розрахункова схема.

Вступ. 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 [1, 2]. 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.

Метою роботи – є опрацювання вітчизняних та закордонних літературних джерел для виконання аналізу стану наукових досліджень у галузі будівництва з деревини та визначення можливих напрямків подальших наукових досліджень та постановка задач.

Аналіз публікацій. Розвиток використання деревини у будівництві слід пов'язувати з розробкою та вдосконаленням технології виробництва конструкцій з клеєної деревини. Клеєна деревина відкрила нові можливості для створення та проектування сучасних дерев'яних конструкцій [3, 4]. З початку 2000-х років у світі спостерігається сплеск будівництва багатоповерхових дерев'яних будівель [5, 6]. У роботі [6] автори аналізують архітектурні можливості та різноманітність у сучасному серійному та модульному багатоповерховому будівництві з дерева. Дослідження охоплює 350 сучасних багатоповерхових дерев'яних будівельних проектів по всьому світі, що побудовані з 2000 по 2021р.

Результати роботи представлені у вигляді графіків та діаграм. Наприклад на Рис. 1 представлено розподіл кількості будівель по рокам прийняття в експлуатацію та з урахуванням поверховості. Як видно висота будівель неухильно зростає вона показана кольором. Перший п'ятиповерховий проект з'являється в 2004 році, в 2006 році перший 6-поверховий проект, в 2008 році вже побудовано 7- і 8-поверхові будинки, в 2009 році 9-поверховий будинок, в 2012 році 10-поверховий будинок і так далі. Це завершується у 2021 році 34-поверховою будівлею, завершеною в Нідерландах, проект Hout. На графіку видно, що

ще 13 проєктів планується завершити у період з 2022 по 2024 роки. У 2019 році було побудовано найбільшу кількість будинків – 50.

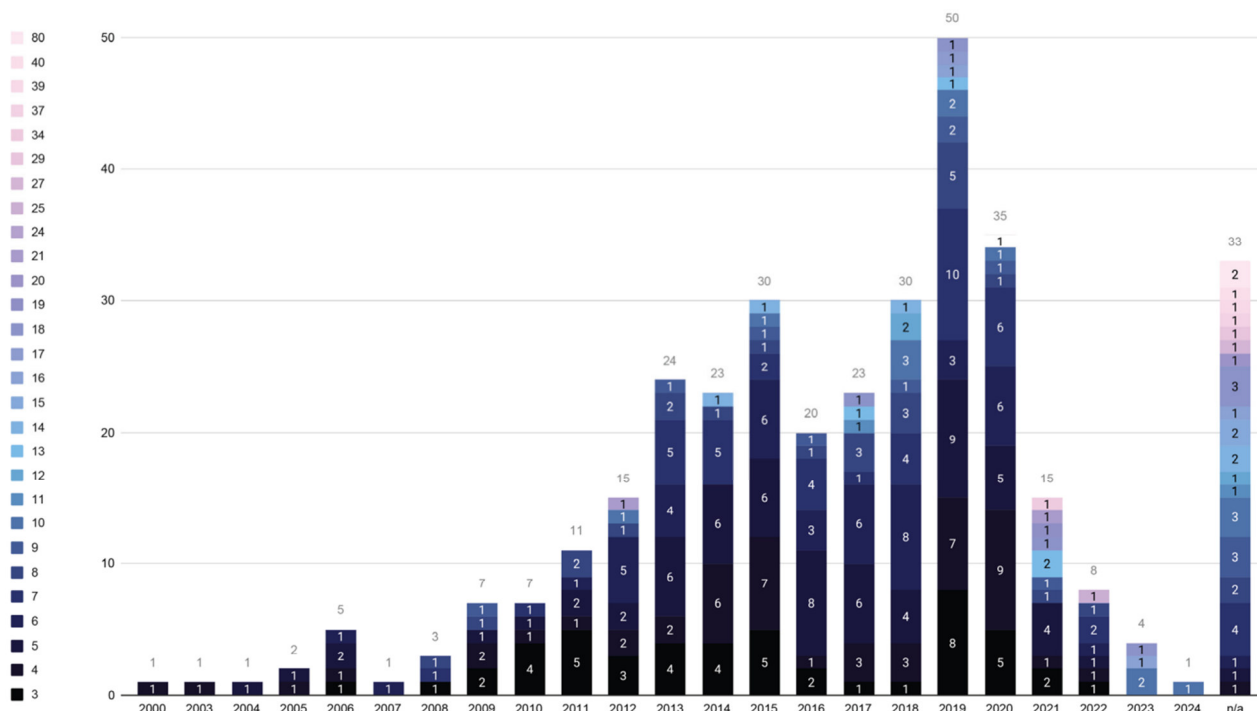


Рис. 1. Розподіл кількості будівель за роками прийняття в експлуатації з урахуванням поверховості [66].

У світовій спільноті все частіше визначають, що зростання населення та урбанізація призведуть до значного попиту на нове житло та сучасну інфраструктуру, а в свою чергу це збільшить викиди парникових газів через виробництво цементу та сталі. Як зазначається у [7] використання деревини в будівництві середньо поверхових будівель може стати ефективним способом збереження вуглецевого балансу на планеті. Деревина дозволяє уникнути вуглецево-місткого виробництва будівельних матеріалів, сприяючи довготривалій стратегії зменшення вуглецевих газів. Так використання деревини в будівництві може стати важливим інструментом у боротьбі зі зміною клімату.

Основна частина. 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 [8, 9].
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 [10].
3. Деревина і добробут. Середовище в якому оздоблення виконано з деревини забезпечують здоровішу атмосферу завдяки впливу на рівень стресу й комфорт [10, 11].
4. Майбутнє за індустріалізацією. Інновації у індустріальному виробництві дерев'яних конструкцій сприяють швидшому та більш ефективному процесу будівництва [10, 12, 13].

5. Сталий розвиток. Визначено важливість відповідального управління лісами для збереження біорізноманіття й збільшення запасів вуглецю [14, 15].
6. Дослідження властивостей деревини. Деревина має особливі характеристики, що вимагають додаткових досліджень для гарантії безпеки, міцності та довговічності [16].
7. Інновації. Новітні технології та дослідження відкривають перспективи розширення застосування дерева у багатоповерхових будівлях [17].

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 віб्रोустійкості, забезпечуючи комфорт та затишок у приміщеннях.

Аналізуючи останні дослідження [1, 6, 10, 16, 18, 19, 20, 21, 22], 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 [19].
- Інноваційні матеріали та типи з'єднання [18, 21]. 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 [22, 23]
- 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.

Для подальших пошуків та під час навчання в аспірантурі при визначені теми та задач дослідження враховуючи усе сказане можливо зробити висновок, що робота присвячена визначенню напружено-деформованого стану і розрахунку перехресно-балочної плити з клеєної деревини – є **актуальною**.

Для подальшої роботи та планування і розробці дослідних зразків визначили наступну базову будівлю, що представляє собою п'яти поверхову будівлю Рис. 2 з колонами та дерев'яним перекриттям з перехресної системи балок. Крок колон 6м, висота поверху 3м.

Виходячи з загальних рекомендацій, висоту елементів перехресно-балочних систем, що перекривають квадратні в плані приміщення, слід приймати в межах $1/12 \dots 1/20$ прольоту (при спиранні по контуру), а висоту несучих контурних балок призначають не більше $1/10 \dots 1/12$ прольоту. Прийняли контурні балки 200х600 мм, балки перехресної системи 100х200 мм. Крок

балок 1000 мм. Розрахункову схему у ПК Ліра наведено на Рис.3. Жорсткість елементів та параметри перетину зведено у Таб.1.

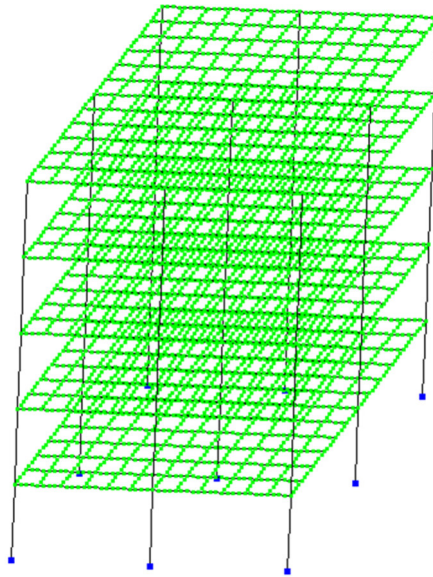


Рис. 2. Схема п'яти поверхової будівлі

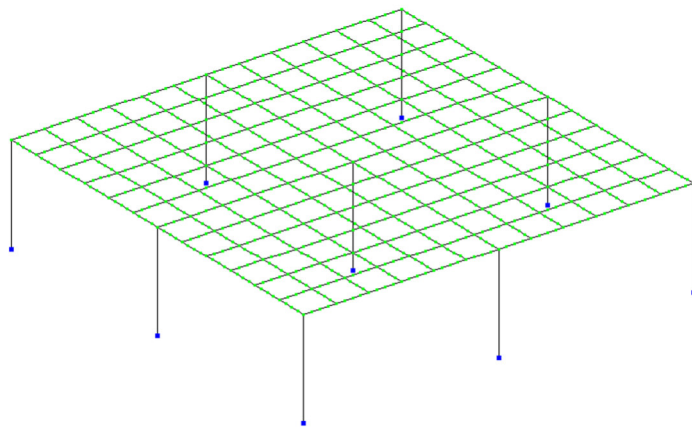


Рис. 3. Схема перехресно-балочної системи перекриття

Таблиця 1

Тип жорсткості	Ім'я	Параметри (переріз-(см) пружність-(кН,м) розп.вага-(кН,м))
1	Брус 10 X 20	$R_o=0.5, E=1e+007$ $B=10, H=20$
2	Брус 20 X 60	$R_o=0.5, E=1e+007$ $B=20, H=60$
3	Брус 40 X 40	$R_o=0.5, E=1e+007$ $B=40, H=40$
4	Пластина Н 5	$E=1e+007, V=0.25, H=5, R_o=0.5$

Розрахунок виконували на два види навантажень – постійні навантаження (власна вага) та тимчасові (корисне навантаження). Власна вага елементів каркасу прикладалась автоматично. Навантаження на перекриття прикладалось рівномірно розподіленим по всій площі (постійне – 3000 Н/м^2 , тимчасові – 1500 Н/м^2). У результаті розрахунку отримали переміщення Рис.4 та епюри внутрішніх зусиль. Епюру моментів наведено на Рис. 5.

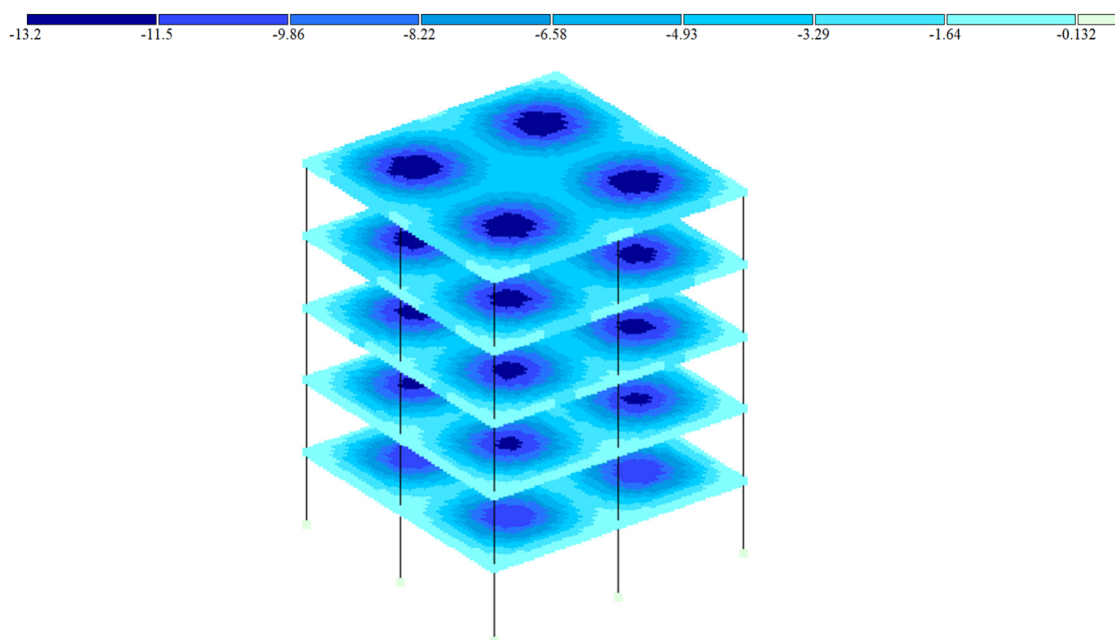


Рис. 4. Вертикальні переміщення від власної ваги

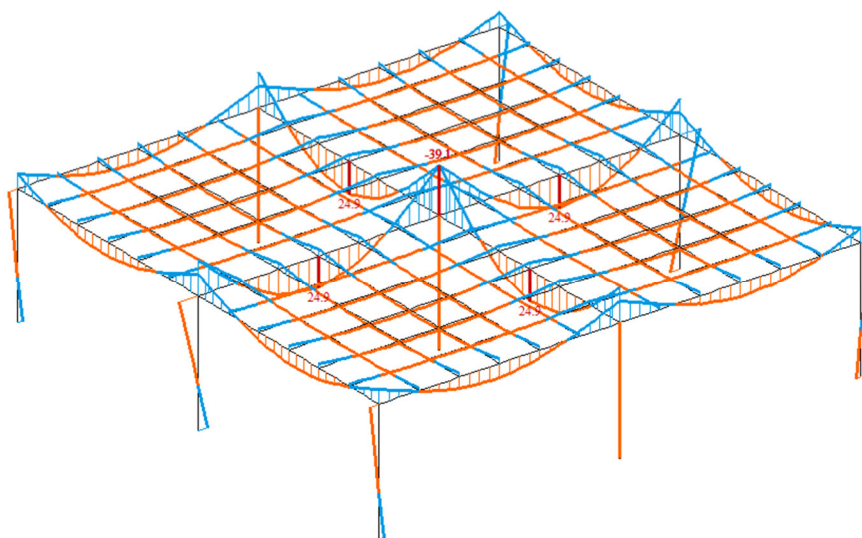


Рис. 6. Епюра моментів, кНм

Представлена розрахункова модель п'яти поверхової каркасної будівлі з перехресною системою перекриття, використовується, як модель аналог для розробки натурних дослідних зразків. Під час створення моделі прийнято цілий ряд спрощень та припущень, що потребують подальших досліджень. На основі чого 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 іноваційного 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.

Висновки

1. У роботі проведено аналіз наукових джерел, що відображає динаміку розвитку конструкцій з деревини, а також використання деревини у багатоповерховому будівництві.
2. Представлено розрахункову модель п'ятиповерхової каркасної будівлі з перехресною системою перекриття, яка слугує основою для розробки натурних експериментальних зразків. Під час моделювання було прийнято низку спрощень та припущень, що потребують подальшого глибшого дослідження та уточнення.
3. На основі проведеного аналізу сформульовано основні цілі та задачі дисертаційного дослідження, спрямованого на вдосконалення конструктивних рішень, підвищення ефективності дерев'яних перекриттів та розробку новітніх проектних методології, що враховують сучасні вимоги.

Література

1. Herzog T. Wood Construction Manual. Birkhauser Verlag : Thomas Herzog, Michael Volz, 2004. 375 p.
2. Wood Handbook. Wood as an Engineering Material. Forest Product Laboratory / United States Department of Agriculture Forest Service. Wisconsin : Madison, 2010. 509 p.
3. Kaufmann H., Krotsch S., Winter S. Manual of multistorey timber construction, Detail. Munich : DBIG, 2018. 40 p. URL: <https://doi.org/10.11129/9783955533953>.
4. Trummer A., Krestel S., Aicher S. Defining the design parameters for a lightweight wooden product. *World Conference on Timber Engineering*, Vienna, Austria, Technische Universitat. URL: <https://graz.elsevierpure.com/en/publications/kielsteg-defining-the-design-parameters-for-a-lightweight-wooden-> (дата звернення: 20.03.2025).
5. Salvadori V. Multi-Storey Timber-Based Buildings: An International Survey of Case-Studies with Five or More Storeys Over the Last Twenty Years : Doctoral Programm in Architecture and Planning (PhD) / Technische Universit at Wien. Wien, 2021. 156 p. URL: https://www.researchgate.net/publication/356458852_Multi-Storey_Timber-Based_Buildings_An_International_Survey_of_Case-Studies_with_Five_or_More_Storeys_Over_the_Last_Twenty_Years (access date: 12.05.2025).
6. Svatoš-Ražnjević H, Orozco L, Menges A. Advanced Timber Construction Industry: A Review of 350 Multi-Storey Timber Projects from 2000–2021. *Buildings*. 2022; 12(4):404. <https://doi.org/10.3390/buildings12040404>.
7. Churkina G., Organschi A., Reyer C.P.O. et al. Buildings as a global carbon sink. *Nat Sustain* 3, 2020. P. 269–276. <https://doi.org/10.1038/s41893-019-0462-4>

8. Carrigan C., McKenna S., Mohammed S. Trends and developments in green cement and concrete technology. *International Journal of Sustainable Built Environment*. 2013. Vol. 1 : Issue 2. P. 9-15. URL: <https://doi.org/10.1016/j.ijse.2013.05.001>.
9. IThomas, P. *Trees: Their Natural History*. Cambridge University Press. 2000. pp 43-45.
10. ARUP. Rethinking Timber Buildings: Seven Perspectives on the Use of Timber in Building Design and Construction. *ARUP*. 09.05.2019. URL: <https://www.arup.com/perspectives/publications/research/section/rethinking-timber-buildings>.
11. Grinde B., Paril G. Biophilia: Does Visual Contact with Nature Impact on Health and Well-Being?/ *International Journal of Environmental Research and Public Health*. Volume 6 (Issue 9). 2009.- P.2332–2343. DOI: 10.3390/ ijerph6092332.
12. Mobile Robotic Fabrication on Construction Sites / S. Ercan et al. *IEEE/RSJ International Conference on Intelligent Robots and Systems*, Vilamoura, Portugal. Algarve : IEEE/RSJ, 2012. URL: <http://www.gramaziokohler.com/data/publikationen/969.pdf>.
13. Taylor S. Offsite Production in the UK Construction Industry — prepared by HSE. [Report]. 2015.- 45p. Available online: http://www.buildoffsite.com/content/uploads/2015/04/HSE-off-site_production_june09.pdf
14. Chen Y., Webber B. Federal Forest Policy and Community Prosperity in the Pacific Northwest / *Agriculture and Applied Economics Association*, vol. 27(01), P.1-6. DOI: 10.22004/ag.econ.122803
15. Intergovernmental Panel on Climate Change. Fourth Assessment Report: Climate Change 2007, Chapter 9. Available online: https://www.ipcc.ch/publications_and_data/ar4/wg3/en/ch9s9-es.html
16. ANSI-APA PRG-320-2018. Standard for Performance-Rated CrossLaminated Timber. The Engineered Wood Association, 2018. 114 p. URL: <https://www.apawood.org/ansi-apa-prg-320> (access date: 01.05.2025).
17. Post-tensioned Timber Framed Buildings / A. Buchanan et al. *The Structural Engineer*. 2011. Vol. 89 : 17. P. 24–30. URL: https://www.researchgate.net/publication/289028506_Post-tensioned_timber_frame_buildings (access date: 07.05.2025).
18. Fursov V., Puryazdanhah M. Experimental study of full-scale glued laminated timber beams. *Collected Scientific Papers of the Ukrainian Institute of Steel Construction named after V.M. Shymanovsky*. 2013. V. 12. P. 71–77.
19. Marini A., Cominelli S., Zanotti C., Giuriani E. Improved natural hydraulic lime mortar slab for compatible retrofit of wooden floors in historical buildings.// *Construction and Building Materials*, 158, P.801-813. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2017.10.010>
20. Borges C., Jalali S., Tsokanas P., Marques E., Carbas R., Da Silva L. Sustainable Development Approaches through Wooden Adhesive Joints Design.// *Polymers*, 15. <https://doi.org/10.3390/polym15010089> .
21. Jalali S., Borges C., Carbas R., Marques E., Akhavan-Safar A., Barbosa A., Bordado J., Da Silva L. A Novel Technique for Substrate Toughening in Wood Single Lap Joints Using a Zero-Thickness Bio-Adhesive. *Materials*, 17. 2022. <https://doi.org/10.3390/ma17020448>
22. Lee H., Lee S., Ha Y., Kim K. Study on Heavy Weight Impact Sound Insulation of CLT Floor Slab and Reduction Performance with Floor Structure.// *INTER-NOISE and NOISE-CON Congress and Conference Proceedings*. 2023. 10p. https://doi.org/10.3397/in_2023_0587 .
23. Won D., Kim, Y. A literature review of floor impact noise characteristics in wooden apartment buildings using cross-laminated timber slab.// *INTER-NOISE and NOISE-CON Congress and Conference Proceedings*. 2023. 5p. https://doi.org/10.3397/in_2023_0592.

References

- [1]. Herzog T. Wood Construction Manual. Birkhauser Verlag : Thomas Herzog, Michael Volz, 2004. 375 p.
- [2]. Wood Handbook. Wood as an Engineering Material. Forest Product Laboratory / United States Department of Agriculture Forest Service. Wisconsin : Madison, 2010. 509 p.
- [3]. Kaufmann H., Krotsch S., Winter S. Manual of multistorey timber construction, Detail. Munich : DBIG, 2018. 40 p. URL: <https://doi.org/10.11129/9783955533953>.
- [4]. Trummer A., Krestel S., Aicher S. Defining the design parameters for a lightweight wooden product. *World Conference on Timber Engineering*, Vienna, Austria, Technische Universitat. URL: <https://graz.elsevierpure.com/en/publications/kielsteg-defining-the-design-parameters-for-a-lightweight-wooden-> (дата звернення: 20.03.2025).
- [5]. Salvadori V. Multi-Storey Timber-Based Buildings: An International Survey of Case-Studies with Five or More Storeys Over the Last Twenty Years : Doctoral Programm in Architecture and Planning (PhD) / Technische Universit at Wien. Wien, 2021. 156 p. URL: https://www.researchgate.net/publication/356458852_Multi-Storey_Timber-Based_Buildings_An_International_Survey_of_Case-Studies_with_Five_or_More_Storeys_Over_the_Last_Twenty_Years (access date: 12.05.2025).
- [6]. Svatoš-Ražnjević H, Orozco L, Menges A. Advanced Timber Construction Industry: A Review of 350 Multi-Storey Timber Projects from 2000–2021. *Buildings*. 2022; 12(4):404. <https://doi.org/10.3390/buildings12040404>.
- [7]. Churkina G., Organschi A., Reyer C.P.O. et al. Buildings as a global carbon sink. *Nat Sustain* 3, 2020. P. 269–276. <https://doi.org/10.1038/s41893-019-0462-4>
- [8]. Carrigan C., McKenna S., Mohammed S. Trends and developments in green cement and concrete technology. *International Journal of Sustainable Built Environment*. 2013. Vol. 1 : Issue 2. P. 9-15. URL: <https://doi.org/10.1016/j.ijse.2013.05.001>.
- [9]. IThomas, P. Trees: Their Natural History. Cambridge University Press. 2000. pp 43-45.
- [10]. ARUP. Rethinking Timber Buildings: Seven Perspectives on the Use of Timber in Building Design and Construction. *ARUP*. 09.05.2019. URL: <https://www.arup.com/perspectives/publications/research/section/rethinking-timber-buildings>.
- [11]. Grinde B., Paril G. Biophilia: Does Visual Contact with Nature Impact on Health and Well-Being?/ *International Journal of Environmental Research and Public Health*. Volume 6 (Issue 9). 2009.- P.2332–2343. DOI: 10.3390/ijerph6092332.
- [12]. Mobile Robotic Fabrication on Construction Sites / S. Ercan et al. *IEEE/RSJ International Conference on Intelligent Robots and Systems*, Vilamoura, Portugal. Algarve : IEEE/RSJ, 2012. URL: <http://www.gramaziokohler.com/data/publikationen/969.pdf>.
- [13]. Taylor S. Offsite Production in the UK Construction Industry — prepared by HSE. [Report]. 2015.- 45p. Available online: http://www.buildoffsite.com/content/uploads/2015/04/HSE-off-site_production_june09.pdf
- [14]. Chen Y., Webber B. Federal Forest Policy and Community Prosperity in the Pacific Northwest / *Agriculture and Applied Economics Association*, vol. 27(01), P.1-6. DOI: 10.22004/ag.econ.122803
- [15]. Intergovernmental Panel on Climate Change. Fourth Assessment Report: Climate Change 2007, Chapter 9. Available online: https://www.ipcc.ch/publications_and_data/ar4/wg3/en/ch9s9-es.html
- [16]. ANSI-APA PRG-320-2018. Standard for Performance-Rated CrossLaminated Timber. The Engineered Wood Association, 2018. 114 p. URL: <https://www.apawood.org/ansi-apa-prg-320> (access date: 01.05.2025).

- [17]. Post-tensioned Timber Framed Buildings / A. Buchanan et al. The Structural Engineer. 2011. Vol. 89 : 17. P. 24–30. URL: https://www.researchgate.net/publication/289028506_Post-tensioned_timber_frame_buildings (access date: 07.05.2025).
- [18]. Fursov V., Puryazdanhah M. Experimental study of full-scale glued laminated timber beams. Collected Scientific Papers of the Ukrainian Institute of Steel Construction named after V.M. Shymanovsky. 2013. V. 12. P. 71–77.
- [19]. Marini A., Cominelli S., Zanotti C., Giuriani E. Improved natural hydraulic lime mortar slab for compatible retrofit of wooden floors in historical buildings.// Construction and Building Materials, 158, P.801-813. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2017.10.010>
- [20]. Borges C., Jalali S., Tsokanas P., Marques E., Carbas R., Da Silva L. Sustainable Development Approaches through Wooden Adhesive Joints Design.// Polymers, 15. <https://doi.org/10.3390/polym15010089>.
- [21]. Jalali S., Borges C., Carbas R., Marques E., Akhavan-Safar A., Barbosa A., Bordado J., Da Silva L. A Novel Technique for Substrate Toughening in Wood Single Lap Joints Using a Zero-Thickness Bio-Adhesive. Materials, 17. 2022. <https://doi.org/10.3390/ma17020448>
- [22]. Lee H., Lee S., Ha Y., Kim K. Study on Heavy Weight Impact Sound Insulation of CLT Floor Slab and Reduction Performance with Floor Structure.// INTER-NOISE and NOISE-CON Congress and Conference Proceedings. 2023. 10p. https://doi.org/10.3397/in_2023_0587.
- [23]. Won D., Kim, Y. A literature review of floor impact noise characteristics in wooden apartment buildings using cross-laminated timber slab.// INTER-NOISE and NOISE-CON Congress and Conference Proceedings. 2023. 5p. https://doi.org/10.3397/in_2023_0592.

ANALYSIS OF DEVELOPMENT PATHS AND THE USE OF TIMBER AND GLUED LAMINATED TIMBER FOR FLOOR SYSTEMS

Gimanov O.

Gimanov@gmail.com, ORCID: 0009-0009-3640-1061
Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract. This paper explores the development and application of timber and glued laminated timber (GLT) in modern construction, particularly for floor systems. Timber has historically been one of the most widely used construction materials, and its utilization remains highly relevant due to its ecological advantages, architectural flexibility, and structural properties. The analysis focuses on the technological advancements that have led to the widespread implementation of GLT, enabling the construction of multi-story wooden buildings worldwide.

The study examines scientific publications on the evolution of wooden structures, highlighting key aspects such as sustainability, carbon footprint reduction, sound insulation, vibration resistance, and fire safety. A particular emphasis is placed on the advantages of timber in mitigating environmental concerns associated with conventional construction materials like concrete and steel.

Additionally, this paper presents computational models and experimental research addressing the mechanical behavior of cross-laminated timber floor systems. The structural integrity and design optimization of these systems are investigated, along with proposed improvements for connection nodes and innovative approaches for enhancing strength and durability.

The findings demonstrate the growing importance of timber in contemporary engineering and urban development. Key directions for future research are outlined, including experimental validation of laminated timber connections, development of advanced fire-retardant treatments, and optimization of the material for large-scale construction applications. The study contributes to the understanding of timber's role in sustainable architecture, offering recommendations for efficient integration in modern building practices.

Keywords: timber, glued laminated timber, structural engineering, sustainable construction, fire safety, sound insulation, vibration resistance, architectural design.

ПОСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ СТАЛЕВИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ**Голоднов О.І.**, д.т.н., проф.,*Державний університет «Київський авіаційний інститут», м. Київ, Україна,
golodnow@ukr.net; ORCID: 0000-0002-9722-9164;*

Анотація. Необхідність у проведенні обстеження будівельних конструкцій фрагменту плити перекриття в паркінгу житлового будинку виникла внаслідок появи пошкоджень.

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 подальшої експлуатації.

Були виконані виготовлення і монтаж сталевих конструкцій посилення.

Ключові слова: існуюча будівля, фрагмент залізобетонної плити перекриття паркінгу, обстеження, технічний стан, проектування, виготовлення і монтаж конструкцій посилення.

Вступ. Постановка проблеми. Необхідність у проведенні обстеження конструкцій існуючої будівлі виникла у зв'язку з появою пошкоджень в частині плити перекриття.

Обстеження, оцінку технічного стану конструкцій, розрахунки, підготовку висновку про технічний стан і обґрунтування можливості подальшої експлуатації конструкцій виконано відповідно до вимог чинних нормативних документів [1-4 та ін.].

Майданчик, де розташовано будинок, являє собою ділянку старовинної міської забудови м. Києва. Житловий будинок побудовано на початку 21 століття (рис. 1).

Будинок являє собою складну в плані восьмиповерхову споруду загальними розмірами 40,75х24,80 м. В будинку, окрім житлових приміщень, які розміщено з 2 по 8 поверхи, розташовано приміщення громадського призначення на 1-му поверсі та двоповерховий паркінг. Висота поверхів в паркінгу становить 3 м. 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.



Рис. 1. Головний фасад будинку

Перекриття в паркінгу будинку виконано в монолітному залізобетонному варіанті. Вигляд фрагмента плити перекриття над паркінгом наведений на рис. 2.



Рис. 2. Загальний вигляд верхньої частини плити перекриття в паркінгу будівлі в осях А-Б/8-9

Необхідність у проведенні обстеження конструкцій існуючої будівлі виникла у зв'язку з появою пошкоджень в частині плити залізобетонного перекриття внаслідок порушення технології бетонування плити в зимовий період (рис. 3).

Аналіз останніх джерел досліджень і публікацій. Разом з новим будівництвом все частіше виникає необхідність в проведенні робіт по відновленню експлуатаційної придатності будівельних конструкцій будівель та споруд у зв'язку з появою дефектів та пошкоджень, які отримали конструкції під час виготовлення, монтажу та експлуатації. При цьому необхідно вирішувати питання, пов'язані з визначенням напружено-деформованого стану і виконанням робіт із продовження терміну експлуатації споруд.

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 [1-10 та ін.].

Формулювання мети та методів дослідження. Мета цієї роботи полягає в розробці взаємозв'язаних заходів щодо визначення параметрів технічного стану фрагменту залізобетонної плити перекриття над паркінгом будинку в осях А-Б/8-9, обґрунтуванні можливості посилення конструкцій будинку, які мають пошкодження для продовження терміну експлуатації будинку, розробці проекту посилення конструкцій і реалізації розробленого проекту в натурі.



Рис. 3. Руйнування захисного шару бетону з оголенням та інтенсивним корозійним зносом арматури фрагмента плити в осях А-Б/8-9

Методи досліджень [1, 5-10 та ін.]:

- 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.

Основний матеріал і результати. Під час проведення обстеження було встановлено, що плита в центральній частині має руйнування захисного шару бетону для арматури (рис. 3). 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 [3]. Суть ультразвукового методу полягає у вимірі часу t проходження ультразвуку від випромінювача до приймача і бази L прозвучування (відстані між випромінювачем і приймачем).

По знайдених величинах розраховується швидкість $C=L/t$ поширення ультразвукових коливань і по встановленій залежності між швидкістю та міцністю визначається міцність бетону на контрольованій ділянці, та його суцільність (наявність порожнин в тілі бетонної конструкції).

Ультразвукові випробування бетону виконано за допомогою приладу УКС-МГ4 з автоматичним вирахуванням міцності бетону та фіксацією швидкості проходження ультразвукових хвиль крізь тіло конструкції.

Виміри швидкості ультразвуку та міцності бетону виконувалися способом поверхневого прозвучування.

Результати досліджень наведено на рис. 4 (цифрами вказана міцність в МПа в межах досліджуваних ділянок). Як видно з цього рис., бетон плити перекриття в паркінгу будинку неоднорідний за своїми властивостями, що свідчить про порушення технології виготовлення конструкцій.

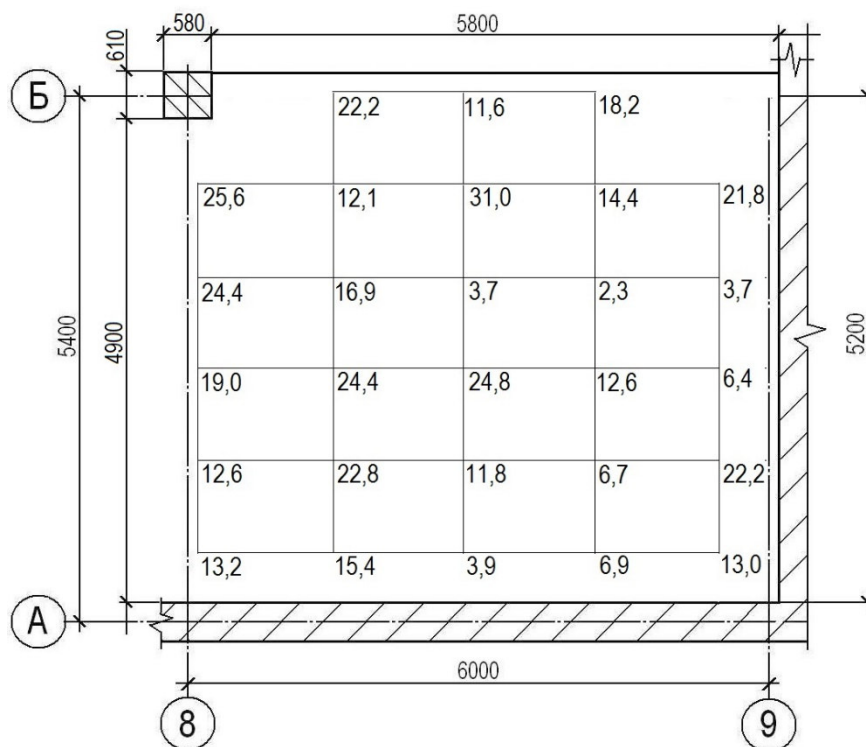


Рис. 4. Результати досліджень однорідності та міцності бетону плити

Згідно вимог п. 5.2 чинного нормативного документа ДСТУ 9273:2024 [1] 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 до нормальної експлуатації, подальша безпечна експлуатація без виконання заходів щодо ремонту або заміни неможлива. Розглядалися 2 варіанти:

- демонтаж з подальшою заміною у відповідності з проєктом, згідно якого було побудовано будинок;
- посилення конструкцій плити шляхом устрою плоскої балкової клітки, яку необхідно підвести під плиту (рис. 5).

Для виконання робіт з посилення було необхідно розробити відповідний проєкт [2, 4-10]. Посилення плити запропонованим способом дозволило виконати роботи у короткі терміни з виключенням «мокрих» процесів. Навантаження від ваги конструкцій плити згідно з розробленим проєктом передається на конструкції рами, колони та фундаментну плиту будинку.

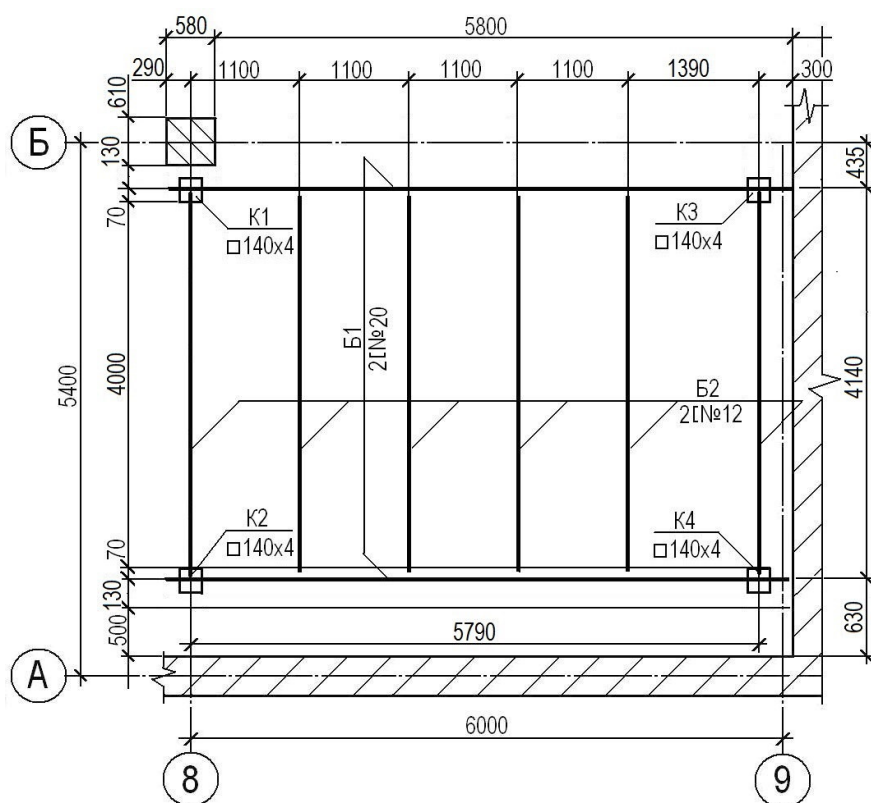


Рис. 5. Фрагмент плану будинку з вказівкою елементів посилення



Рис. 6. Вигляд сталевих елементів посилення фрагменту плити

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

Висновки. За результатами проведених досліджень зроблено наступні висновки.

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

2. Перекриття в паркінгу будинку виконано в монолітному залізобетонному варіанті. Під час проведення обстеження було встановлено, що фрагмент плити перекриття в осях А-

Б/8-9 в центральній частині має руйнування захисного шару бетону для арматури. Арматура в цій частині плити оголена та кородована. За всіма ознаками руйнування бетону та корозію арматури плити 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.

Результати ультразвукових досліджень свідчать про те, що бетон фрагменту плити перекриття в паркінгу будинку неоднорідний внаслідок порушень технології виготовлення конструкцій.

3. Згідно вимог чинних нормативних документів технічний стан конструкції фрагмента плити перекриття в паркінгу будинку в осях А-Б/8-9 визначено, як «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 виключення на неї додаткового навантаження.

4. Для забезпечення подальшої безпечної експлуатації конструкцій плити розроблено проєкт і виконано посилення конструкцій.

Література

1. ДСТУ 9273:2024. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2024. – 72 с.

2. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проєктування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 199 с.

3. ДСТУ Б В.2.7-226:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 33 с.

4. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проєктування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с.

5. Голоднов, О., Антошина, Т., Отрош, Ю. (2017). Про необхідність розрахунку будівель зі сталевим каркасом на температурні впливи. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського*, 20, 65–84.

6. Holodnov O., Gordiuk M., Semynoh M., Tkachuk I. (2019). Determination of the technical state of buildings and constructions after force and temperature influences / *Technology audit and production reserves*, 4/1(48), 2019, 4-10.

7. Holodnov O., Gordiuk M., Semynoh M., Tkachuk I., Ivanov B. (2019). Remaining resource of constructions of building and building is after different influences / *Technology audit and production reserves*, 5/1(49), 2019, 4-9.

8. Holodnov O., Otrosh Y., Surianinov M., Starova O. Experimental and Computer Researches of Ferroconcrete Beams at High-Temperature Influences / *Trans Tech Publications Ltd. In Materials Science Forum*, 2019, Vol. 968, pp. 355-360. <https://doi.org/10.4028/www.scientist.net/MSF.968.355>.

9. Голоднов О., Антошина Т. Досвід проєктування та будівництва навісу над будівлею / *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. Збірник наукових праць / Одеська державна академія будівництва та архітектури*. – Одеса: ОДАБА, 2020. – №24. – С. 36-42.

10. Голоднов О., Ткачук І. Реконструкція виробничої будівлі зі сталевим каркасом / *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. Збірник наукових праць / Одеська державна академія будівництва та архітектури*. – Одеса: ОДАБА, 2024. – №28. – С. 105-113.

References

[1]. DSTU 9273:2024. Nastanova shchodo obstezhennya budivel i sporud dlya vyznachennya ta ocsinky yikh tekhnichnoho stanu. Kyiv: DP «UkrNDNTs», 2024. 72 s.

[2]. DBN V. 2.6-198:2014. Stalevi konstruktsiyi. Normi proektuvannja. (2015). Kyiv: Minregionbud Ukrayini, 2014. 199 s.

- [3]. DSTU B V.2.7-226:2009. Budivelni materiali. Betoni. Ultrazvukovij metod viznashennja micnosti. – Kyiv: Minregionbud Ukraini, 2010. 33 s.
- [4]. DBN V.1.2-2:2006. Navantagennja i vplyvi. Normi proektuvannja. (2007). Kyiv: Minbud Ukraini, 2006. 60 s.
- [5]. Holodnov, O., Antoshina, T., Otrosh, Yu. (2017). Pro neobkhidnist rozrakhunku budivel zi stalevym karkasom na temperaturni vplyvy. *Zbirnyk naukovykh prats Ukrayinskoho instytutu stalevykh konstruktsiy imeni V. M. Shymanovskoho*, 20, 65–84.
- [6]. Holodnov O., Gordiuk M., Semynoh M., Tkachuk I. (2019). Determination of the technical state of buildings and constructions after force and temperature influences / *Technology audit and production reserves*, 4/1(48), 2019, 4-10.
- [7]. Holodnov O., Gordiuk M., Semynoh M., Tkachuk I., Ivanov B. (2019). Remaining resource of constructions of building and building is after different influences / *Technology audit and production reserves*, 5/1(49), 2019, 4-9.
- [8]. Holodnov O., Otrosh Y., Surianinov M., Starova O. Experimental and Computer Researches of Ferroconcrete Beams at High-Temperature Influences / *Trans Tech Publications Ltd. In Materials Science Forum*, 2019, Vol. 968, pp. 355-360. <https://doi.org/10.4028/www.scientist.net/MSF.968.355>.
- [9]. Holodnov, O., Antoshina, T. (2020). Dosvid proektuvannya ta budivnutstva navisu nad budivleyu / *Sutchasni budivelni konstruktsii z metalu ta derevini. Zbirnyk naukovykh prats / Odeska derjavna akademiya budivnutstva ta architekturi*. Odesa: ODABA, 2020. №24. S. 36-42.
- [10]. Holodnov O.I., Tkachuk I.A. Reonstrucsya virobnichoi budivli zi stalevim karkasom / *Sutchasni budivelni konstruktsii z metalu ta derevini. Zbirnyk naukovykh prats*. Odesa: ODABA, 2024. №28. C. 105-113.

STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE SLAB WITH STEEL ELEMENTS

Holodnov O., D.Sc., Professor,
State University "Kiev Aviation Institute", Kyiv, Ukraine,
golodnow@ukr.net; ORCID: 0000-0002-9722-9164;

Abstract. The need for inspection of building structures containing the fragment of the floor slab in the car park of a residential building arose due to appearance of damage.

A fragment of the concrete floor slab was inspected, calculations for the slab were performed in accordance with the requirements of current regulatory documents, its technical condition was determined, and a conclusion was made concerning possibility for further operation.

During the research, a regulatory procedure for assessing the technical condition and load-bearing capacity of operated structures was applied. The results of performed survey, calculation and technical condition assessment for building structures containing the slab fragment were presented. It was determined that according to the current regulatory documents containing requirements for technical condition the concrete slab fragment is unusable for operation. The cause for defects and damage in the slab structure was determined: violations of technology for execution of concrete structures in the winter.

Based on the research, a design for strengthening the slab structure was developed. Manufacture, transportation and installation of steel reinforcing structures were carried out.

Reinforcing the slab using the proposed method made it possible to complete the work in a short time without using wet processes. The load from the weight of the slab structures, according to the developed project, is transferred to the frame structures, columns, and foundation slab of the building.

Keywords: existing building, fragment of concrete floor slab for car park, inspection, technical condition, design, manufacture and installation of reinforcing structures

УДК 624.011

doi:10.31650/2707-3068-2025-29-93-102

МОДУЛЬ ПРУЖНОСТІ І ДОСТОВІРНІСТЬ ВИЗНАЧЕННЯ ТЕОРЕТИЧНОЇ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ З ДЕРЕВИНИ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНОЮ МЕТОДИКОЮ

Гомон С.С., д.т.н., проф.,
s.s.homon@nuwm.edu.ua; ORCID: 0000-0003-2080-5650

Гомон Св.Св., д.т.н., проф.,
homonsviatoslav@ukr.net; ORCID: 0000-0001-9818-1804

Рябченко Н.В., аспірант,
n.v.ryabchenyuk@nuwm.edu.ua; ORCID: 0009-0004-1988-8801

Лук'яненко О.А., аспірант,
o.a.lukjyanenko@nuwm.edu.ua; ORCID: 0009-0004-6383-2733

Поліщук М.В., д-р філос.,
m.v.polishchuk@nuwm.edu.ua; ORCID: 0000-0003-1981-8008

Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне

Анотація: Проаналізовано сучасний стан експериментально-теоретичних досліджень в наявних літературних джерел за даною проблематикою. Встановлено основні проблеми з даних досліджень. Проаналізовано сучасні методики з визначення початкового модуля пружності цільної деревини. В статті наведено результати експериментально-теоретичних досліджень вибору значень початкового модуля пружності цільної деревини на визначення теоретичної несучої здатності згинальних неармованих та армованих елементів з клеєної деревини. Мета роботи – це особливості визначення модуля пружності деревини і достовірність визначення теоретичної несучої здатності згинальних елементів з деревини за деформаційною методикою. Встановлено, що найбільш близькими результатами є результати розрахунку теоретичної несучої здатності згинальних елементів з клеєної деревини до експериментальних з використанням деформаційної моделі, в якому використовується початковий модуль пружності встановлений на базі цільної деревини з якої виготовлена конструкція. Деформаційна модель розрахунку згинальних елементів з клеєної деревини передбачає використання визначених нормальних напружень на базі деформацій, що виникли в нормальному перерізі згинального елемента під зовнішнім навантаженням. Напруження в розрахунковому нормальному поперечному перерізі описуємо різними функціями на трьох різних ділянках висоти перерізу. Перша ділянка - ділянка розтягу, починається від низу елемента до нейтральної лінії описується лінійною функцією; друга ділянка – ділянка стиску, від нейтральної лінії до максимального значення напружень стиску описується нелінійною функцією; третя ділянка – це також ділянка стиску, від кінця другої ділянки до верху згинального елемента описується нелінійною функцією з врахуванням появи складки. Подано аспекти подальших досліджень.

Ключові слова: дерево, згинальний елемент, деформаційна модель, модуль пружності, несуча здатність.

Постановка проблеми. Завдяки своїй красі, простоті в обробці, монтажі та міцності деревина давно надихає на все більше її використання в простих та складних дерев'яних конструкціях. А застосування в будівництві клеєної деревини і використання подвійного пасивного армування ще сильніше збільшує надійність конструкцій і дозволяє звести до мінімуму вплив природних вад та недоліків матеріалу. Найчастіше в будівництві використовують деревину у якості згинальних елементів. Але такі конструкції потребують досконалого розрахунку.

Аналіз останніх джерел досліджень та публікацій. Нині за діючими нормами [1-2] теоретичний розрахунок несучої здатності за нормальними перерізами елементів з армованої

та неармованої деревини [3] проводиться за силовою методикою з використанням геометричної характеристики - момент опору розрахункового поперечного перерізу W . Але за рахунок анізотропії деревини, а саме того, що міцність деревини на розтяг майже в два рази перевищує міцність деревини на стиск вздовж волокон, а також і за того, що при однакових деформаціях різних шарів деревини напруження розтягу та стиску є різними, то силова нейтральна лінія не співпадає з центром ваги поперечного перерізу. Проте визначення моменту опору поперечного перерізу елемента з деревини W саме і прив'язане до встановленого центра ваги і базується на ньому. Якщо силова лінія не співпадає з центром ваги, то геометричні характеристики момент опору W та момент інерції I для такого напружено-деформованого стану поперечного перерізу не можна використовувати в розрахунках, бо вони невірно враховують розподіл поперечного перерізу на розтягнуту і стиснуту зони. Якщо на цей факт не звертати увагу і ми все ж таки використаємо в розрахунках W особливо для граничних умов, то отримаємо завідомо недостовірні значення. Отже, необхідно шукати інші шляхи для вирішення даної проблеми.

Рішенням цієї задачі, на наш погляд, є використання деформаційної моделі розрахунку згинальних елементів з неармованої та армованої цільної та клеєної деревини [4-9]. А деформаційна модель розрахунку згинальних елементів з неармованої та армованої деревини передбачає крім силових та геометричних параметрів ще використання деформаційних показників матеріалів таких, як критичні і граничні значення відносних деформацій та початкового модуля пружності. І ці перераховані параметри по ходу удосконалення використання деформаційної методики потребують уточнення.

Постановка цілей і завдань досліджень. Мета роботи – це особливості визначення модуля пружності деревини і достовірність визначення теоретичної несучої здатності згинальних елементів з деревини за деформаційною методикою.

Виклад основного матеріалу. Зупинимось на початковому модулі пружності деревини. Як показує практика, початковий модуль пружності може бути визначений різними способами і має суттєві розбіжності в своїх показниках.

Деформаційна модель розрахунку згинальних елементів з деревини передбачає використання визначених нормальних напружень на базі деформацій, що виникли в нормальному перерізі згинального елемента під зовнішнім навантаженням. Напруження в розрахунковому нормальному поперечному перерізі описуємо різними функціями на трьох різних ділянках висоти перерізу. Перша ділянка - ділянка розтягу, починається від низу елемента до нейтральної лінії; друга ділянка – ділянка стиску, від нейтральної лінії до максимального значення напружень стиску; третя ділянка – це також ділянка стиску, від кінця другої ділянки до верху згинального елемента.

Епюру σ в залежності від u для нормального перерізу дерев'яного згинального елемента виразимо двома функціями на різних ділянках:

- перша функція є прямолінійною та описує напруження в розтягнутій зоні дерев'яного елемента і діє в межах від 0 до u_t

$$\sigma_{t,d} = f_1(u) = E_{0,05} \cdot u_{t,d}, \quad (1)$$

де $E_{0,05}$ - модуль пружності деревини за дії розтягу; $u_{t,d}$ - відносні деформації за дії розтягу деревини;

- друга функція описує напруження, що виникають в двох ділянках стиснутої зони дерев'яного елемента в межах від 0 до u_c

$$\sigma_{c,d} = f_2(u) = k_1 u_{c,d} + k_c u_{c,d}^2. \quad (2)$$

Розрахунок згинальних елементів за використання деформаційної моделі як бачимо передбачає використання модуля пружності деревини. Але як видно з даних наведених в роботах [10-16], початкові модулі пружності для цільної та клеєної деревини одного і того ж класу міцності однієї і тієї ж породи дуже різняться від $E=11801 \text{ МПа}$ до $E=23140 \text{ МПа}$ (табл. 1).

Таблиця 1 - Основні параметри кореляційних рівнянь залежності « $E' - \eta$ » та їх статистики

Назва зразка	Кореляційні рівняння	r	m_r	r / m_r	$V, \%$
ПЦ-1	$E' = 12,858 \cdot (1 - 0,056 \cdot \eta)$	0,959	0,024	40	1,13
ПЦ-2	$E' = 15,446 \cdot (1 - 0,133 \cdot \eta)$	0,840	0,089	9	4,75
ПЦ-3	$E' = 15,024 \cdot (1 - 0,107 \cdot \eta)$	0,984	0,009	104	1,12
ПЦ-4	$E' = 15,467 \cdot (1 - 0,060 \cdot \eta)$	0,977	0,014	71	0,71
ПЦ-5	$E' = 14,121 \cdot (1 - 0,068 \cdot \eta)$	0,998	0,001	734	0,27
ПЦ-6	$E' = 12,702 \cdot (1 - 0,070 \cdot \eta)$	0,994	0,004	283	0,53
ПЦ-7	$E' = 11,801 \cdot (1 - 0,030 \cdot \eta)$	0,725	0,143	5	1,93
ПК-1	$E' = 19,563 \cdot (1 - 0,087 \cdot \eta)$	0,902	0,056	16	3,67
ПК-2	$E' = 15,848 \cdot (1 - 0,055 \cdot \eta)$	0,930	0,041	23	2,42
ПК-3	$E' = 17,543 \cdot (1 - 0,053 \cdot \eta)$	0,861	0,078	11	2,94
ПК-4	$E' = 23,140 \cdot (1 - 0,102 \cdot \eta)$	0,894	0,061	15	3,74
ПК-5	$E' = 15,716 \cdot (1 - 0,032 \cdot \eta)$	0,743	0,135	5,5	0,78

Зі значень, приведених в табл.1, встановлено:

- середнє значення для клеєної деревини – $E = 18360 \text{ МПа}$ (прийнято 18000 МПа);
- найменше значення для клеєної деревини – $E = 15710 \text{ МПа}$ (прийнято 15500 МПа);
- середнє значення для цільної деревини – $E = 14400 \text{ МПа}$ (прийнято 14500 МПа).

Результати та обговорення. Проведено розрахунок несучої теоретичної здатності за деформаційною методикою для трьох видів балок з клеєної деревини, як неармованих БК (балка клеєна), так і комбіновано армованих балок марок БКА-12 (армована в стиснутій зоні $2\text{Ø}12 \text{ A500C} + \text{Sika CarboDur S-512}$ в розтягнутій зоні) та БКА-16 (армована в стиснутій зоні $2\text{Ø}16 \text{ A500C} + \text{Sika CarboDur S-512}$ в розтягнутій зоні). Для порівняння обрахунок проводився з використанням різних приведених значень початкового модуля пружності: а) $E = 18000 \text{ МПа}$; б) $E = 15500 \text{ МПа}$; в) $E = 15000 \text{ МПа}$; г) $E = 14500 \text{ МПа}$.

Розрахунок за деформаційною методикою проводився за алгоритмом, що наведений в роботі [7]. В даній роботі приведено приклад розрахунку згинальних елементів з деревини лише з модулем пружності $E = 15500 \text{ МПа}$, а результати обрахунків з іншими значеннями модуля пружності занесені до табл. 2.

Приклад розрахунку неармованих балок з клеєної деревини марки БК

Вихідні дані:

Деревина - сосна з такими фізичними характеристиками:

$E_{0,05} = 15500 \text{ МПа} = 1550 \text{ кН} / \text{см}^2$ - модуль пружності, що відповідає наближено до квантіля початкового модуля пружності деревини на розтяг;

$u_{c,fn,d} = 0,0035$ - критичні відносні деформації деревини на стиск;

$u_{c,fn,t} = 0,0038$ - граничні відносні деформації деревини на розтяг;

$f_{c,o,d} = 46 \text{ МПа}$ - граничне значення напружень, що може сприйняти деревина при роботі на стиск;

$k_I = 2628 \text{ МПа}$ - коефіцієнт полінома I; $k_c = 375510 \text{ МПа}$ - коефіцієнт полінома II;

$b = 10 \text{ см}$ - ширина перерізу балки; $h = 15 \text{ см}$ - висота перерізу.

Для початку розрахунку встановлюємо початкове значення відносних деформацій, які можуть виникати в крайньому волокні розтягнутої зони $u_{t,d,1}$ та задаємо положенням

нейтральної лінії $y_{c,1}$, $y_{t,1}$. Після пошуку рівноваги перерізу ми отримуємо значення відносних деформацій $u_{c,d,1}$, які виникають в стиснутій зоні і відповідають рівновазі.

У нашому випадку:

$$u_{c,d,1} = \frac{u_{t,d,1} \cdot y_{c,1}}{y_{t,1}} = \frac{0,0038 \cdot 7,32}{7,68} = 0,00362 \quad (3)$$

Зусилля, які сприймає поперечний переріз в стиснутій N_c та розтягнутій зоні N_t , що є у балансі:

$$N_c = b y_{c,1} \left(\frac{k_1 u_{c,d,1}}{2} + \frac{k_c u_{c,d,1}^2}{3} \right) = 10 \cdot 7,32 \cdot \left(\frac{2628 \cdot 0,00362}{2} + \frac{-375510 \cdot 0,00362^2}{3} \right) = 228,1 \text{ кН} \quad (4)$$

$$N_t = \frac{1}{2} b y_{t,1} E u_{t,d,1} = 0,5 \cdot 10 \cdot 7,68 \cdot 1550 \cdot 0,0038 = 229,1 \text{ кН} \quad (5)$$

Оскільки $N_c = 228,1 \text{ кН} \approx N_t = 229,1 \text{ кН}$, то можна вважати, що переріз знаходиться в стані рівноваги, тому можемо визначити згинальний момент, що сприймає поперечний переріз в стиснутій M_c та розтягнутій зоні M_t :

$$M_c = b y_{c,1}^2 \left(\frac{k_1 u_{c,d,1}}{3} + \frac{k_c u_{c,d,1}^2}{4} \right) = 10 \cdot 7,32^2 \cdot \left(\frac{2628 \cdot 0,00362}{3} + \frac{-375510 \cdot 0,00362^2}{4} \right) / 100 = 10,4 \text{ кНм} \quad (6)$$

$$M_t = \frac{1}{3} b y_{t,1}^2 E u_{t,d,1} = \left(\frac{1}{3} \cdot 10 \cdot 7,68^2 \cdot 1550 \cdot 0,0038 \right) / 100 = 11,73 \text{ кНм} \quad (7)$$

Згинальний момент, що може сприйняти переріз:

$$M_{Ed} = M_c + M_t = 10,4 + 11,73 = 22,13 \text{ кНм} \quad (8)$$

Приклад розрахунку армованих балок

Балки БКА-12. Для розрахунку балок БКА-12 з комбінованим армуванням прийнято наступні вихідні дані:

Характеристики деревини: $E = 1550 \text{ кН / см}^2$; $u_{c,fn,d} = 0,0035$; $u_{c,fn,t} = 0,0038$; $f_{c,o,d} = 46 \text{ МПа}$; $k_1 = 2628 \text{ МПа}$; $k_c = 375510 \text{ МПа}$; $b = 10 \text{ см}$; $h = 15 \text{ см}$.

Характеристики арматури в стиснутій зоні: $2\emptyset 12 \text{ A500C}$ $A_s = 2,26 \text{ см}^2$ - площа перерізу двох стержнів арматури; $E_{c,z} = 210000 \text{ МПа} = 2,1 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$ - модуль пружності арматури; $u_{c,z} = 0,0022$ - деформації стиснутої арматури в момент руйнування балки.

Характеристики арматури в розтягнутій зоні: $b_b = 2,5 \text{ см}$ - ширина стрічки; $t_b = 0,12 \text{ см}$ - товщина стрічки; $E_{t,z} = 165000 \text{ МПа} = 1,65 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$ - модуль пружності стрічки; $u_{t,z} = 0,0036$ - деформації розтягнутої арматури в момент руйнування балки.

Для початку аналогічним чином встановлюємо початкове значення відносних деформацій, які можуть виникати в крайньому волокні розтягнутої зони $u_{t,d,2}$ та задаємося положенням нейтральної лінії $y_{c,2}$, $y_{t,2}$. Після пошуку рівноваги перерізу отримуємо значення відносних деформацій $u_{c,d,2}$, які виникають в стиснутій зоні і відповідають рівновазі.

У даному випадку:

$$u_{c,d,2} = \frac{u_{t,d,2} \cdot y_{c,2}}{y_{t,2}} = \frac{0,0038 \cdot 6,45}{8,55} = 0,00289 \quad (9)$$

Зусилля, які сприймає поперечний переріз в стиснутій зоні N_c отримуємо як суму зусиль, що виникають у стиснутій деревині $N_{c,d}$ та арматурі $N_{c,z}$:

$$N_c = N_{c,d} + N_{c,z} = b y_{c,2} \left(\frac{k_1 u_{c,d,2}}{2} + \frac{k_c u_{c,d,2}^2}{3} \right) + A_{c,z} E_{c,z} u_{c,z,0} = 10 \cdot 6,45 \times \left(\frac{2628 \cdot 0,00289}{2} + \frac{-375510 \cdot 0,00289^2}{3} \right) + 2,26 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 0,0022 = 176,6 + 95,2 = 271,8 \text{ кН} \quad (10)$$

Зусилля, що сприйме розтягнута зона поперечного перерізу N_t обчислюємо як суму зусиль, що виникають у розтягнутій деревині $N_{t,d}$ та стрічці $N_{t,z}$:

$$N_t = N_{t,d} + N_{t,z} = \frac{1}{2} b y_{t,2} E u_{t,d,2} + A_{t,z} E_{t,z} u_{t,z,0} = 0,5 \cdot 10 \cdot 8,55 \cdot 1550 \cdot 0,0038 +$$

$$+ 2,5 \cdot 0,12 \cdot 16,5 \cdot 10^4 \cdot 0,0036 = 251,8 + 17,8 = 269,7 \text{ кН} \quad (11)$$

Так, як $N_c = 271,8 \text{ кН} \approx N_t = 269,7 \text{ кН}$, то можна вважати, що переріз знаходиться в рівновазі, тому визначимо згинальний момент, що сприймає поперечний переріз в стиснутій M_c та розтягнутій зоні M_t :

$$M_c = b y_{c,2}^2 \left(\frac{k_1 u_{c,d,2}}{3} + \frac{k_c u_{c,d,2}^2}{4} \right) + A_{c,z} E_{c,z} u_{c,z,0} y_{c,z} = 10 \cdot 6,45^2 \times$$

$$\times \left(\frac{2628 \cdot 0,00289}{3} + \frac{-375510 \cdot 0,00289^2}{4} \right) / 100 + (2,26 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 0,0022 \cdot 5,1) / 100 =$$

$$= 7,24 + 4,6 = 11,84 \text{ кНм}, \quad (12)$$

де $y_{c,z} = 5,1 \text{ см}$ – відстань по висоті перерізу від нейтральної лінії до центра сталеві арматури, тобто до лінії дії зусилля $N_{c,z}$.

$$M_t = \frac{1}{3} b y_{t,2}^2 E u_{t,d,0} + A_{t,z} E_{t,z} u_{t,z,0} y_{t,z} = \left(\frac{1}{3} \cdot 10 \cdot 8,55^2 \cdot 1550 \cdot 0,0038 \right) / 100 +$$

$$+ (2,5 \cdot 0,12 \cdot 16,5 \cdot 10^4 \cdot 0,0036 \cdot 8,61) / 100 = 14,35 + 1,53 = 15,88 \text{ кНм}, \quad (13)$$

де $y_{t,z} = 8,28 \text{ см}$ – відстань по висоті перерізу від нейтральної лінії до центра композитної стрічки, тобто до лінії дії зусилля $N_{t,z}$.

Сумарний згинальний момент, що може сприйняти армований переріз:

$$M_{Ed} = M_c + M_t = 11,84 + 15,88 = 27,72 \text{ кНм}. \quad (14)$$

Балки БКА-16. Розрахунок балок БКА-16 з комбінованим армуванням прийнято наступні вихідні дані:

Характеристики деревини: $E_{0,05} = 1550 \text{ кН/см}^2$; $u_{c,fn,d} = 0,0035$; $u_{c,fn,t} = 0,0050$; $f_{c,o,d} = 46 \text{ МПа}$; $k_1 = 2628 \text{ МПа}$; $k_c = 375510 \text{ МПа}$; $b = 10 \text{ см}$; $h = 15 \text{ см}$.

Характеристики арматури в стиснутій зоні: $2\text{Ø}16\text{A}500\text{C}$ $A_s = 4,02 \text{ см}^2$; $E_{c,z} = 2,1 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$; $u_{c,z,0} = 0,0025$.

Характеристики арматури в розтягнутій зоні:

$$b_b = 2,5 \text{ см}; t_b = 0,12 \text{ см}; E_{t,z} = 1,65 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2; u_{t,z,0} = 0,0055.$$

Встановлюємо початкове значення відносних деформацій, які можуть виникати в крайньому волокні розтягнутої зони $u_{t,d,3}$ та задаємося положенням нейтральної лінії $y_{c,3}$, $y_{t,3}$. Після пошуку рівноваги перерізу отримуємо значення відносних деформацій $u_{c,d,3}$, які виникають в стиснутій зоні і відповідають рівновазі.

У даному випадку:

$$u_{c,d,3} = \frac{u_{t,d,3} \cdot y_{c,3}}{y_{t,3}} = \frac{0,0050 \cdot 6,06}{8,94} = 0,0034 \quad (15)$$

Зусилля, які сприймає стиснута зона поперечного перерізу N_c :

$$N_c = N_{c,d} + N_{c,z} = b y_{c,3} \left(\frac{k_1 u_{c,d,3}}{2} + \frac{k_c u_{c,d,3}^2}{3} \right) + A_{c,z} E_{c,z} u_{c,z,0} = 10 \cdot 6,06 \times$$

$$\times \left(\frac{2628 \cdot 0,0034}{2} + \frac{-375510 \cdot 0,0034^2}{3} \right) + 4,02 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 0,0025 =$$

$$= 182,7 + 191,7 = 374,4 \text{ кН} \quad (16)$$

Зусилля в розтягнутій зоні N_t :

$$N_t = N_{t,d} + N_{t,z} = \frac{1}{2} b y_{t,3} E u_{t,d,3} + A_{t,z} E_{t,z} u_{t,z,0} = 0,5 \cdot 10 \cdot 8,94 \cdot 1550 \cdot 0,0050 +$$

$$+ 2,5 \cdot 0,12 \cdot 16,5 \cdot 10^4 \cdot 0,0055 = 346,25 + 27,23 = 373,5 \text{ кН} \quad (17)$$

Так як $N_c = 374,4 \text{ кН} \approx N_t = 373,5 \text{ кН}$, то можна визначити згинальний момент, що сприймає поперечний переріз в стиснутій M_t та розтягнутій зоні M_t :

$$M_c = by_{c,3}^2 \left(\frac{k_1 u_{c,d,3}}{3} + \frac{k_c u_{c,d,3}^2}{4} \right) + A_{c,z} E_{c,z} u_{c,z,0} y_{c,z} = 10 \cdot 6,06^2 \times$$

$$\times \left(\frac{2628 \cdot 0,0034}{3} + \frac{-375510 \cdot 0,0034^2}{4} \right) / 100 + (4,02 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 0,0025 \cdot 4,1) / 100 =$$

$$= 6,94 + 6,97 = 13,91 \text{ кНм},$$

де $y_{c,z} = 4,1 \text{ см}$.

$$M_t = \frac{1}{3} by_{t,3}^2 E u_{t,d,0} + A_{t,z} E_{t,z} u_{t,z,0} y_{t,z} = \left(\frac{1}{3} \cdot 10 \cdot 8,94^2 \cdot 1550 \cdot 0,0050 \right) / 100 +$$

$$+ (2,5 \cdot 0,12 \cdot 16,5 \cdot 10^4 \cdot 0,0055 \cdot 9,0) / 100 = 20,65 + 2,43 = 23,08 \text{ кНм},$$

де $y_{t,z} = 9,0 \text{ см}$.

Загальний згинальний момент, що може сприйняти переріз:

$$M_{Ed} = M_c + M_t = 13,91 + 23,08 = 36,99 \text{ кНм}. \quad (20)$$

Значення несучої здатності, отримані шляхом експериментальних випробувань при дії одноразових статичних навантажень та теоретичним методом з використанням деформаційної моделі розрахунку, наведено для всіх зазначених балок із клеєної деревини у таблиці 2. Необхідно зауважити, що руйнування експериментальних зразків марок БК та БКА-12 пройшло по нормальному перерізу, а зразків марки БКА-16 по дотичним перерізам за рахунок сколювання.

Як видно з табл. 2 розрахунки за деформаційною моделлю неармованих марки БК та комбіновано армованих згинальних елементів марки БКА-12 необхідно проводити з використанням початкового модуля пружності зразків цільної деревини з того ж матеріалу, що виготовлена дощатоклеєна балка. Так як балки з комбінованим армуванням БКА-16 зруйнувалися на опорі за дотичних напружень від сколювання, то можна говорити, що вони не вичерпали свої можливості несучої здатності по нормальному перерізу, а результати експериментальних досліджень порівнювати некоректно.

Таблиця 2 - Порівняльна таблиця несучої здатності балок з клеєної деревини M_{max} (кН/м) з різним модулем пружності E (МПа)

Познач.	Армування	Експер. несуча здатність	Несуча здатність $E=18000$	Несуча здатність $E=15500$	Несуча здатність $E=15000$	Несуча здатність $E=14500$
БК-А	-	23,85	24,03	22,15	21,53	21,06
БК-Б	-	22,05				
БКА-12А	2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512	26,55	30,59	27,72	27,38	26,48
БКА-12Б	2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512	29,25				
БКА-16А	2Ø16 A500C + Sika CarboDur S-512	31,95	41,17	36,99	36,19	35,45
БКА-16Б	2Ø16 A500C + Sika CarboDur S-512	33,75				

Висновки. На основі проведених експериментально-теоретичних досліджень зроблено наступні висновки:

1. Розрахунки за деформаційною моделлю неармованих та комбіновано армованих згинальних елементів необхідно проводити з використанням початкового модуля пружності, що визначається за зразками з цільної деревини. Тоді теоретичні значення розрахунку несучої здатності не перевищують експериментальні значення та близькі за значенням.

2. Балки з комбінованим армуванням БКА-16 зруйнувалися від сколювання на опори за дотичних напружень і не вичерпали своєї несучої здатності по нормальному перерізу.

3. Назріла необхідність розробки підсилення комбіновано армованих балок з деревини по похилим перерізам.

Література

1. ДБН В.2.6-161:2017. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. Київ: ДП Укрархбудінформ, 2017. 111 с.
2. Eurocode 5. Design of timber structures. Part 1.1. General rules and rules for buildings. 1995. 124 с.
3. Гомон, С. С. (2016). *Конструкції з дерева та пластмас: Навчальний посібник*. Рівне: НУВГП. 219 с.
4. Babich, E. M., & Gomon, S. S. (2019). Розрахунок згинальних елементів з деревини після дії малоциклових повторних навантажень за критерієм деформаційного руйнування. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, (37), 106–117. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i37.335>
5. Гомон, С. С. (2019). *Напружено-деформований стан і розрахунок за деформаційною методикою елементів з деревини при одноразових та повторних навантаженнях: Монографія*. Рівне: Волинські обереги. 288 с.
6. Гомон, С. С., Бабич, Є. М., & Павлюк, А. П. (2019). Розрахунок несучої здатності дерев'яних балок за поперечного згину з використанням деформаційної моделі: Рекомендації. Рівне: НУВГП. 28 с.
7. Гомон, С. С., Поліщук, М. В., Гомон, Св., Св., Гомон, П. С., & Пугач, Ю. В. (2024). Розрахунок нормального перерізу пасивно комбіновано армованих балок з деревини з врахуванням критерію деформаційного руйнування. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, (45), 147–157. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i45.16>
8. Бабич, Є. М., & Гомон, П. С. (2023). Рекомендації щодо проектування згинальних елементів з цільної та клеєної деревини з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, (44), 133–139. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i44.15>
9. Михаловський, Д. В., & Гомон, П. С. (2024). Дослідження роботи попередньо-напружених дерев'яних балок з клеєної деревини. *Містобудування та територіальне планування*, (87), 246–254.
10. Гомон, С. С., & Поліщук, М. В. (2018). Експериментально-статистичні дослідження залежностей «січний модуль-рівень напружень» для цільної та клеєної деревини. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, (35), 60–67. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i35.231>
11. Гомон, С. С., & Поліщук, М. В. (2018). Експериментально-статистичні дослідження січного модуля пружності деревини в залежності від тривалості насичення водою. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, (36), 96–101. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i36.254>
12. Гомон, С. С., Гомон, С. С., Гомон, П. С., & Верешко, О. В. (2020). До визначення січного модуля деформацій клеєної деревини модифікованої «СИЛОРОМ». *Містобудування та територіальне планування*, (74), 92–101.

13. Гомон, С. С., Гомон, С. С., Савицький, В. В., & Черномаз, В. Ю. (2021). Методика визначення початкового модуля пружності та модуля деформацій деревини різного віку. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, (40), 121–128. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i40.15>
14. Gomon, S., Homon, S., Gomon, P., Dovbenko, T., Savitsiy, V., Matviiuk, O., Kulakovskiy, L., Bronytskyi, V., Bosak, A., & Chornomaz, N. (2022). Experimental and statistical studies of the initial modulus of elasticity and the module of deformations of continuous wood at different ages and moisture. *AD ALTA: Journal of Interdisciplinary Research*, (Special Issue), 321–326.
15. Pavluk, A., Gomon, S., Khoruzhyi, M., Homon, S., Dejneka, O., Smal, M., & Dziubynska, O. (2024). Peculiarities of calculation of wooden beams for oblique bending using the deformation model. *Procedia Structural Integrity*, 59, 566–574. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2024.04.080>
16. Гомон, С. С., Павлюк, А. П., & Луцько, С. І. (2022). Дослідження модуля пружності балок з клеєної деревини в умовах косого згину. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, (41), 173–178. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i41.19>
17. Gomon, S. S., Gomon, S., Karavan, V., Gomon, P., & Sobczak-Piastka, J. (2019). Investigation of solid and glued wood on the effect of variables of low-cycle repeated loads. *AIP Conference Proceedings*, 2077, <https://doi.org/10.1063/1.5091881>
18. Sobczak-Piastka, J., Pavluk, A., Gomon, S. S., Gomon, P., Homon, S., & Lynnyk, I. (2023). Changing the position of the neutral line of beams made of glued wood in conditions of oblique bending. *AIP Conference Proceedings*, 2928 <https://doi.org/10.1063/5.0170371>

References

- [1]. DBN V.2.6-161:2017. Konstruktsii budynkiv i sporud. Derev'yani konstruktsii. Osnovni polozhennia. (2017). Kyiv: DP Ukrarkhbudininform.
- [2]. Eurocode 5. Design of timber structures. Part 1.1. General rules and rules for buildings. 1995. 124 p.
- [3]. Gomon, S. S. (2016). Konstruktsiyi z dereva ta plastmas. Navchal'nyy posibnyk. Rivne: NUWEE. 219 p.
- [4]. Babich, E. M., & Gomon, S. S. (2020). Calculation of bending elements of wood after the action of low-cycle repeated loads on the criterion of deformation destruction. *Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy*, 37, 106–117. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i37.335>
- [5]. Gomon, S. S. (2019). Napruzhenno-deformovanyy stan i rozrakhunok za deformatsiynoyu metodykoyu elementiv z derevyny pry odnorazovykh ta povtornykh navantazhennyakh. Monohrafiya.- Rivne: Volyns'ki oberehy. 288 p.
- [6]. Gomon, S. S., Babych, Ye. M., & Pavlyuk, A. P. (2019). Rozrakhunok nesuchoyi zdatsnosti derev'yanykh balok za poperechnoho z'hynu z vykorystannyam deformatsiynoyi modeli. Rekomendatsiyi. Rivne: NUWEE. 28 p.
- [7]. Gomon, S. S., Polishchuk, M. V., Homon, Sv. Sv., Gomon, P. S., & Puhach, Yu. V. (2024). Rozrakhunok normal'noho pererizu pasyвно kombinovano armovanykh balok z derevyny z vrakhuvannyam kryteriyu deformatsiynoho ruynuvannya. *Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy*, (45), 147–157. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i45.16>
- [8]. Babych, Ye. M., & Gomon, P. S. (2024). Rekomendatsiyi shchodo proektuvannya zhynal'nykh elementiv z tsil'noyi ta kleyenoyi derevyny z pasyvnym ta poperedn'o napruzhenym kombinovanyam armuvannyam. *Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy*, 44, 133–139. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i44.15>
- [9]. Mykhalovs'kyi, D. V., & Gomon, P. S. (2024). Doslidzhennya roboty poperedn'o-napruzhenykh derev'yanykh balok z kleyenoyi derevyny. *Mistobuduvannya ta terytorial'ne planuvannya*, (87), 246–254.
- [10]. Gomon, S. S., & Polishchuk, M. V. (2018). Eksperymental'no-statystychni doslidzhennya zalezhnostey «sichnyy modul'-riven' napruzhen'» dlya tsil'noyi ta kleyenoyi derevyny.

- Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy*, (35), 60–67. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i35.231>
- [11]. Gomon, S. S., & Polishchuk, M. V. (2018). Eksperymental'no-statystychni doslidzhennya modulya pruzhnosti derevyny v zalezhnosti vid tryvalosti nasychennya vodoyu. *Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivnytstva ta sporudy*, (36), 96–101. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i36.254>
- [12]. Homon, S. S., Gomon, S. S., Gomon, P. S., & Vereshko, O. V. (2020). Do vyznachennya sichnoho modulya deformatsiy kleyenoyi derevyny modyfikovanoyi «SYLOROM». *Mistobuduvannya ta terytorial'ne planuvannya*. (74), 92–101.
- [13]. Gomon, Sv. St., Homon, Sv. Sv., Savyts'kyy, V. V., & Chornomaz, N. Yu. (2022). Metodyka vyznachennya pochatkovoho modulya pruzhnosti ta modulya deformatsiy derevyny riznoho viku. *Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy*, 40, 121–128. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i40.15>
- [14]. Gomon, S., Homon, S., Gomon, P., Dovbenko, T., Savitsiy, V., Matviiuk, O., Kulakovskiy, L., Bronytskyi, V., Bosak, A., & Chornomaz, N. (2022). Experimental and statistical studies of the initial modulus of elasticity and the module of deformations of continuous wood at different ages and moisture. *AD ALTA: Journal of Interdisciplinary Research*, (Special Issue), 321–326.
- [15]. Pavluk, A., Gomon, S., Khoruzhyi, M., Homon, S., Dejneka, O., Smal, M., & Dziubynska, O. (2024). Peculiarities of calculation of wooden beams for oblique bending using the deformation model. *Procedia Structural Integrity*, 59, 566–574. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2024.04.080>
- [16]. Pavlyuk, A. P., Gomon, S. S., & Luts'ko, S. I. (2022). Doslidzhennya modulya pruzhnosti balok z kleyenoyi derevyny v umovakh kosoho zhyngu. *Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy*, 41, 173–178. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i41.19>
- [17]. Gomon, S. S., Gomon, S., Karavan, V., Gomon, P., & Sobczak-Piąstka, J. (2019). Investigation of solid and glued wood on the effect of variables of low-cycle repeated loads. *AIP Conference Proceedings*, 2077, 020020. <https://doi.org/10.1063/1.5091881>
- [18]. Sobczak-Piąstka, J., Pavluk, A., Gomon, S. S., Gomon, P., Homon, S., & Lynnyk, I. (2023). Changing the position of the neutral line of beams made of glued wood in conditions of oblique bending. *Proceedings of the 15th international conference on x-ray microscopy – XRM2022*, 2990, 080007. <https://doi.org/10.1063/5.0170371>

GENERALIZED MODEL OF THE ACTUAL WORK OF DECIDUOUS AND CONIFEROUS WOOD UNDER AXIAL COMPRESSION ALONG THE FIBERS

Gomon Svyatoslav, Dr.Sc. in Engineering, Professor,
s.s.homon@nuwm.edu.ua; ORCID: 0000-0003-2080-5650

Homon Sviatoslav, Dr.Sc. in Engineering, Professor,
homonsviatslav@ukr.net; ORCID: 0000-0001-9818-1804

Riabcheniuk Nazarii, Post-graduate student,
n.v.ryabchenyuk@nuwm.edu.ua; ORCID: 0009-0004-1988-8801

Lukjyanenko Oleksandr, Post-graduate student,
o.a.lukjyanenko@nuwm.edu.ua; ORCID: 0009-0004-6383-2733

Polishchuk Mykola, PhD in Engineering,
m.v.polishchuk@nuwm.edu.ua; ORCID: 0000-0003-1981-8008
National University of Water and Environmental Engineering, Rivne

Abstract: Modern methods for determining the initial modulus of elasticity of solid wood are analyzed. The article presents the results of experimental and theoretical research on the selection of values of the initial modulus of elasticity of solid wood for determining the theoretical bearing capacity of bending unreinforced and reinforced elements made of glued laminated timber. The

purpose of the work is to determine the features of determining the modulus of elasticity of wood and the reliability of determining the theoretical bearing capacity of bending elements made of wood using the deformation method. It is established that the closest results are the results of calculating the theoretical bearing capacity of bending elements made of glued laminated timber to the experimental ones using a deformation model, which uses the initial modulus of elasticity established on the basis of solid wood from which the structure is made. The deformation model for calculating bending elements made of glued laminated timber involves the use of determined normal stresses based on deformations that have arisen in the normal cross-section of the bending element under external loading. The stresses in the calculated normal cross-section are described by different functions in three different sections of the cross-section height. The first section is the tension section, starting from the bottom of the element to the neutral line and described by a linear function; the second section is the compression section, from the neutral line to the maximum value of the compressive stresses is described by a nonlinear function; the third section is also a compression section, from the end of second section to the top of the bending element is described by a nonlinear function taking into account the appearance of a fold.

Keywords: wood, bending element, deformation model, modulus of elasticity, bearing capacity.

УДК 624.014.2:624.072.2:624.046.4:624.059.32:678.5/8-419 doi:10.31650/2707-3068-2025-29-103-111

ПІДВИЩЕННЯ СТІЙКОСТІ ЦЕНТРАЛЬНЕ СТИСНУТИХ МЕТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗОВНІШНІМ ВУГЛЕЦЕВОВОЛОКОННИМ АРМУВАННЯМ

Дзюба С.В., к.т.н., доцент

pdo@odaba.edu.ua, ORCID: 0000-0002-2413-9651

Згонніков К.С., здобувач ступеня доктор філософії

zgonnikov@odaba.edu.ua, ORCID: 0009-0000-6898-2168

Дзюба В.С., магістр будівництва та цивільної інженерії

tinvertin@gmail.com, ORCID: 0009-0007-4892-544X

Одеська державна академія будівництва та архітектури, Одеса

Анотація. В даній роботі визначено сфери раціонального використання та рівень доцільного підвищення навантажень при застосуванні зовнішнього вуглецевого фібропластикового армування для підвищення стійкості центральне стиснутих металевих елементів.

Представлений аналіз можливих ефективних рішень зовнішнього фібропластикового армування стиснутих металевих стержнів та сформульовані принципи прикладного визначення загальних параметрів їх стійкості.

При симетричному зовнішньому армуванні металевих стиснутих стержнів фібропластиками знижується їх загальна гнучкість, що забезпечується роботою зовнішнього посилення в зоні перерізу, що отримує розтягування у процесі втрати стійкості. Відповідно, представлені принципи практичного визначення загальної стійкості розглянутих конструкцій з урахуванням специфічних особливостей спільної роботи сталі та фібропластиків: значної різномодульності матеріалів, додаткових температурних напружень, що довантажують металеві елементи, практичної здатності фібропластиків ефективно сприймати тільки розтягуючи зусилля, що змінює робоче положення центру тяжкості перерізу при втраті стійкості, а також нездатністю фібропластикових систем, що передбачають адгезійне кріплення, повною мірою вступати в роботу у складі єдиної конструкції.

Існує необхідність у відповідній розробці прикладних методів визначення загальної стійкості вказаних елементів, заснованих на наявній нормативній базі розрахунку металевих конструкцій та обґрунтованих необхідними експериментальними дослідженнями.

Ключові слова: металеві конструкції, стиснуті елементи, стійкість стиснутих елементів, посилення стиснутих елементів, зовнішнє фібропластикове армування.

Вступ. При вирішенні ряду специфічних завдань, що визначають необхідність посилення стиснутих елементів металевих конструкцій, які знаходяться в експлуатації тривалий час, застосування традиційних методів підвищення несучої здатності, що передбачають зміну конструктивної форми, а також введення зварних або болтових з'єднань, не завжди є допустимим. У цих випадках підвищення несучої здатності, обмеженої стійкістю розглянутих елементів, стає можливим при використанні зовнішнього фібропластикового армування. При цьому необхідні методики практичного визначення параметрів стійкості металевих стиснутих стержнів, що враховують особливості спільної роботи сталі і фібропластиків, відсутні. Дана робота розглядає можливі ефективні рішення застосування фібропластиків для підвищення стійкості вказаних елементів та визначає загальні принципи дефініції відповідних параметрів.

Постановка проблеми. Процеси тривалої експлуатації будівельних конструкцій визначають широку необхідність відновлення або посилення існуючих перерізів їх несучих елементів. Стосовно металевих конструкцій ця необхідність обумовлюється можливими

змiнами 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.

Мета роботи – аналіз можливих ефективних рішень зовнішнього фібропластикового армування стиснутих металевих стержнів та практичне визначення загальних параметрів їх стійкості.

Аналіз ефективних методів вирішення проблеми. 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) [1-4].

Ефективне використання даних методів посилення щодо залізобетонних конструкцій мало місце з середини 80-х років минулого століття, а для металевих – з початку поточного століття. До переваг посилення фібрармованими композитами [1, 5-9] зазвичай відносять значне спрощення технології виробництва монтажних робіт, мала вага подібних систем посилення, високі міцнісні та пружні властивості армуючих матеріалів, стійкість до корозії і т.д. При цьому найбільш важливою з погляду відновлення конструкцій, особливо тих, що вимагають збереження автентичного зовнішнього вигляду, є можливість відновлення працездатності елементів без помітної зміни габаритних розмірів їх перерізів, що найбільш ефективно досягається при використанні тканинних матеріалів зовнішнього армування [1-4]. Що немало важливо, посилення конструкцій з використанням подібних методів у ряді випадків стає можливим без попереднього їх розвантаження.

Фібропластикові матеріали, виготовлені на основі армуючих волокон і полімерних з'єднувальних матриць, відрізняються гетерогенно-анізотропною природою і виявляють переважно 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 низку переваг при підсиленні конструкцій під навантаженням [1, 2, 10, 11]. Тим не менш, певні переваги і недоліки мають всі види армуючих волокон, що широко використовуються в будівництві, і для відновлення перерізів елементів, які характеризуються незначними втратами робочого матеріалу, можуть успішно використовуватися більш дешеві скловолоконні та арамідоволоконні пластики [1, 4, 12, 13].

В якості матриць, що забезпечують взаємну роботу основного матеріалу конструкції та армуючих волокон, можуть використовуватись різні термопласти та термореактивні смоли (епоксидні, поліефірні, вінілофірні тощо). Однак в якості найбільш ефективних і комерційно доступних зразків, застосованих для використання у складі металевих конструкцій в теперішній час, релевантні епоксидомісткі системи [1-3].

Слід зазначити, що процес армування металевих конструкцій вуглецевими елементами пов'язаний з серйозною проблемою прояву гальванічної корозії, що виникає при прямому контакті відповідних матеріалів. Як рішення зазначеної проблеми до складу адгезійного шва, що кріпить фібропластиковий елемент на поверхні конструкції, може вводитися так званий «нульовий» шар матеріалу, що складається зі скловолоконної тканини з товщиною моношару близько 0,05 мм, який виключає гальванічний контакт конструкційних матеріалів та практично не впливає на працездатність з'єднань [1, 2].

Конструктивні рішення, що використовуються при здійсненні аналізованих посилень, можуть передбачати застосування систем зовнішнього армування у складі елементів заводської готовності, виготовлених методами пултрузії або ламінації і приклеюваних до поверхонь конструкцій, а також, так званих, «мокрих» систем у складі елементів, що виготовляються за місцем посилення на поверхнях конструкцій шляхом укладання армуючих «сухих» волокон, стрічок або тканин з подальшим їх наповнення матричними сумішами [1-4]. Другий метод має більшу актуальність у поєднанні з конструкціями, що мають складну форму поперечних перерізів.

Природа фібропластикових матеріалів, що складаються з гнучких волокон та з'єднувальних матриць, визначає їх ефективну роботу при дії розтягуючих зусиль і практичну неспроможність сприйняття стискаючих зусиль, що і обумовило попередню практику використання даного армування у складі суто розтягнутих елементів або зон будівельних конструкцій, а також як засіб компенсації верхніх шарів матеріалу у складі перерізів, що зазнали істотних руйнувань. Спроби застосування фіброармування, і зокрема углеродоволоконних пластиків, щодо металевих стислих елементів зводилися до рішень, що передбачають їх бетонування по довжині у складі углеродоволоконних труб [14]. При цьому міцність і жорсткість таких елементів збільшувалася бетонною складовою, а композитні труби виступали в ролі розтягнутих обойм, що зовні обтискали бетон.

Необхідність посилення металевих конструкцій історичних об'єктів надалі сприяла першим емпіричним спробам посилення відповідних стиснутих елементів зовнішніми аплікаціями на основі вуглецевих тканин. Отримані результати свідчили про доцільність подібних рішень, що призводили до збільшення загальної несучої здатності та зниження небезпеки крихкого руйнування матеріалу.

У більш пізній період зовнішнє фібропластикове посилення стислих елементів у складі металевих конструкцій, що здійснювалося переважно на базі вуглецевоволоконних матеріалів, стало знаходити розширене практичне застосування [15, 16] та сприяло формуванню нового напрямку досліджень відповідних конструкцій.

Визначення принципів практичної дефініції загальної стійкості. 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 стрижнів 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 відповідними 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 [2, 17, 18].

На підставі вищесказаного, видається можливим використання для прикладного визначення параметра стійкості металевих центральностиснутих стержнів, зовні армованих фібропластиковими матеріалами, умови, визначеного діючими національними нормами [19], та трансформованої з урахуванням специфічних особливостей спільної роботи сталі та фібропластиків: додаткових температурних напружень, що довантажують металеві елементи, практичної здатності фібропластів ефективно сприймати тільки розтягуючі зусилля, що змінює робоче положення центру тяжкості перерізу, а також нездатністю фібропластикових систем, що передбачають адгезійне кріплення, повною мірою вступати в роботу у складі єдиної конструкції. Важливим параметром, який впливає на ступінь підвищення стійкості розглянутих стержнів, є різномодульність застосовуваних матеріалів:

$$\frac{N + N_{\Delta T}}{\varphi \cdot A_{ef} \cdot R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (1)$$

де N – поздовжнє зусилля, прикладене по осі стержня; $N_{\Delta T}$ – поздовжнє зусилля в стержні, що виникає внаслідок різниці температурних деформацій сталі та фібропластиків; φ – коефіцієнт стійкості при центральному стиску [19]; A_{ef} – приведена площа ефективної частини перерізу стержня; $R_y \gamma_c$ – розрахунковий опір сталі за границею текучості з урахуванням коефіцієнту умов роботи.

Величина поздовжнього зусилля, що враховує неоднорідність температурного деформування складових перерізу, може бути визначена як:

$$N_{\Delta T} = E_f A_f \cdot \Delta \alpha \cdot \Delta T, \quad (2)$$

де E_f – модуль пружності матеріалу фібропластикового посилення; A_f – повна площа перерізу симетрично розташованого посилення, визначена відповідно до сумарної еквівалентної геометричної товщини шарів армуючого фібропластику; $\Delta \alpha = \alpha_f - \alpha_s$ – різниця коефіцієнтів лінійного температурного деформування фібропластика α_f та сталі α_s ; ΔT – розрахункова зміна температур експлуатації конструкції.

Величина приведенної площі ефективної частини перерізу стержня складе:

$$A_{ef} = A_s + A_f^{ef}, \quad (3)$$

де A_s – повна площа сталевий частини перерізу; A_f^{ef} – площа ефективної частини приведенного перерізу фібропластикового посилення (див. рис. 1), що бере участь у роботі на розтяг у процесі втрати стійкості стержня та визначається методом послідовного підбору з урахуванням приведенної ефективної розрахункової товщини фібропластика $t_f^{ef} = t_f \frac{E_f}{E_s}$; E_f, E_s – відповідно, модулі пружності фібропластика та сталі.

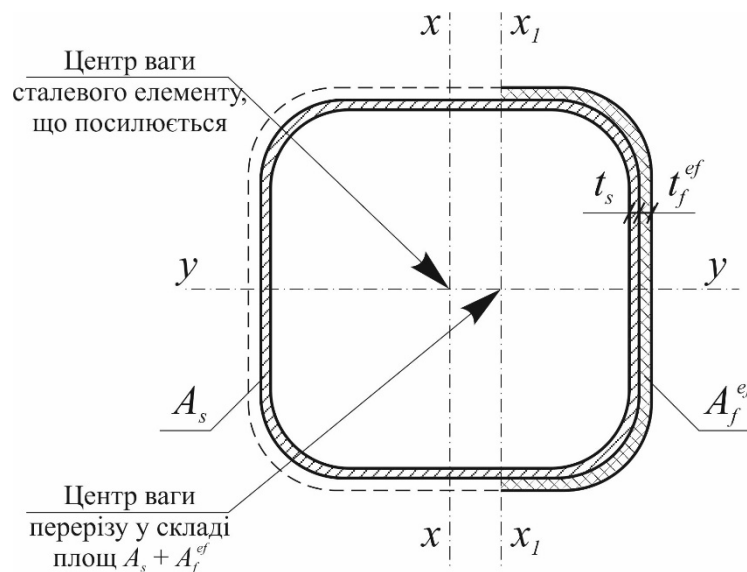


Рис. 1. Розрахункова схема перерізу у складі металевий елемент та частини фібропластиковий армування, що розтягується в процесі втрати стійкості стержня

Ефективна розрахункова товщина зовнішнього фібропластиковий армування, що враховує нерівномірність розподілу зусиль у складі багатошаровий фібропластиковий елементів, виготовлених з використанням високоміцних (нормально модульних $E_f = 240 \dots 280 \text{ ГПа}$) і високomodульних ($E_f = 390 \dots 760 \text{ ГПа}$) вуглецевоволоконний конструкційний стрічок та тканин, може бути визначена з урахуванням коефіцієнтів нерівномірності робочий деформацій k_i , що описані у [2, 17, 18] та встановлюють ступінь завантаженості окремих шарів даного матеріалу, тобто

$$t_f = \frac{t_{f1}}{n} \sum_{i=1}^n k_i, \quad (4)$$

где $n=1...5$ – кількість рівних по товщині моношарів армуючої фібри; t_{f1} – фізична товщина окремого моношару армуючої фібри; k_i – коефіцієнти нерівномірності завантаження шарів, рівні для *високоміцних (нормально модульних)* вуглецевих фібропластиків $k_1=1,0$, $k_2=0,73$, $k_3=k_4=k_5=0,17$, а для *високо модульних* вуглецевих фібропластиків $k_1=1,0$, $k_2=0,78$, $k_3=k_4=k_5=0,56$ (рис. 2).

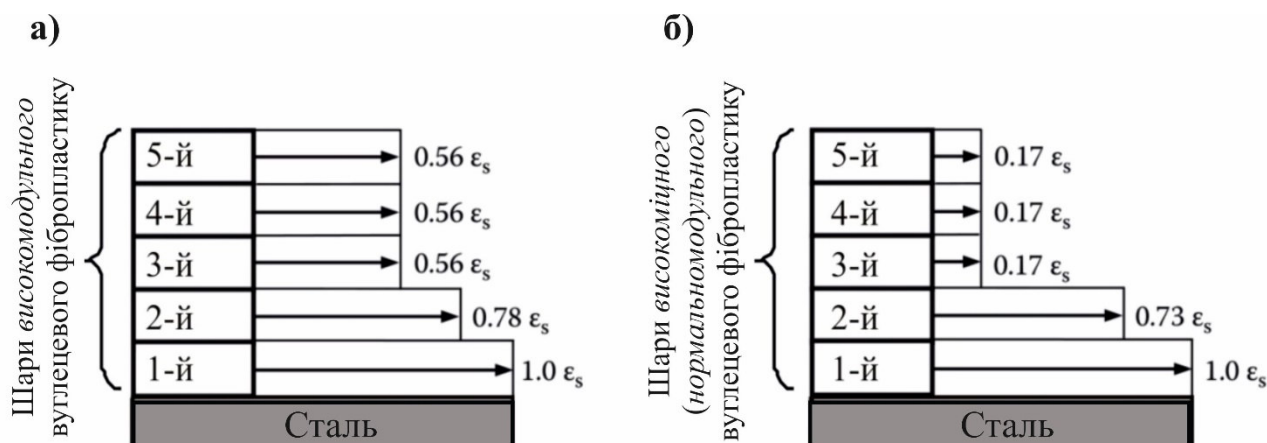


Рис. 2. Розподіл напружень у вуглецевоволоконних шарах зовнішнього фібропластикового армування сталевих елементів: а – при використанні *високо модульних* вуглецевих волокон, б – при використанні *високоміцних (нормально модульних)* вуглецевих волокон [17, 18]

Слід зазначити, що впровадження у практику проектування вищенаведених принципів визначення стійкості централізованих стержнів, посилені зовнішнім фібропластиковим армуванням, потребує відповідного експериментального обґрунтування.

Немаловажним для розрахунку аналізованих конструкцій також є те, що 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 [1-4].

Наприкінці зазначимо, що розгляд існуючої теоретичної бази посилення металоконструкцій фіброармованими пластиками ставить ряд завдань щодо підвищення загальної стійкості стиснутих стержнів. Доцільним видається розробка прикладних методів відповідного посилення та розрахунку, заснованих на наявній нормативній базі розрахунків металевих конструкцій. В теперішній час потрібна відповідна систематизація та адаптація існуючої світової практики посилення фібропластиками розглянутих елементів та формування відповідних вітчизняних норм.

Висновок. Для вирішення ряду специфічних завдань посилення стиснутих елементів металевих конструкцій, ефективним засобом, що дозволяє підвищити рівень розрахункових навантажень від експлуатаційних до граничних значень, є зовнішнє армування вуглецевоволоконними композитами. Приведено аналіз можливих рішень та сформульовані

відповідні принципи прикладного визначення загальної стійкості вказаних конструкцій. Наведене потребує експериментального обґрунтування.

Література

1. Дзюба С.В. Фибропластиковые системы в современном строительстве. – Одесса: ОГАСА, 2018. – 407 с.
2. Xiao-Ling Zhao. FRP-Strengthened Metallic Structures. – CRC Press, Taylor & Francis Group, 2014. – 247 p.
3. Cadei, J.M.C., Stratford, T.J., Hollaway, L.C., and Duckett, W.G. Strengthening Metallic Structures Using Externally Bonded Fiber-Reinforced Composites, C595. – London: CIRIA, 2004.
4. CNR-DT 202/2005 Guidelines for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. Metallic structures. Preliminary study. ROME – CNR, June, 2007. – 57 p.
5. Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites. Edited by L.C. Hollaway and J.G. Teng. – Woodhead Publishing Limited and Maney Publishing Limited on behalf of The Institute of Materials, Minerals & Mining, 2008. – 398 p.
6. Moy, S.S.J. FRP Composite: Life Extension and Strengthening of Metallic Structures: ICE Design and practice guide. – London: Thomas Telford, 2001.
7. CNR-DT 200/2004 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. Materials, RC and PC structures, masonry structures. ROME – CNR, July 13th, 2004. – 144 p.
8. Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites. Edited by L.C. Hollaway and J.G. Teng. – Woodhead Publishing Limited and Maney Publishing Limited on behalf of The Institute of Materials, Minerals & Mining, 2008. – 398 p.
9. Mortensen, A. Concise Encyclopedia of Composite Materials. – Pergamon, 2007. – 958p.
10. Дзюба С.В., Стоянов В.В. Проблемы усиления стенок металлических цилиндрических вертикальных резервуаров / Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сборник научных трудов ОГАСА. – Одесса: ОДАБА, 2015 – С. 40-65.
11. Дзюба С.В., Стоянов В.В. Усиление стенок металлических цилиндрических резервуаров направленно-ориентированными фибропластиковыми материалами // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. научных трудов ОГАСА. – Одесса: ОДАБА, 2015. – С. 66-78.
12. Дзюба С.В., Михайлов О.О. Підсилення корпусів металевих циліндричних резервуарів зовнішнім поперечним фібропластиковим армуванням з урахуванням впливу температурних деформацій / Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини / Зб. наукових праць ОДАБА, 2018. –С. 8-23.
13. Dziuba S.V., Korobko, O.O., Beshpalova, A.V. Effectiveness of strengthening cases of metallic cylindrical tanks by frp reinforcement based on fibers of different types / Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини / Зб. наукових праць ОДАБА, 2024. –С. 5-15.
14. Xiangdong Liu, Antonio Nanni, Pedro Franco Silva, Roger A. Laboube. Rehabilitation of steel bridge columns with frp composite materials / University of Missouri-Rolla, USA. – 11p.
15. Jakub Marcinowski, Zbigniew Rózycki and Volodymyr Sakharov. Numerical Simulations of Destructive Tests of Cast Iron Columns Strengthened with a CFRP Coating / Materials 2020, 13, 4608; doi:10.3390/ma13204608 – 18p.
16. Rajai Al-Rousan, Osama Nusier, Khairedin Abdalla, Mohammad Alhassan and Nikos D. Lagaros. NLFEA of Sulfate-Damaged Circular CFT Steel Columns Confined with CFRP Composites and Subjected to Axial and Cyclic Lateral Loads / Buildings 2022, 12, 296; doi10.3390/buildings12030296 – 18p.

17. Liu, H.B., Al-Mahaidi, R., and Zhao, X.L. Experimental study of fatigue crack growth behaviour in adhesively reinforced steel structures // *Composite Structures*, 90(1), 2009. –P. 12–20.
18. Liu, H.B., Xiao, Z.G., Zhao, X.L., and Al-Mahaidi, R. 2009. Prediction of fatigue life for CFRP strengthened steel plates // *Thin-Walled Structures*, 47(10), 2009. –P. 1069–1077.
19. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. – Київ: Мінрегіон України, 2014. – 205 с.

References

- [1]. Dzyuba S.V. *Fibroplastykovi systemy v suchasnomu budivnytstvi*. Odessa: ODABA, 2018. 407 s.
- [2]. Xiao-Ling Zhao. *FRP-Strengthened Metallic Structures*. – CRC Press, Taylor & Francis Group, 2014. – 247 p.
- [3]. Cadei, J.M.C., Stratford, T.J., Hollaway, L.C., and Duckett, W.G. *Strengthening Metallic Structures Using Externally Bonded Fiber-Reinforced Composites, C595*. – London: CIRIA, 2004.
- [4]. CNR-DT 202/2005 Guidelines for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. *Metallic structures. Preliminary study*. ROME – CNR, June, 2007. – 57 p.
- [5]. Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites. Edited by L.C. Hollaway and J.G. Teng. – Woodhead Publishing Limited and Maney Publishing Limited on behalf of The Institute of Materials, Minerals & Mining, 2008. – 398 p.
- [6]. Moy, S.S.J. *FRP Composite: Life Extension and Strengthening of Metallic Structures: ICE Design and practice guide*. – London: Thomas Telford, 2001.
- [7]. CNR-DT 200/2004 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. *Materials, RC and PC structures, masonry structures*. ROME – CNR, July 13th, 2004. – 144 p.
- [8]. Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites. Edited by L.C. Hollaway and J.G. Teng. – Woodhead Publishing Limited and Maney Publishing Limited on behalf of The Institute of Materials, Minerals & Mining, 2008. – 398 p.
- [9]. Mortensen, A. *Concise Encyclopedia of Composite Materials*. – Pergamon, 2007. – 958p.
- [10]. Dzyuba S.V., Stoyanov V.V. Problemy usylenyya stenok metallicheskykh tsylindricheskykh vertykal'nykh rezervuarov / *Sovremennyye stroytel'nye konstruktsyy yz metalla y dereva / Sbornyk nauchnykh trudov ODABA*. – Odessa: ODABA, 2015 – S. 40-65.
- [11]. Dzyuba S.V., Stoyanov V.V. Posylennyya stinok metalevykh tsylindrichnykh rezervuariv spryamovano-oriyentovanymy fibroplastikovymy materialamy // *Suchasni budivel'ni konstruktsiyi z metalu ta derevyny / Zb. naukovykh prats' ODABA*. - Odesa: ODABA, 2015. - S. 66-78.
- [12]. Dzyuba S.V., Mikhaylov A.A. Usileniye korpusov metallicheskiykh tsilindricheskiykh rezervuarov naruzhnym poperechnym fibroplastikovym armirovaniyem s uchetom vozdeystviya temperaturnykh deformatsiy / *Sovremennyye stroitel'nyye konstruktsii iz metalla i drevesiny / Sb. nauchnykh trudov ODABA*, 2018. –S. 8-23.
- [13]. Dziuba S.V., Korobko, O.O., Bepalova, A.V. Effectiveness of strengthening cases of metallic cylindrical tanks by frp reinforcement based on fibers of different types / *Suchasni budivel'ni konstruktsiyi z metalu ta derevyny / Zb. naukovykh prats' ODABA*, 2024. -S. 5-15.
- [14]. Xiangdong Liu, Antonio Nanni, Pedro Franco Silva, Roger A. Laboube. Rehabilitation of steel bridge columns with frp composite materials / *University of Missouri-Rolla, USA*. – 11p.

- [15]. Jakub Marcinowski, Zbigniew Rózycki and Volodymyr Sakharov. Numerical Simulations of Destructive Tests of Cast Iron Columns Strengthened with a CFRP Coating / *Materials* 2020, 13, 4608; doi:10.3390/ma13204608 – 18p.
- [16]. Rajai Al-Rousan, Osama Nusier, Khairidin Abdalla, Mohammad Alhassan and Nikos D. Lagaros. NLFEA of Sulfate-Damaged Circular CFT Steel Columns Confined with CFRP Composites and Subjected to Axial and Cyclic Lateral Loads / *Buildings* 2022, 12, 296; doi:10.3390/buildings12030296 – 18p.
- [17]. Liu, H.B., Al-Mahaidi, R., and Zhao, X.L. Experimental study of fatigue crack growth behaviour in adhesively reinforced steel structures // *Composite Structures*, 90(1), 2009. –P. 12–20.
- [18]. Liu, H.B., Xiao, Z.G., Zhao, X.L., and Al-Mahaidi, R. 2009. Prediction of fatigue life for CFRP strengthened steel plates // *Thin-Walled Structures*, 47(10), 2009. –P. 1069–1077.
- [19]. DBN V.2.6-198:2014 Stalevi konstruktsiyi. Normy proektuvannya. – Kyiv: Minrehion Ukrayiny, 2014. – 205 s.

INCREASING THE STABILITY OF CENTRALLY COMPRESSED METAL ELEMENTS BY EXTERNAL CFRP REINFORCEMENT

Dziuba S.V., Ph.D., Associate Prof.

pdo@odaba.edu.ua, ORCID: 0000-0002-2413-9651

Zhonnikov K.S., PhD candidate

zgonnikov@odaba.edu.ua, ORCID: 0009-0000-6898-2168

Dziuba V.S., Master of Civil Engineering

tinvertin@gmail.com, ORCID: 0009-0007-4892-544X

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa

Abstract. This work recognizes areas of rational use and the level of appropriate load increase for using external CFRP reinforcement to increase the stability of centrally compressed metal elements.

An analysis of possible effective solutions for external CFRP reinforcement of compressed metal struts is presented and the principles of applied determination of general parameters of their stability are formulated.

With symmetrical external reinforcement of compressed metal struts by FRP, their overall flexibility is reduced, which is ensured by the work of external reinforcement in the cross-sectional area that receives tension in the process of losing stability. Accordingly, the principles of practical determination of the overall stability of the considered structures are presented, taking into account the specific features of the combined operation of steel and FRP: significant heteromodulus of materials, additional temperature stresses that add to the load on the metal elements, the practical ability of FRP to effectively perceive only tensile forces, which changes the working position of the center of gravity of the cross-section upon loss of stability, as well as the inability of FRP systems that involve adhesive fastening, to be fully operational as part of a whole structure.

Currently, there is a need for appropriate systematization and adaptation of existing global practices for reinforcing the elements in question with fiber plastics and for developing corresponding domestic standards.

There is a need for appropriate development of applied methods for determining the overall stability of specified elements, based on the existing national regulatory framework for the calculation of metal structures and substantiated by the necessary experimental studies.

Key words: metal structures, compressed elements, stability of compressed elements, reinforcement of compressed elements, external FRP reinforcement.

УДК 624.953:624.07

doi:10.31650/2707-3068-2025-29-112-120

**ВИЗНАЧЕННЯ ЕФЕКТИВНИХ ПАРАМЕТРІВ FEM-МОДЕЛЕЙ
ЦИЛІНДРИЧНИХ РЕЗЕРВУАРІВ ПРИ НАВАНТАЖЕННІ ВІТРОВОГО ТИПУ****Сторов Є.А.**, докт. техн. наук, професор,
yehorov.yevhenii@pdaba.edu.ua, ORCID ID: 0009-0003-0242-0260**Івченко Ю.В.**, канд. техн. наук,
ivchenko.yuliia@pdaba.edu.ua, ORCID ID: 0000-0002-1318-991X**Івченко О.М.**, аспір.,
ivchenko.oleksandr@pdaba.edu.ua*ННІ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури», УДУНТ*

Анотація. У роботі розглянуто питання стійкості сталевих вертикальних циліндричних резервуарів (РВС) при дії вітрового навантаження, що є важливим фактором для забезпечення їх надійної експлуатації. Виконано серію розрахунків стійкості для циліндричних оболонок з геометричними параметрами, що відповідають вітчизняній номенклатурі РВС. Результати розрахунків дозволяють оцінити вплив характеристик розбиття моделі оболонки на точність визначення критичних навантажень. Визначено ефективні параметри скінченно-елементних моделей РВС для адекватного чисельного аналізу їх поведінки при вітровому тиску.

Ключові слова: циліндрична оболонка, вітрове навантаження, критичний тиск, FEM-модель.

Вступ. Наявність резервів нафтопродуктів є стратегічно важливою для економіки України. В умовах воєнного стану резервуарний фонд країни зазнає значних втрат: певну частину резервуарів повністю знищено, інша частина – розташована на тимчасово окупованих територіях. Це зумовлює нагальну потребу у створенні нових, економічно ефективних нафтосховищ. Одним із найпоширеніших типів ємностей для зберігання нафтопродуктів є сталеві вертикальні циліндричні резервуари. Їх розповсюдженість пояснюється, по-перше, особливостями геометричної форми розглянутих резервуарів. Циліндрична стінка таких резервуарів є однією з найефективніших несучих конструкцій, яка поєднує в собі економію матеріалів і зменшення ваги конструкцій. По-друге, сучасні технології виготовлення та монтажу резервуарів досягли високого рівня розвитку, що забезпечує їх швидке будівництво та введення в експлуатацію. Сталеві вертикальні резервуари (РВС) піддані дії багатьох навантажень і впливів, зокрема, це власна вага конструкцій і вага обладнання, вага від тиску продукту, що зберігається, надмірний тиск або вакуум у газовому просторі резервуару, атмосферні впливи (сніг, вітер). 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 від дії вітрових навантажень, особливо коли вони порожні або мають низький рівень продукту. Таким чином, питання стійкості РВС при дії навантаження вітрового типу має суттєве значення.

Аналіз останніх джерел і публікацій. Дію вітрового навантаження на резервуар можна розглядати як окремий випадок невісесиметричного або нерівномірного зовнішнього тиску на тонкостінну циліндричну оболонку. Теоретичному дослідженню напруженого стану та стійкості циліндричних оболонок при дії невісесиметричного зовнішнього тиску присвячено роботи [1, 2].

Задачу стійкості оболонок з параметрами $l/r = 0,4 \div 4$, $r/t = 200$ при дії невісесиметричних навантажень розглянуто в [1]. Отримано, що однією з особливостей,

притаманних зазначеному класу задач, є суттєва моментність вихідного напружено-деформованого стану оболонок. Критичні навантаження, визначені в рамках статичного критерію Ейлера, можуть при цьому істотно не збігатися з граничними навантаженнями. Величина відхилення залежить як від виду навантаження, так і від точності визначення вихідного стану оболонок, який визначається з лінійних, лінеаризованих або нелінійних рівнянь. Поведінка вільно обпертих циліндричних оболонок за невісесиметричного зовнішнього тиску досліджується в роботі [2]. Для оболонок з геометричними параметрами $l/r = 2; 3$; $r/t = 200, 290, 400$ виконано серію розрахунків у лінійній і нелінійній постановці. Аналіз результатів показав, що має місце резонанс докритичних форм вигину і форм, які реалізуються за навантаження, близького до граничного. Крім того, в [2] встановлено межі застосовності спрощених розрахункових моделей, які визначені залежно від параметра змінюваності зовнішнього навантаження:

$$s = \frac{m}{n}; \quad (1)$$

де m – кількість хвиль зовнішнього тиску в окружному напрямку;

n – кількість хвиль форми втрати стійкості оболонки при невісесиметричному тиску.

Отримано, що за малої неоднорідності навантаження $s < 0,5$ дані лінійного біфуркаційного розрахунку добре узгоджуються з результатами нелінійного розрахунку. За значень $s \geq 0,5$ лінійний біфуркаційний розрахунок дає суттєву похибку: при $s = 1,8$ спостерігається завищення критичного навантаження в 1,5 рази. Аналіз невісесиметричного тиску за [2] показав, що епюра тиску наближається до нормативного розподілу вітрового навантаження при значенні $m = 12$. Однак геометричні параметри оболонок, що розглядаються в [2], явно не відповідають геометричним параметрам резервуарних оболонок, отже, залишається незрозумілою можливість застосування результатів роботи для РВС при дії вітрового тиску.

З робіт, що безпосередньо стосуються дослідження проблеми стійкості сталевих резервуарів при дії вітрового навантаження, слід зазначити роботи [3–5]. У [3] досліджується стійкість наземного циліндричного резервуара з конічною покрівлею. Виконуються теоретичні розрахунки, достовірність результатів яких перевіряється шляхом зіставлення з реальною втратою стійкості резервуару, що сталася внаслідок дії ураганного вітру. Розглядаються різні варіанти розрахункової схеми резервуара. Встановлено, що в разі використання розрахункової схеми «оболонка - покрівля» критичне навантаження і форма втрати стійкості резервуара є найадекватнішими дійсним. Однак у цьому випадку багато що залежить від розподілу вітрового тиску по поверхні покрівлі.

У роботі [4] розглядається поведінка у критичному та за критичному стані тонкостінних циліндричних резервуарів, навантажених вітром, і чутливість такої поведінки до впливу малих геометричних відхилень від циліндричної форми. Дане дослідження показує, що в залежності від своїх геометричних особливостей резервуари можуть демонструвати дуже різну поведінку при вигині та чутливість до недосконалостей геометричної форми під дією вітру.

У роботі [5] розглядається числова оцінка стійкості порожніх тонкостінних сталевих резервуарів, що знаходяться під дією вітрового навантаження, яка виконується згідно з нормами проектування країн Євросоюзу EN 1993-1-6, EN 1993-4-2 [6, 7] та нормами проектування США API 650 [8]. Відзначається, що попередні дослідження виявили розбіжності щодо опору втраті стійкості порожніх резервуарів між методом розрахунку, запропонованим американським стандартом API 650, та аналітичними формулами, рекомендованими європейськими стандартами EN 1993-1-6 та EN 1993-4-2. У цьому дослідженні представлено порівняння положень вказаних норм проектування шляхом виконання всіх типів чисельних аналізів на вигин, рекомендованих у Єврокоді, тобто LBA – лінійний пружний біфуркаційний аналіз, GNA – геометрично нелінійний пружний аналіз ідеального за формою резервуара та GNIA – геометрично нелінійний пружний аналіз

резервуара з недосконалостями геометричної форми. Авторами роботи [5] зазначено, що такі розрахунки проводяться для того, щоб оцінити опір втраті стійкості двох існуючих тонкостінних сталевих резервуарів з великим діаметром і змінною товщиною стінок. Також у роботі показано чутливість критичних навантажень до граничних умов. Щодо дії нерівномірного вітрового тиску на резервуари відзначено, що рівномірний розподіл вітрового тиску є більш несприятливим у порівнянні з розподілом EN 1993-1-6, і ця обставина підтверджена експериментально. Проте при цьому реалізується інша поведінка оболонки з меншими переміщеннями і напруженнями.

У вітчизняних нормах проектування [9] при оцінці стійкості РВС нерівномірний вітровий тиск приймається у вигляді умовного вітрового навантаження, рівномірно розподіленого по колу:

$$q_{eq} = k_w \cdot w_m, \quad (2)$$

де w_m – розрахункове вітрове навантаження;

k_w – коефіцієнт перетворення нерівномірного вітрового навантаження до рівномірного тиску.

При цьому, згідно з [9], 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: $r/t = 590 \div 3800$; $l/r = 0,6 \div 2,5$. Як зазначається у [4], з точки зору механіки циліндричні резервуари розглянутого типу не є одним класом циліндричних оболонок, і, в залежності від особливостей своїх геометричних параметрів, вони можуть демонструвати дуже різну поведінку при втраті стійкості під дією вітру. Також у нормативній оцінці стійкості [9, 10] 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.

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. 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 проектування реальних резервуарів. **Постановка завдання.** Метою цієї роботи є визначення ефективних параметрів ФЕМ-моделей циліндричних резервуарів для аналізу їх реальної роботи та особливостей поведінки під дією вітрового навантаження з урахуванням фактичного характеру його розподілу.

Основний матеріал і результати. Розв'язання задач стійкості циліндричних оболонок полягає у визначенні критичних навантажень і відповідних до них форм втрати стійкості [11, 12]. Рішення рівняння стійкості циліндричної оболонки при дії зовнішнього тиску за відповідних граничних умов зводиться до рішення двовимірної задачі на власні значення. Розв'язання 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. Гарною альтернативою аналітичним методам є метод скінченних елементів (ФЕМ), 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 ЛІРА-САПР. Для скінченно-елементної 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 [11, 12]. 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 жорстке затиснення, відповідно, заборонаю лінійних і кутових переміщень. Необхідно також відзначити, що при шарнірному закріпленні оболонки, щоб уникнути її переміщення як жорсткого цілого, в одному з вузлів нижнього торця накладалося обмеження позовжнього переміщення, тобто $u=0$.

Подання оболонки у вигляді скінченно-елементної моделі виконувалося з урахуванням рекомендацій [13, 14]. 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. Значення n_0 визначалося за відомою формулою [11]:

$$n_0 = \sqrt[4]{6 \cdot \pi^2 \cdot \sqrt{1 - \mu^2} \cdot \sqrt{r/l} \sqrt{r/t}} \approx 2,7 \cdot \sqrt{r/l} \sqrt{r/t}, \quad (3)$$

де μ - коефіцієнт Пуассона.

Це забезпечувало отримання кроку сітки по колу n_y в межах $(1/20 \div 1/35)$ від діаметру циліндричної стінки. Кількість скінченних елементів у позовжньому напрямку n_x визначалася виходячи з вимоги рівності розмірів скінченних елементів [10]. 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%.

Результати розрахунків для оболонок з геометричними параметрами $r/t = 500 \div 3000$; $Z = l^2/rt \sqrt{1 - \mu^2} = 1000$ наведено у табл. 1, 2 і на рис. 1.

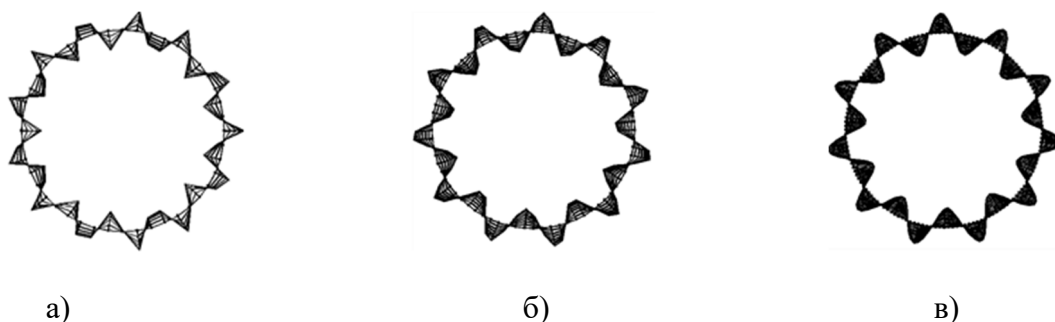


Рис. 1. Форми втрати стійкості оболонки з геометричними параметрами $r/t = 500$, $Z = 1000$ при розбитті на СЕ: а – $n_y \times n_x = 44 \times 10$; б – $n_y \times n_x = 77 \times 18$; в – $n_y \times n_x = 143 \times 33$

Також у табл. 1, 2 наведено критичні значення вітрового тиску q_{crw} , отримані у ПК ЛІРА-САПР для розглянутих оболонок.

Таблиця 1. Критичні навантаження для оболонок із $Z = 1000$ (шарнірне обпирання)

r / t	n_0	Кільк. елем. в $\frac{1}{2}$ хвилі	$n_y \times n_x$	q_{cr} , кПа	$q_{cl\#1}$, кПа	δ , %	q_{crw} , кПа
500	11	7	77×18	24,688	23,382	5,3	33,71
		10	110×25	24,531		4,9	
		11	143×33	24,531		4,9	
		16	176×42	24,531		4,9	
1500	18	4	72×10	2,734	2,598	5	3,44
		6	108×14	2,734		5	
		8	144×19	2,656		2,2	
		10	180×24	2,656		2,2	
		12	216×28	2,656		2,2	
3000	26	3	78×7	0,748	0,650	15	0,81
		5	130×12	0,684		5	
		7	182×17	0,680		4,6	
		9	234×22	0,679		4,4	
		11	286×27	0,678		4,3	

Таблиця 2. Критичні навантаження для оболонок із $Z = 1000$ (жорстке затиснення)

r / t	n_0	Кільк. елем. в $\frac{1}{2}$ хвилі	$n_y \times n_x$	q_{cr} , кПа	$q_{cl\#2}$, кПа	δ , %	q_{crw} , кПа
500	11	7	77×18	34,79	35,073	0,8	46,28
		10	110×25	34,491		1,7	
		11	143×33	34,394		2	
		16	176×42	34,394		2	
1500	18	4	72×10	4,062	3,897	4,2	4,82
		6	108×14	3,828		1,8	
		8	144×19	3,75		3,9	
		10	180×24	3,75		3,9	
3000	26	12	78×8	1,062	0,975	8,9	1,13
		3	104×10	1,0		2,6	
		5	156×15	0,938		3,9	
		7	182×17	0,938		3,9	
		9	208×21	0,938		3,9	

Результати, наведені у табл. 1, 2 показують, що при деякій кількості скінченних елементів $n_y \times n_x$ в FEM-моделі оболонки 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 $n_{ef,y}$ в одній півхвилі оболонки, наведеними у табл. 3.

Таблиця 3. Кількість скінченних елементів $n_{ef,y}$ СЕ в $\frac{1}{2}$ хвилі оболонки

n_0	$n_{ef,y}$
8÷11	13÷16
12÷14	10÷15
15÷20	7÷12
20÷31	7÷9

Отримані числові значення критичного тиску порівнювалися також з відомими теоретичними рішеннями. Для шарнірно обпертих оболонок [11]:

$$q_{cl,N\#1} = 0,92 \cdot E \cdot (r/l) \cdot (t/r)^{5/2}, \quad (4)$$

де E – модуль Юнга.

У випадку жорсткого затиснення [1, 11]:

$$q_{cl,N\#2} = 1,5 \cdot q_{cl,N\#1}, \quad (5)$$

де $q_{cl,N\#1}$, $q_{cl,N\#2}$ – критичні значення тиску, відповідно, для випадку шарнірного обпирання і жорсткого затиснення.

Порівняння значень критичного рівномірного тиску, отриманих для аналізованих оболонок, з відповідними аналітичними значеннями показало, що при шарнірному обпиранні відхилення числових критичних навантажень від аналітичних не перевищують 5% при прийнятому ефективному розбитті оболонок на скінченні елементи.

У разі жорсткого затиснення торців оболонок відхилення отриманих критичних навантажень при ефективному розбитті оболонок на СЕ від відповідних аналітичних значень знаходяться в діапазоні 5-9%, що також є достатньою точністю отриманих результатів.

Необхідно додати, що у випадку жорсткого затиснення оболонки мають кількість хвиль випинання n_0^* форми втрати стійкості оболонки більшу, ніж аналогічний параметр n_0 шарнірно обпертих оболонок, див. рис. 2. Очевидно, ця обставина пояснюється впливом жорсткого затиснення торців оболонки.

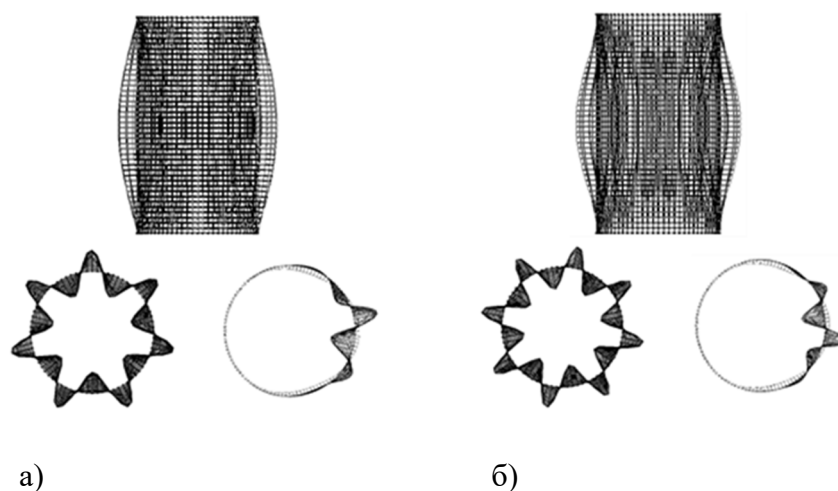


Рис. 2. Форми втрати стійкості оболонки з $r/t = 500$, $Z = 6000$ при рівномірному і вітровому тиску для варіантів граничних умов: а – шарнірне обпирання; б – жорстке затискання

Також розрахунки показали, що для всіх розглянутих оболонок критичне значення вітрового тиску перевищує критичний рівномірний тиск, і таке перевищення складає 19-40%.

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 визначення ефективних параметрів FEM-моделей РВС при дії зовнішнього тиску на практиці можна керуватися рекомендаціями табл. 3.

Отримано, що відхилення числових значень критичного рівномірного тиску для аналізованих оболонок при прийнятому ефективному розбитті оболонок на СЕ від відповідних аналітичних значень становить 5-9%, що є достатньою точністю отриманих результатів.

Для всіх розглянутих оболонок отримане числове критичне значення вітрового тиску перевищує критичний рівномірний тиск, і таке перевищення складає 19-40%. Отриманий висновок добре узгоджується з раніше виконаними дослідженнями [1, 2], проте геометричні параметри розглянутих в [1, 2] оболонок суттєво відрізняються від геометрії РВС.

Література

1. Кабанов В. В. Предельное состояние и устойчивость цилиндрической оболочки при неоднородном неосесимметричном давлении / В. В. Кабанов, Г. И. Курцевич, В. Д. Михайлов // Изв. АН СССР. Механика твердого тела. – 1978. – № 4. – с. 129–134.
2. Андреев Л. В. Устойчивость оболочек при неосесимметричной деформации / Л. В. Андреев, Н. И. Ободан, А. Г. Лебедев. – М. : Гл. ред. физ.-мат. лит., 1988. – 207 с.
3. Godoy L. A. Buckling of aboveground storage tanks with conical roof / L. A. Godoy, J. C. Mendes-Degro // Third International Conference on Thin-Walled Structures. – Elsevier Science Ltd. – 2001. – P. 661–668.
4. Godoy L. A. Imperfection sensitivity to elastic buckling of wind loaded open cylindrical tanks / L. A. Godoy, F. G. Flores // J. Structural Engineering and Mechanics. – 2002. – Vol. 13, no. 5. – P. 79–89.
5. Maraveas C. Numerical evaluation on shell buckling of empty thin-walled steel tanks under wind load according to current American and European design codes / C. Maraveas, G. A. Balokas, K. D. Tsavdaridis // J. Thin-Walled Structures. – 2015. – № 95. – P. 152–160.
6. EN 1993–1–6:2007. Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1–6: Strength and Stability of Shell Structures. – Brussels: Centr. Secr., 2006. – 94 p.
7. EN 1993–4–2:2007. Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 4–2: Tanks. – Brussels: Centr. Secr., 2007. – 114 p.
8. API Standard 650. Welded Tanks for Oil Storage – [Twelfth Edit.]. – 2013. – 511 p.
9. ВБН В.2.2–58.2–94. Резервуари вертикальні сталеві для зберігання нафти і нафтопродуктів з тиском насичених парів не вище 93,3 кПа. Відомчі будівельні норми України. – Вид. офіц. – Київ : Держкомнафтогаз, 1994. – 98 с.
10. ДБН В.2.6–163.2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – Вид. офіц. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
11. Вольмир А. С. Устойчивость деформируемых систем / А. С. Вольмир. – 2-е изд., переработ. и доп. – М. : Наука, 1967. – 984 с.
12. Григолюк Э. И., Кабанов В. В. Устойчивость оболочек / Э. И. Григолюк, В. В. Кабанов. – М. : Наука, 1978. – 359 с.
13. Городецкий А. С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций : уч. пособ. / А. С. Городецкий, В. С. Шмуклер, А. В. Бондарев. – Х.: НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.

14. Петренко В. Д. К вопросу о дискретизации конечно-элементных моделей / В. Д. Петренко, А. Л. Тюткин // Строительство, материаловедение, машиностроение. Диагностика в строительстве. – Дн-вск, 2002. – С. 123–128.

References

- [1] V. V. Kabanov, H. I. Kurtsevych, V. D. Mykhailov, “Predelnoe sostoianye y ustoichyost tsylindrycheskoi obolochky pry neodnorodnom neosesymmetrychnom davlenyy,” *Yzv. AN SSSR. Mekhanyka tverdoho tela*, no 4, pp. 129–134, 1978.
- [2] L. V. Andreev, N. Y. Obodan, A. H. Lebedev, *Ustoichyost obolochek pry neosesymmetrychnoi deformatsyy*. M. : Hl. red. fiz.-mat. lyt., 1988.
- [3] L. A. Godoy, J. C. Mendes-Degro, “Buckling of aboveground storage tanks with conical roof,” Third International Conference on Thin-Walled Structures, 2001, pp. 661–668.
- [4] L. A. Godoy, F. G. Flores, “Imperfection sensitivity to elastic buckling of wind loaded open cylindrical tanks,” *J. Structural Engineering and Mechanics*, vol. 13, no. 5, pp. 79–89, 2002.
- [5] C. Maraveas, G. A. Balokas, K. D. Tsavdaridis, “Numerical evaluation on shell buckling of empty thin-walled steel tanks under wind load according to current American and European design codes,” *J. Thin-Walled Structures*, no. 95, pp. 152–160, 2015.
- [6] EN 1993–1–6:2007. Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1–6: Strength and Stability of Shell Structures. Brussels: Centr. Secr., 2006. 94 p.
- [7] EN 1993–4–2:2007. Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 4–2: Tanks. Brussels: Centr. Secr., 2007. 114 p.
- [8] API Standard 650. Welded Tanks for Oil Storage. [Twelfth Edit.]. 2013. 511 p.
- [9] VBN V.2.2–58.2–94. Rezervuary vertykalni stalevi dla zberihannya nafty i naftoproduktiv z tyskom nasychenykh pariv ne vyshche 93,3 kPa. Kyiv: Derzhkomnaftohaz. 1994. 98 p.
- [10] DBN V.2.6–163.2014. Stalevi konstruktsii. Normy proektuvannia. Kyiv: Minrehion Ukrainy. 2014. 199 p.
- [11] A. S. Volmyr, *Ustoichyost deformyruemykh system*, M. : Nauka, 1967.
- [12] Э. Y. Hryholiuk, V. V. Kabanov, *Ustoichyost obolochek*, M. : Nauka, 1978.
- [13] A. S. Horodetskyi, V. S. Shmukler, A. V. Bondarev, *Ynformatsyonnye tekhnolohyy rascheta y proektyrovanyia stroytelnykh konstruktsiy : uch. posob.*, Kh. : NTU “KhPY”, 2003.
- [14] V. D. Petrenko, A. L. Tiutkyn, “K voprosu o dyskretyzatsyy konechno-elementnykh modelei,” *Stroytelstvo, materyalovedenye, mashynostroenye. Dyahnostyka v stroytelstve*, pp. 123–128, 2002.

DETERMINING THE EFFECTIVE PARAMETERS OF FEM MODELS OF CYLINDRICAL TANKS SUBJECTED TO WIND-TYPE LOAD

Yehorov Ye.A., Sc. D., Professor,
yehorov.yevhenii@pdaba.edu.ua, ORCID ID: 0009-0003-0242-0260

Ivchenko Yu.V., Ph. D., Associate Professor,
ivchenko.yuliia@pdaba.edu.ua, ORCID ID: 0000-0002-1318-991X

Ivchenko O.M., postgraduate stud.,
ivchenko.oleksandr@pdaba.edu.ua

ESU “Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture”, USUST

Abstract. Introduction. The paper investigates the stability of steel vertical cylindrical tanks under wind load. Cylindrical tanks as thin-walled structures are vulnerable to compressive loads. The analysis of the behaviour of tanks under wind pressure, which can cause a loss of stability, is important. **Analysis of publications.** An overview of research works on the behaviour of thin-walled

shells and tanks under external pressure is presented. It has been found that for the class of problems under consideration, critical loads do not always coincide with the limit loads. The difference in results depends on the nature of the load and the accuracy of determining the initial state of the shells. The ranges of relevance of the simplified calculation models were established. However, the geometric parameters of the studied shells do not correspond to the geometric parameters of the tanks. An analysis of the design standards methodology showed its shortcomings. This is an insufficient consideration of the geometric parameters of the tanks, the conditions of shell anchoring and the actual nature of the wind load distribution. This failure to take into account can lead to significant errors in the determination of critical loads. This can lead to a risk to the tanks safe operation. **The aim of the study** is to determine the effective parameters of FEM-models of cylindrical tanks for analysing their behaviour under wind load, taking into account the actual nature of its distribution. **Main material and results.** The calculations were carried out in the LIRA software package of the computer-aided design system. Different variants of boundary conditions were considered: free support and rigid clamping of the shell ends. The finite element mesh was gradually thickened to ensure convergence of the results. Refinement was stopped if the difference between two consecutive solutions did not exceed 5%. **Conclusions.** It is shown that the solution of the problem stabilises at some partitioning of the $ny \times nx$ shell into finite elements. For several adjacent partitions, the solution of the problem becomes constant. Such discretization was taken as the range of effective discretization of the shell into FEs. Recommendations for determining the effective parameters of FEM models of the tanks under the action of external pressure are given. It was found that the deviation of the numerical values of the critical uniform pressure for the analysed shells from the corresponding analytical values was 5-9%. This is a sufficient accuracy of the results obtained. The calculated numerical critical value of the wind pressure exceeds the critical uniform pressure for the considered shells. This excess is 19-40%.

Key words: cylindrical shell, wind load, critical pressure, FEM model.

УДК 624.953

doi:10.31650/2707-3068-2025-29-121-129

**ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ
КАРКАСНИХ ПОКРІВЕЛЬ ВЕРТИКАЛЬНИХ СТАЛЕВИХ РЕЗЕРВУАРІВ****Махінько А.В.**, д.т.н., проф.

makhinko.anton@npp.kai.edu.ua, ORCID 0000-0002-9147-7087

Рулов Д.Є., аспірант.

7012132@stud.kai.edu.ua, ORCID 0009-0005-5887-4290

Державний університет «Київський авіаційний інститут»

Анотація. У статті представлено результати чисельного моделювання та розрахунку напружено-деформованого стану для двох варіантів каркасних покрівель вертикальних циліндричних резервуарів з конічною та сферичною геометрією. Проведено порівняльний аналіз ефективності різних конструктивних рішень: з урахуванням та без урахування листового настилу у скінченно-елементних моделях. Встановлено, що спрощення розрахункових схем без моделювання настилу призводить до суттєвого завищення внутрішніх зусиль і деформацій в елементах каркасу. Визначено критичні фактори для основних несучих елементів залежно від діаметра резервуара, що в подальшому дозволяє обґрунтувати вибір типу покрівлі та раціональних конструктивних рішень для підвищення надійності та ефективності сталевих резервуарів. Отримані результати можуть бути використані для вдосконалення методики інженерного розрахунку та оптимізації конструктивних схем каркасних покрівель при проєктуванні резервуарів великого діаметра.

Ключові слова: напружено-деформований стан, вертикальний циліндричний резервуар, покрівля, скінченно-елементна модель.

Вступ. Аналітичні методи перевірки напружено-деформованого стану конструкцій вертикальних циліндричних резервуарів добре описані в багатьох дослідженнях [1-3]. В межах інженерної практики їх застосування ускладнене та вимагає значних витрат часу. Певно, що найбільш раціональним для визначення повного спектру внутрішніх зусиль та переміщень у складних просторових системах є метод скінченно-елементного аналізу [4-8]. Точність даного розрахунку, при правильному введенні граничних умов та раціонально обраній розрахунковій схемі, не підлягає сумніву. Широкий інструментарій програмних комплексів міцнісного аналізу дозволяє створювати різні розрахункові схеми для одного і того ж об'єкту, які можуть відрізнятися точністю представлення, терміном та трудомісткістю виконання. Звісно, досить часто характеристики об'єкта спрощуються при чисельному розрахунку. Таким чином в дослідженнях при знаходженні значень міцності та стійкості використовуються прості скінченно-елементні моделі. В даній статті виконано аналіз наслідків таких спрощень на прикладі простих конструкцій каркасної покрівлі вертикальних циліндричних резервуарів для зберігання нафти.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Задача проєктування сталевих резервуарів не втрачає своєї актуальності вже багато років. Відмітимо нові наукові доробки в цій області, в яких досліджуються питання конструювання [9] та чисельного розрахунку окремих конструктивних елементів даних об'єктів [10, 11], аналізу поведінки при вітрових навантаженнях [4, 12] та сейсмічних впливах [13, 14].

Постановка проблеми. У сучасній інженерній практиці проєктування вертикальних циліндричних резервуарів для зберігання нафти постає проблема точного визначення напружено-деформованого стану елементів їх покрівель. Аналітичні методи розрахунку, є складними, трудомісткими та не завжди придатними для практичного застосування. Навпаки, досить часто в зручному інструментарії чисельного розрахунку, моделі спрощуються, що призводить до недостовірних результатів: заниження або завищення напружень і деформацій у несучих елементах покриттів. З огляду на це виникає необхідність у вивченні впливу таких спрощень на точність розрахунків та обґрунтуванні їх доцільності.

Мета та завдання. Метою даного дослідження є чисельне моделювання та аналіз напружено-деформованого стану каркасних покрівель вертикальних циліндричних резервуарів з урахуванням особливостей їх конструктивного виконання та впливу настилу. У межах цієї мети передбачено розроблення скінченно-елементних моделей резервуарів з різними типами покрівель (конічними та сферичними), проведення порівняльного аналізу варіантів з урахуванням настилу та без нього, виявлення відмінностей у значеннях внутрішніх зусиль і переміщень, а також обґрунтування доцільності застосування певних типів покрівель залежно від геометричних параметрів резервуарів.

Конструктивні системи стаціонарних каркасних покриттів вертикальних циліндричних резервуарів. Стаціонарне каркасне покриття вертикальних сталевих резервуарів може мати конічну або сферичну форму.

Каркас конічної покрівлі проектується у вигляді системи радіальних балок, які спираються на центральне кільце або стійку та об'язувальне опорне кільце. Зверху вкладаються прогони та настил у вигляді щитів з листової сталі (рис. 1-а). Якщо центральна стійка не передбачена, щитова покрівля є розпірною конструкцією. Розпір викликає зусилля стиску в радіальних балках і сприймається опорним кільцем.

Основними конструктивними елементами покриття резервуара у вигляді ребристого склепіння є радіальні ребра-арки, які аналогічно попередньо описаному варіанту, спираються на зовнішнє та внутрішнє опорні кільця (рис. 1-б). Проміжні кільця та прогони спираються на радіальні ребра. Тонколистовий настил приварюється зверху несучих елементів каркасу. Відповідно норм [15] каркасні покриття конічної форми рекомендовані для резервуарів діаметром до 25 м, а сферичної – від 25 м і більше.



Рис. 1. Каркасна покрівля резервуару: а – конічна; б – сферична

Аналітичний розрахунок стаціонарних каркасних покриттів.

Навантаження та їх комбінації. Одним із найбільш навантажених конструктивних елементів резервуару є його покрівля. При розрахунку покрівель враховують дві комбінації навантажень: розрахункові навантаження, що діють на покриття зверху вниз $p_{\downarrow}$ (власна вага конструкції покриття з обладнанням g_{df} , теплоізоляція g_t , розрахункове значення снігового навантаження S_m , вакуум p_v) та знизу вгору $p_{\uparrow}$ (внутрішній надлишковий тиск у пароповітряному середовищі p_0 , вітрове відсмоктування W_m)

$$p_{\downarrow} = g_{df} \cdot \gamma_{f,st} + g_t \cdot \gamma_{f,t} + \psi(S_m + p_v \cdot \gamma_{f,v}), \quad (1)$$

$$p_{\uparrow} = \psi \cdot (p_0 \cdot \gamma_{f,p} + W_m) - g_{df} \cdot \gamma_{f,st} - g_t \cdot \gamma_{f,t}, \quad (2)$$

де $\psi = 0,9$ коефіцієнт сполучення зусиль; $\gamma_{f,st}$, $\gamma_{f,t}$, $\gamma_{f,v}$, $\gamma_{f,p}$ коефіцієнти надійності за навантаженням відповідно від власної ваги металлоконструкцій покрівлі, від ваги теплоізоляції, від тиску вакууму, від надлишкового тиску пароповітряної суміші.

В разі виконання перевірки жорсткості несучих елементів покриття використовують експлуатаційні значення

$$p_{\uparrow,e} = \psi \cdot (p_0 + W_m \cdot \gamma_{fe} / \gamma_{fm}) - g_{df} - g_t, \quad (3)$$

$$p_{\uparrow,e} = (p_0 + W_m \cdot \gamma_{fe} / \gamma_{fm}) \psi - g_{df} - g_t, \quad (4)$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням снігового та вітрового навантаження.

Розрахунок покрівлі. В даному дослідженні розглядалися варіанти покрівель без центральної стійки. Відповідно до чинних норм проєктування [15] при розрахунку покриття вертикального циліндричного резервуара необхідно враховувати сумісну роботу елементів каркасу і листового настилу. Проте при аналітичному підході виконується окремий розрахунок кожного елемента покрівлі: радіальних ребер, поперечних ребер, настилу та опорного кільця.

Для конічної покрівлі, несучі радіальні балки двох діаметрально протилежних щитів розглядаються як одна ламана балка, що спирається кінцями на стінку резервуара. Задача полягає у розв'язанні один раз статично невизначеної системи. На рис. 2 наведені розрахункова схема балки, основна система та епюри моментів від одиничних навантажень.

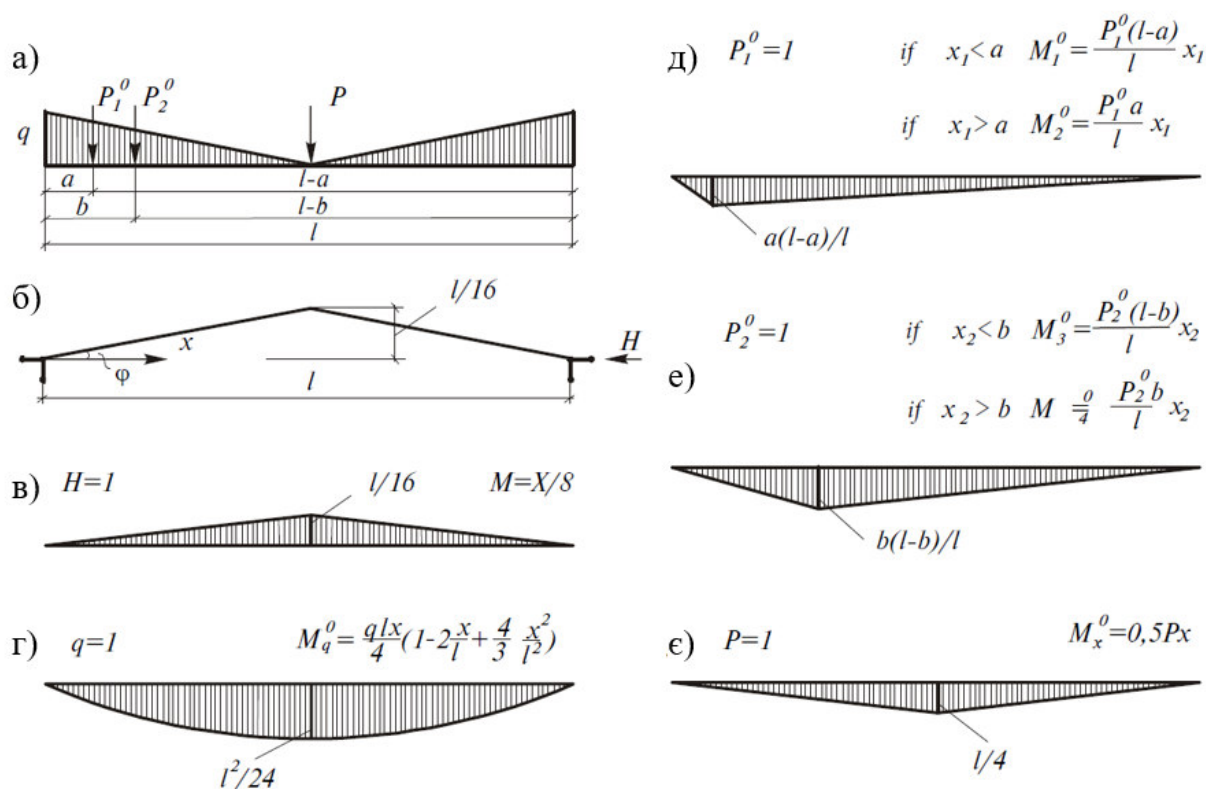


Рис. 2. Розрахункова схема ламаної балки: а, б – основна система; в-є – епюри моментів

Невідомий розпір $H = X_1$ визначається із співвідношення

$$X_1 = -\Delta_{1p} / \delta_{11}, \quad (5)$$

де δ_{11} – сума одиничних переміщень від усіх навантажень; Δ_{1p} – вантажний член від усіх навантажень.

Переміщення визначаються за відомими формулами будівельної механіки у вигляді

$$EI_x \delta_{11} = \int_0^l M_{\Sigma 1}^2(x) dx, \quad EI_x \Delta_{1p} = \int_0^l M_{\Sigma 1}(x) M_{\Sigma p}(x) dx, \quad (6)$$

де $M_{\Sigma 1}(x) = M_q^0(x) + M_{p1}^0(x) + M_{p2}^0(x) + M_p^0(x)$ – сумарний балковий момент від усіх одиничних навантажень; I_x – момент інерції перерізу балки; $M_{\Sigma 2}(x) = M_q(x) + M_{p1}(x) + M_{p2}(x) + M_p(x)$ – сумарний балковий момент від усіх зовнішніх навантажень.

У частковому випадку, коли на балку діє тільки розподілене навантаження інтенсивністю $q = p_{\downarrow} \cdot b_{\ell}$, формули для визначення невідомих переміщень δ_{11} та Δ_{1p} набувають вигляду

$$EI_x \delta_{11} = 1/4 \int_0^{\ell/2} x dx = \frac{\ell^3}{1536}, \quad EI_x \Delta_{1p} = \frac{-3q\ell^4}{5120}. \quad (7)$$

Значення розпору, відповідно становитиме

$$H \cong 0.9 \cdot q \cdot \ell. \quad (8)$$

Умова міцності на дію поздовжньої сили та згинального моменту

$$\sigma = -\frac{M_x}{W_x} - \frac{N_x}{A_x} \leq \gamma_c R_y, \quad (9)$$

де W_x та A_x відповідно момент опору та площа поперечного перерізу балки; $\gamma_c = 1$ коефіцієнт умов роботи; N_x та M_x – відповідно поздовжня сила і максимальний згинальний момент у перерізі балки

$$N_x = H, \quad M_x = \frac{0.7q\ell^2}{48}. \quad (10)$$

Навантаження $p_{\uparrow}$, що діє зверху вниз на покриття резервуара не залучається до розгляду в цьому випадкові внаслідок того, що створює зусилля розтягу в радіальній балці. Крім того, максимальний згинальний момент також має додатне значення (за абсолютною величиною поздовжня сила й згинальний момент при дії навантажень $p_{\downarrow}$ та $p_{\uparrow}$ однакові)

Перевірка жорсткості радіальної балки виконується за формулою

$$\frac{f}{\ell} = \frac{3}{5120} \frac{q_{p,e} \ell^3}{EI_x} \leq \left[\frac{f_u}{\ell} \right] \quad (11)$$

Для сферичної покрівлі у вигляді ребристої оболонки характерне шарнірне спирання ребра-арки на зовнішнє кільце. В результаті вважається, що зовнішнє кільце обмежує тільки горизонтальні переміщення ребер-арок, а значить і всього зовнішнього контуру оболонки (стінка резервуара служить нерухомою опорою у вертикальному напрямі). У вузлі виникають горизонтальна (розпір) та вертикальна реакції.

Спирання ребер-арок на внутрішнє кільце може вирішуватися в двох варіантах: або ребра-арки приварюються до внутрішнього кільця і тоді це з'єднання прийнято вважати жорстким, або вони кріпляться до внутрішнього кільця болтами і тоді це з'єднання вважають шарнірним. Вважаючи розподіл зовнішніх навантажень p_p рівномірним, розрахунок ребристої оболонки зводиться до розрахунку окремих арок (ребра оболонки) із зовнішньою затяжкою (зовнішнє кільце арки). При цьому залежно від прийнятого варіанта спирання ребер на внутрішнє кільце арка розглядається як двох- або трьохшарнірна.

Чисельний розрахунок стаціонарних каркасних покриттів. Для виконання чисельного розрахунку необхідно розробити скінченну модель покрівлі (резервуара) з використанням програмного комплексу. З цією метою була застосована програма міцнісного аналізу SCAD. Комп'ютерна модель розроблялася для вертикальних циліндричних силосів діаметрами 15180 мм та 18980 мм з двома варіантами конструктивних схем покрівлі – конічного (К) та сферичного (С) обрису (рис. 3). При цьому типи К1 та С1 відповідали спрощеним схемам каркасних моделей без насилу, а К2 і С2 відповідно враховували його.

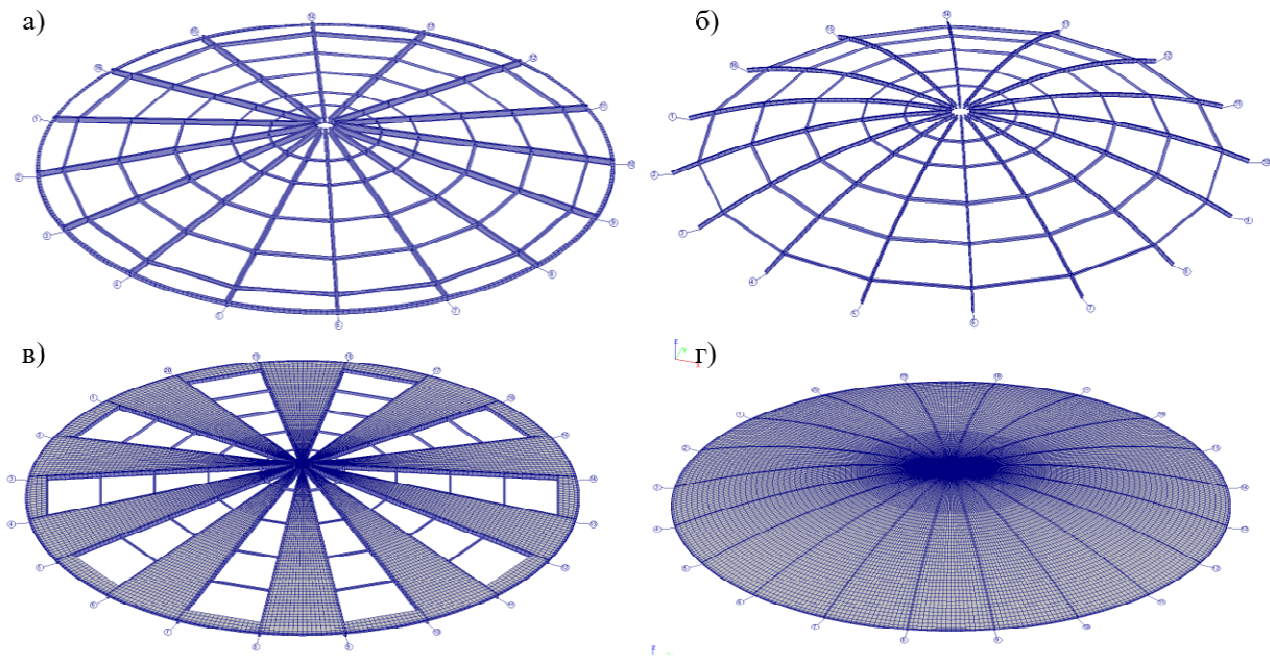


Рис.3. Моделі каркасу покрівлі резервуару: а – конічна (K1), б – сферична (C1), в – конічна (K2), г – сферична (C2)

Геометричні характеристики приймалися наступні: номінальний кут нахилу конічної покрівлі 10° ; діаметр центрального кільця – 530 мм; кількість головних радіальних балок – 16; загальна висота конічної покрівлі 1292 мм. Геометрія перерізів наведені в таблицях 1 і 2.

Таблиця 1.

Критичні фактори елементів конічної покрівлі

D = 15180 мм				D = 18980 мм				
Елемент	Переріз	Коефіцієнт запасу		Переріз	Коефіцієнт запасу для моделі			
		K1	K2		K1		K2	
					міцність	стійкість	міцність	стійкість
Радіальні балки	двотавр №16	0.91	0.33	двотавр №18	0.87	1.19	0.47	0.32
Кільцеві балки 1-го ярусу	швелер №10	2.53	0.34	швелер №12	0.69	3.05	0.42	0.38
Кільцеві балки 2-го ярусу	кутник 70х5	0.99	0.23	швелер №10	0.04	-	0.16	0.55
Кільцеві балки 3-го ярусу	кутник 70х5	0.99	0.23	швелер №10	0.47	1.09	0.51	1.17
Кільцеві балки 4-го ярусу	кутник 50х5	1.08	0.12	швелер №8	0.61	1.03	0.68	1.14
Кільцеві балки 5-го ярусу	кутник 50х5	1.08	0.12	кутник 75х6	0.51	0.56	0.88	0.57
Кільце в основі покрівлі	кутник 90х8	2.1	0.42	кутник 75х8	2.56	-	0.88	-

Загальний вигляд скінченно-елементних моделей резервуарів з конічною покрівлею змодельованою за спрощеною схемою без врахування листового настилу покрівлі (K1) та повної моделі K2 наведені на рис.4.

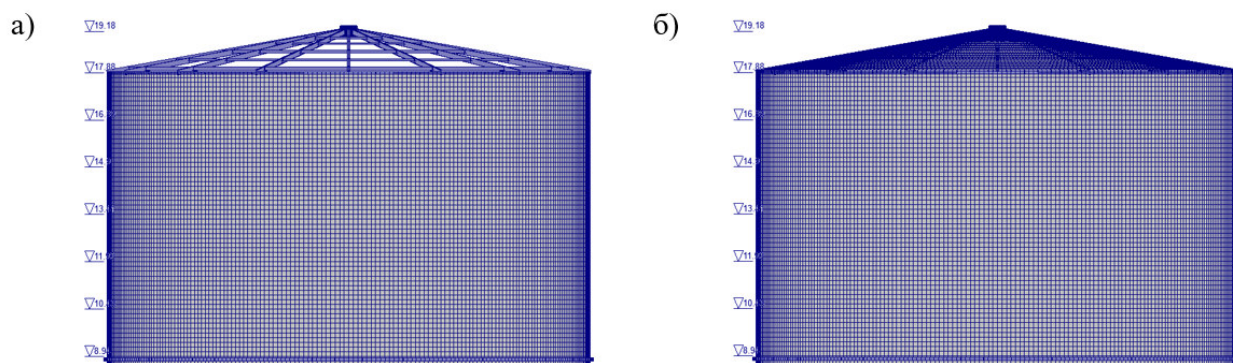


Рис.4. Розрахункова схема скінченно-елементних моделей для резервуару $D=15180$ мм; а – модель K1, б – модель K2

При розрахунку виконувався аналіз вертикальних переміщень вузлів каркасу покрівлі при розрахунковій комбінації навантажень зверху вниз та знизу вгору. Результати числового розрахунку представлені на рис. 5-6. В кількісному вираженні критичних факторів елементів, результати розрахунку наведені в таблиці 1.

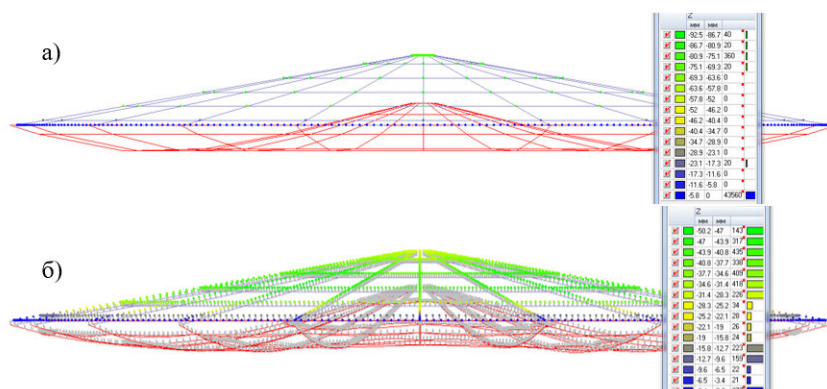


Рис. 5. Вертикальні переміщення вузлів каркасу покрівлі резервуару $D = 18980$ мм при розрахунковій комбінації навантажень зверху-вниз: а – модель K1, б – модель K2

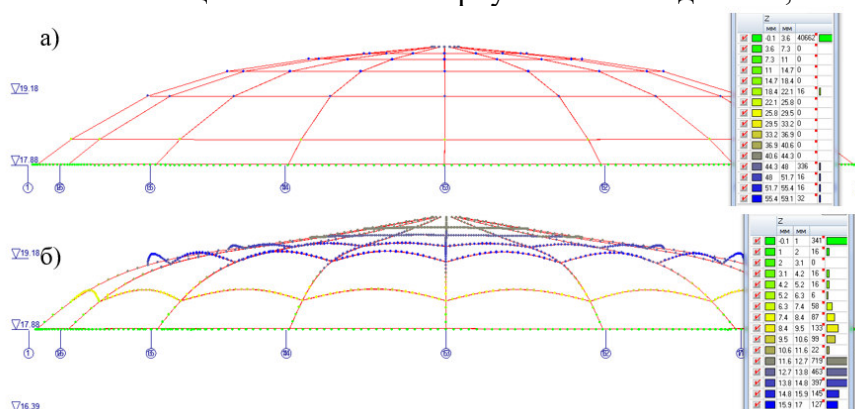


Рис. 6. Вертикальні переміщення вузлів каркасу покрівлі резервуару $D = 15180$ мм при розрахунковій комбінації навантажень знизу-вгору: а – модель K1, б – модель K2

Аналогічні розрахунки були проведені для покрівлі іншого типу. Отримані наступні результати для вертикальних та радіальних переміщень (рис. 7) та кількісні значення коефіцієнтів запасу для елементів (табл. 2).

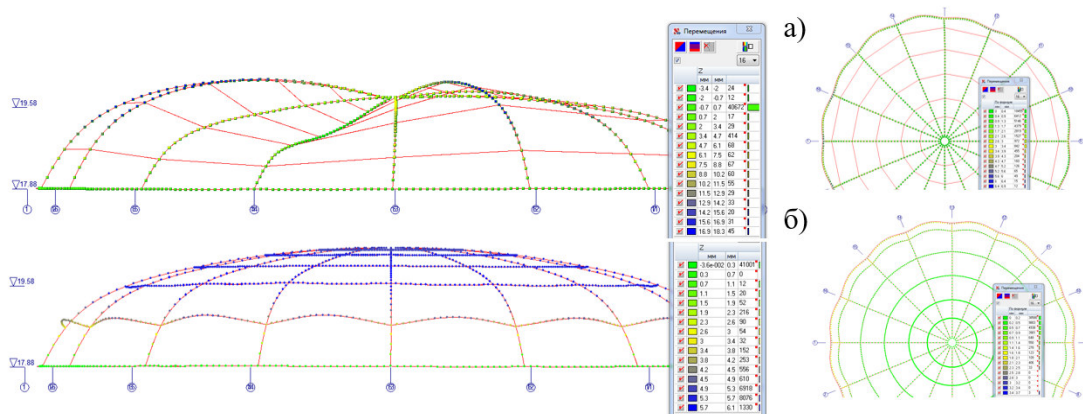


Рис. 7. Вертикальні та радіальні переміщення вузлів каркасу сферичної покрівлі ($D=15180$ мм) при розрахунковій комбінації навантажень знизу-вгору:
а – модель C1, б – модель C2

Таблиця 2.

Критичні фактори елементів конічної покрівлі

$D = 15180$ мм				$D = 18980$ мм				
Елемент	Переріз	Модель		Переріз	Модель			
		C1	C2		C1		C2	
					міцність	стійкість	міцність	стійкість
Радіальні балки	двотавр №10	0.42	0.24	двотавр №12	0.56	0.59	0.22	0.19
Кільце в основі покрівлі	швелер №8	0.84	0.63	кутник 75x8	1.77	-	0.62	-

Відповідно до розрахунку, прогини конструкцій покрівель для різних схем наведені в табл. 3. Гранично допустимий прогин $1/200$ прольоту радіальної балки, тобто 46.8 мм

Таблиця 3.

Прогини від розрахункових навантажень ($D = 18980$ мм)

Тип навантаження	Максимальне вертикальне переміщення (мм) для типу			
	K1	K2	C1	C2
Власна вага каркасу	23.6 ↓	13.9 ↓	4.9 ↓	2.1 ↓
Навантаження від вакууму	8.9 ↓	4.7 ↓	2.5 ↓	0.9 ↓
Надлишковий тиск	88.5 ↑	46.9 ↑	24.6 ↑	8.8 ↑
Снігове навантаження	60.2 ↓	31.6 ↓	17.4 ↓	6.2 ↓
Вітровий тиск на покрівлю	20.2 ↑	10.7 ↑	5.6 ↑	2.0 ↑
Сумарний прогин	92.7 ↓ 85.1 ↑	50.2 ↓ 43.7 ↑	24.8 ↓ 25.3 ↑	9.2 ↓ 8.7 ↑

Висновок. З аналізу значень таблиць 1 і 2 видно, що неврахування в розрахункових моделях скінченно-елементного аналізу листового настилу покрівлі веде до суттєвого завищення внутрішніх зусиль в елементах та деформацій каркасу. Так, наприклад, розрахунок показує, що для конічної покрівлі (K1) резервуару діаметром 18980 мм, кільцеві ребра 3-го та 4-го ярусів (швелер №10 та №8 відповідно) необхідно додатково розкріплювати настилом (хоча б частково посередині прольоту). Міцність їх достатня, але критичний фактор на стійкість більше за 1,0.

При діаметрах резервуара 19 м і більше оптимізація радіальних балок стає менш ефективною. Це пояснюється тим, що головним фактором, який визначає висоту балок, стає не міцність, а деформативність. Для цього слід застосовувати балки із розвинутою висотою, наприклад, з перфорацією стінки. Інший варіант – перехід до сферичних покрівель.

Література

1. Ефективні конструктивно-технологічні рішення об'єктів зберігання нафти і нафтопродуктів у складних інженерно-геологічних умовах: Монографія / В.О. Онищенко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко та ін. Полтава: ФОП Пусан А.Ф., 2019. 233 с.
2. Стороженко Л.І., Махінко А.В. Сталеві циліндричні резервуари: навч. посібник. Полтава: ПолтНТУ, 2012. 213 с.
3. Махінко А.В., Махінко Н.О. Сталеві ємності для зберігання зерна. К.: Сталь, 2021.
4. Burgos C.A., Batista-Abreu J.C., Calabro, H.D., Jaca R.C., Godoy L.A. 2015 Buckling estimates for oil storage tanks: Effect of simplified modeling of the roof and wind girder. *Thin-Walled Structures*. Vol. 91. P.29-37.
5. Lu S., Wang W. 2012 Dynamic response of fixed-roof oil-storage tank structure under blast loading. *Journal of Southeast University (English Edition)*. Vol. 28, Issue 1, P. 58-63.
6. Sun X., Liu Y., Wang J., Cen Z. 2008 Stress and deflection analyses of floating roofs based on a load-modifying method. *International Journal of Pressure Vessels*. Vol. 85, Issue 10. P. 728-738.
7. Rasiulis K., Šapalas A., Vadluga R., Samofalov M. 2006 Stress/strain state investigations for extreme points of thin wall cylindrical tanks. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 62, Issue 12, P. 1232-1237.
8. Zeybek Ö., Topkaya C., Rotter J.M. 2015 Strength and stiffness requirements for intermediate ring stiffeners on discretely supported cylindrical shells. *Thin-Walled Structures*. Vol. 96. P. 64-74.
9. Makhinko A., Makhinko N., Karpov V., Krayushkina K., Kordun O. 2024 New Sustainable and Economical Tank Shapes for the Oil and Gas Transport Infrastructure of Ukraine. *Lecture Notes in Intelligent Transportation and Infrastructure*. Vol. Part F2296. P. 379-385
10. Lopes M., Soeiro F., Silva J. G. 2024 Assessment of the dynamic structural behaviour of storage steel tanks. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 221. 108936.
11. Tomovic R., Dizdar S., Isic S., Tuka S., Karabegovic I. 2021. FEM analysis of inspection manhole on large steel tanks. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part E: Journal of Process Mechanical Engineering*. Vol. 235, Issue 4, P. 1235-1247.
12. Chiang Y-C., Guzey S. 2019 Dynamic analysis of aboveground open-top steel tanks subjected to wind loading. *Engineering Structures* Volume 198. 109496.
13. Kildashti K., Mirzadeh N., Samali B. 2017 Seismic vulnerability assessment of a case study anchored liquid storage tank by considering fixed and flexible base restraints. *Thin-Walled Structures*. Vol.123, P. 382-394.
14. Elansary A., El D.A. 2024 Seismic analysis of liquid storage composite conical tanks. *Engineering Structures*, Vol. 159. P 128- 140.
15. ДСТУ Б В.2.6-183:2011 Резервуари вертикальні циліндричні сталеві для нафти та нафтопродуктів. Загальні технічні умови. К.: Мінрегіон України, 2012. 87 с.

References

- [1]. Onishchenko V.O., Vynnykov Yu.L., Zotsenko M.L., et al. Effective Structural and Technological Solutions for Oil and Petroleum Products Storage Facilities in Complex Engineering and Geological Conditions: Monograph. Poltava: FOP Pusan A.F., 2019. 233 p.
- [2]. Storozhenko L.I., Makhinko A.V. Steel Cylindrical Tanks: Textbook. Poltava: PoltNTU, 2012. 213 p.
- [3]. Makhinko A.V., Makhinko N.O. Steel Containers for Grain Storage. Kyiv: Stal, 2021.
- [4]. Burgos C.A., Batista-Abreu J.C., Calabro, H.D., Jaca R.C., Godoy L.A. 2015 Buckling estimates for oil storage tanks: Effect of simplified modeling of the roof and wind girder. *Thin-Walled Structures*. Vol. 91. P.29-37.
- [5]. Lu S., Wang W. 2012 Dynamic response of fixed-roof oil-storage tank structure under blast loading. *Journal of Southeast University (English Edition)*. Vol. 28, Issue 1, P. 58-63.
- [6]. Sun X., Liu Y., Wang J., Cen Z. 2008 Stress and deflection analyses of floating roofs based on a load-modifying method. *International Journal of Pressure Vessels*. Vol. 85, Issue 10. P. 728-738.
- [7]. Rasiulis K., Šapalas A., Vadluga R., Samofalov M. 2006 Stress/strain state investigations for extreme points of thin wall cylindrical tanks. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 62, Issue 12, P. 1232-1237.

- [8]. Zeybek Ö., Topkaya C., Rotter J.M. 2015 Strength and stiffness requirements for intermediate ring stiffeners on discretely supported cylindrical shells. *Thin-Walled Structures*. Vol. 96. P. 64-74.
- [9]. Makhinko A., Makhinko N., Karpov V., Krayushkina K., Kordun O. 2024 New Sustainable and Economical Tank Shapes for the Oil and Gas Transport Infrastructure of Ukraine. *Lecture Notes in Intelligent Transportation and Infrastructure*. Vol. Part F2296. P. 379 - 385
- [10]. Lopes M., Soeiro F., Silva J. G. 2024 Assessment of the dynamic structural behaviour of storage steel tanks. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 221. 108936.
- [11]. Tomovic R., Dizdar S., Isic S., Tuka S., Karabegovic I. 2021. FEM analysis of inspection manhole on large steel tanks. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part E: Journal of Process Mechanical Engineering*. Vol. 235, Issue 4, P. 1235-1247.
- [12]. Chiang Y-C., Guzey S. 2019 Dynamic analysis of aboveground open-top steel tanks subjected to wind loading. *Engineering Structures* Volume 198. 109496.
- [13]. Kildashti K., Mirzadeh N., Samali B. 2017 Seismic vulnerability assessment of a case study anchored liquid storage tank by considering fixed and flexible base restraints. *Thin-Walled Structures*. Vol. 123, P. 382-394.
- [14]. Elansary A., El D.A. 2024 Seismic analysis of liquid storage composite conical tanks. *Engineering Structures*, Vol. 159. P 128-140.
- [15]. DSTU B V.2.6-183:2011 Vertical Cylindrical Steel Tanks for Oil and Petroleum Products. General Technical Specifications. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2012. 87 p.

UDK 624.953

**NUMERICAL MODELING OF STRESS-STRAIN BEHAVIOR IN FRAME
ROOFS OF VERTICAL STEEL TANKS**

Makhinko A., ScD, Professor

makhinko.anton@npp.kai.edu.ua ORCID 0000-0002-9147-7087

Rulov D., PhD student

7012132@stud.kai.edu.ua, ORCID 0009-0005-5887-4290

State University "Kyiv Aviation Institute"

Abstract. The article presents the results of numerical modeling and stress-strain state analysis of frame roofs of vertical cylindrical tanks with conical and spherical geometries. A comparative analysis of the efficiency of various structural solutions was carried out, considering both the presence and absence of the roof sheathing in finite element models.

Analytical calculation methods are complex, labor-intensive, and not always suitable for practical application. On the contrary, quite often, in convenient numerical calculation tools, models are simplified, which leads to unreliable results: underestimation or overestimation of stresses and deformations in load-bearing elements of coatings. In view of this, there is a need to study the impact of such simplifications on the accuracy of calculations and to justify their feasibility.

This study looked at roofing options without a central support. According to current design standards, when calculating the covering of a vertical cylindrical tank, it's important to consider how the frame elements and sheet flooring work together.

It was found that simplification of calculation schemes without modeling the sheathing leads to a significant overestimation of internal forces and deformations in the frame elements. Critical factors were identified for the main load-bearing components depending on the tank diameter, which allows substantiating the choice of roof type and rational structural solutions to improve the reliability and efficiency of steel tanks. The obtained results can be used to improve engineering calculation methods and optimize structural schemes of frame roofs in the design of large-diameter tanks.

Keywords. Stress-strain state, vertical cylindrical tank, roof, finite element model.

УДК 624.011

doi:10.31650/2707-3068-2025-29-130-141

**ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ КОМБІНОВАНО-АРМОВАНОЇ
ДЕРЕВ'ЯНОЇ БАЛКИ ЗА ДОПОМОГОЮ ПЛОСКИХ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ****Михайловський Д.В.**, д.т.н., проф.,

ORCID: 0000-0003-3151-8630

Гомон П.С., докторант

p.s.homon@nuwm.edu.ua: ORCID: 0000-0003-2080-5650

*Київський національний університет будівництва та архітектури, м. Київ***Комар М.А.**, доктор філософії, м.н.с.,

ORCID: 0000-0002-3631-8999

ДП ДНТЦ ЯРБ

Анотація: В роботі наведений чисельний експеримент моделювання дерев'яних армованих балок за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР. Розглянуті три способи моделювання арматури в конструкції балки: 1 спосіб - розміщення арматури у вигляді стержнів між вузлами плоских СЕ (скінченних елементів); 2 - приведення жорсткості скінченних 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 рівна площі шару, якою моделюється арматура). Проведено порівняння результатів чисельного експерименту з плоскими СЕ та об'ємними СЕ та з результатами експериментальних досліджень натурних балок.

Ключові слова: деревина, дерев'яна балка, конструкція, армування.

Постановка проблеми. Недоліком використання деревини в конструюванні балок є надмірна деформівність, що спричиняє виникнення великих прогинів та переміщень. Найефективнішим способом збільшення жорсткості є використання в конструкції балок жорстких армуючих елементів. При використанні армування елементів можна збільшити жорсткість балок та зменшити напруження в деревині. В сучасних умовах відсутні рекомендації по проектуванні армованих дерев'яних згинальних елементів [1,2] та відсутні приклади проектування таких конструкцій за допомогою сучасних програмних комплексів. Тому основною задачею стало дослідження способів чисельного моделювання армування дерев'яних балок.

Аналіз останніх джерел досліджень та публікацій. Вивченням наслідками армування дерев'яних балок займалося велика кількість науковців. Найчастіше в сучасній літературі зустрічаються роботи в яких розглядається додавання арматури в різного виду дерев'яні конструкції [3-15]. Всі автори відзначають збільшення жорсткості конструкцій та зменшення прогинів балок. Проте одною з проблемою наукового аналізу балок з деревини є їх чисельне моделювання за допомогою сучасних програмних комплексів, роботи які присвячені цій проблемі [16-22]. При виконанні чисельного моделювання за допомогою об'ємних скінченних елементів (надалі СЕ) була виявлена можливість моделювання таких згинальних елементів за допомогою плоских СЕ. Проте одною з проблем є методика моделювання армування таких елементів. Тому метою роботи є аналіз чисельного моделювання армування балок та співставлення їх з проведеними експериментальними дослідженнями [23-25].

Постановка цілей і завдань досліджень. 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, але при цьому і дозволяє аналізувати напруження в конструкціях. Одною з основних проблем при моделюванні об'ємними СЕ є моделювання армування бо правильний підбір величини скінченних елементів не завжди можливий, а форма їх обмежена. Тому можливою

альтернативою армування у вигляді об'ємних елементів дерев'яних балок є вказування арматури між вузлами об'ємних елементів. При цьому сама конструкція має бути розбита на об'ємні елементи так, щоб вісь стержнів арматури співпадала з вузлами СЕ. Так само і 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.

Виклад основного матеріалу. 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 скінченних 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 задавались, як для ортотропного матеріалу. Основними фізико-механічними характеристиками матеріалу деревини, які необхідно задати для числового моделювання є: модуль пружності деревини вздовж волокон, модуль пружності деревини впоперек волокон, модулі зсуву та коефіцієнти Пуассона. 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, модулі зсуву та коефіцієнти Пуассона. Всі фізико-механічні характеристики деревини занесені до таблиці 1. Фізико-механічні характеристики армуючи елементів: вуглецевої стрічки та сталеві арматури, також занесені до таблиці 1.

Таблиця 1.

Прийняті пружні та деформаційні характеристики матеріалів
для моделювання балок

Змодельована балка	Модулі пружності деревини, $E_{1,w}$, МПа	Модуль пружн. впоперек волокон, $E_{2,w}$, МПа	Коефіцієнт Пуассона ν_{12}, ν_{21}	Модуль пружн. армат., E_{arm} , МПа	Коефіцієнт Пуассона ν_{arm}	Модуль пружн. вуглец. стрічки, E_{carb} , МПа	Коефіцієнт Пуассона ν_c
GRB-12A	13000	400	$\nu_{12} = 0,018$ $\nu_{21} = 0,48$	205000	0,3	165000	0,3
GRB-12B	13000	400	$\nu_{12} = 0,018$ $\nu_{21} = 0,48$	205000	0,3	165000	0,3

В чисельній моделі експериментально досліджуваних балок з використанням ПК ЛПРА САПР, були збережені всі розміри елемента, а також розміщення та режим прикладання навантаження. В при опорній зоні, а також в місці прикладання навантаження в чисельній моделі було розміщено жорстку металеву пластину. Розрахункова схема балки а також поперечний переріз показаний на рис. 1.

При виконанні чисельного експерименту, особливу увагу було приділено моделювання 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 скінченних елементів співпадали з віссю арматури. Схематичне зображення показано на рисунку 1. При цьому варіанті моделювання слід враховувати заміщення деревини арматурою, шляхом зменшення модуля пружності арматури на величину модуля деревини [1]. При моделюванні потрібно провести сумування площ армуючих елементів, і вказати площу

стержнів рівною площі арматури. Найкраще для моделювання обирати стержневу систему з круглим перерізом. При цьому розрахунок діаметра можна виконати за формулою [2].

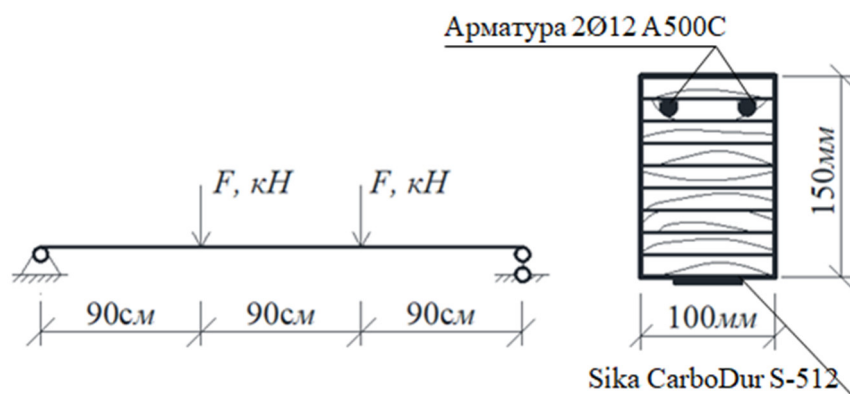


Рис. 1. Розрахункова схема та поперечний переріз змодельованої балки

$$E_{arm,CE1} = E_{arm} - E_{1,w}, \quad (1)$$

$$D = \sqrt{4A_s / \pi}, \quad (2)$$

де $E_{arm,CE}$ - модуль пружності СЕ елемента, в даному випадку стержня; E_{arm} - модуль пружності арматурного стержня; $E_{1,w}$ - модуль пружності деревини вздовж волокон; A_s - загальна площа армування, см^2 .

Моделювання армуючої вуглецевої стрічки виконувалось також за допомогою стержнів проте значення модуля пружності не занижувалось, тому що стрічка приклеювалась на дерев'яну балку і не заміщала деревину. Форма стержнів була прийнята прямокутною, яка відповідала ширині і товщині армуючої стрічки.

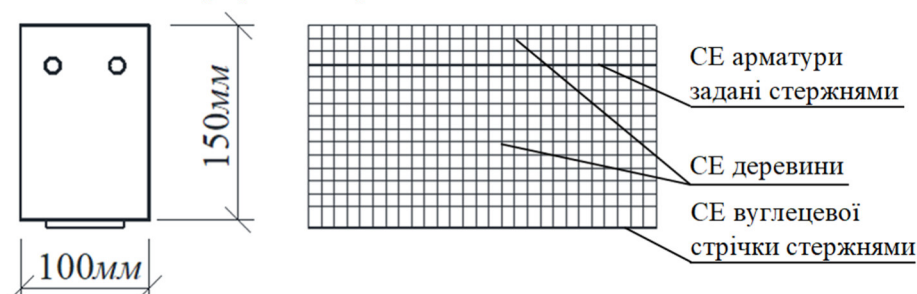


Рис. 2. Схематичне зображення способу армування деревини стержнями

За другого способу приведення жорсткості скінчених елементів 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. Значення приведенного модуля пружності для такого шару СЕ можна записати за допомогою формули [3]. Ширина приведенного шару рівна шару самої балки і складає 10 см. Схематичне зображення способу моделювання показано на рис. 3. Як і металева арматура, вуглецеву арматуру можна привести до СЕ балки, з шириною рівною ширині СЕ пластини балки. Формула приведення для вуглецевої стрічки [4]. У такому випадку і металева арматура і вуглецева стрічка буде заватись при моделюванні плоскими елементами з товщиною рівною товщині СЕ пластини балки.

$$E_{arm,CE2} = \frac{E_{arm} A_{arm} + E_{l,w} A_{w,CE}}{A_{arm} + A_{w,CE}}, \quad (3)$$

де $A_{w,CE}$ - площа ділянки, яку займає деревина в скінченному елементі; A_{arm} - площа арматури.

$$E_{carb,CE2} = \frac{E_{carb} l_{carb}}{b}, \quad (4)$$

де l_{carb} - ширина вуглецевої стрічки; b - ширина скінченного елементу балки.

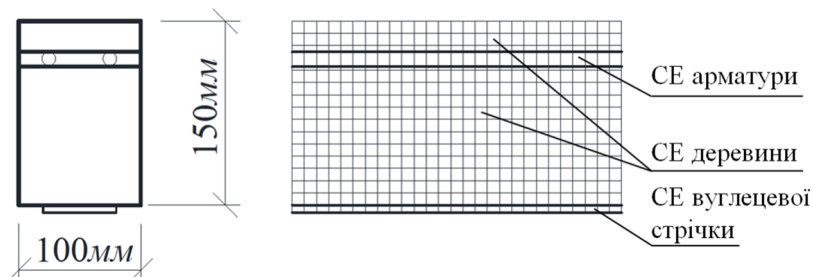


Рис. 3. Схематичне зображення способу армування шляхом приведення жорсткості

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 приведення модуля пружності проводити не потрібно. Проте, необхідно визначити товщину шару металевої арматури і правильно розділити шари скінченних елементів. Схематичне зображення способу показано на рис. 4.

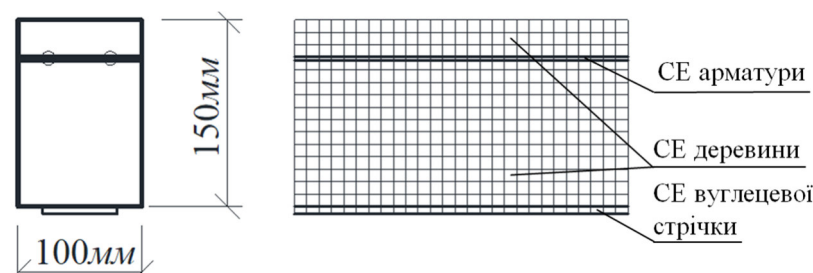


Рис. 4. Схематичне зображення способу армування шаром СЕ

Товщини шару металевої та вуглецевої арматури можна визначити приводячи до ширини СЕ балки, а саме $b = 10$ см. Тому товщина елементів буде рівною їх площі поділеної на ширину b . Для металевої арматури формула [5] та для вуглецевої стрічки формула [6].

$$t_{s,CE3} = A_s / b, \quad (5)$$

$$t_{carb,CE3} = A_{carb} / b, \quad (6)$$

де $t_{s,CE3}$, $t_{carb,CE3}$ - товщина шару металевої та вуглецевої арматури при моделюванні;

A_{carb} - площа армуючої вуглецевої стрічки.

Результати чисельного експерименту. Отримані ізополя напружень для балок з різними варіантами чисельного моделювання армування. Ізополя напружень для балки в якій арматура моделювалася стержнями зображена на рис. 5. Для цього варіанту моделювання (плоскими СЕ) отримані для такої балки характерний вигляд ізополів напружень, як і для об'ємних елементів. Максимальне значення прогину для такого елементу складає 15,6 мм. Максимальні повздовжні напруження згідно ізополів виникають біля місць прикладання навантаження і складають 23,3 МПа, при цьому максимальні напруження в центральному перерізі складають 15,6 МПа, для стиснутої зони та 19 МПа для розтягнутої зони. Для цього способу армування отримана епюра напружень, що виникає в центральній частині балки рис.

6. Для даної методики визначення напружень також є характерним зображення повздовжніх зусиль в стержнях, що моделюють роботу арматури. Проте для визначення напружень необхідно проводити розрахунки.

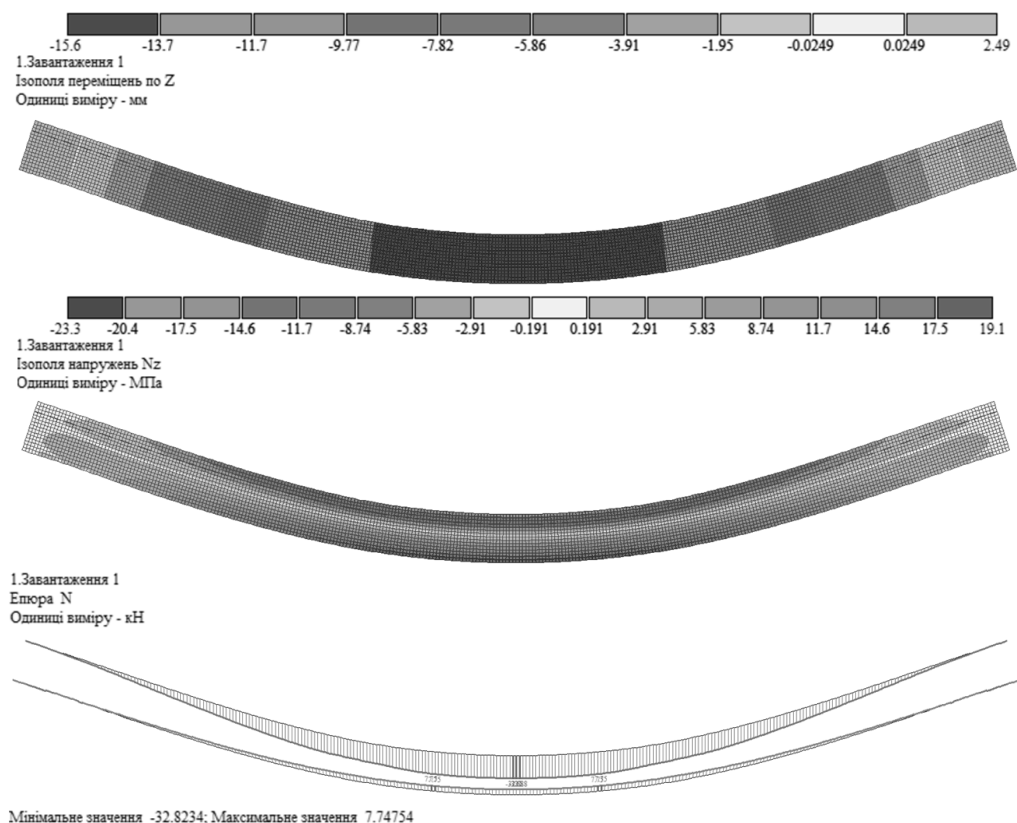


Рис. 5. Ізополі переміщень, напружень та зусиль для першого варіанту чисельного моделювання армування

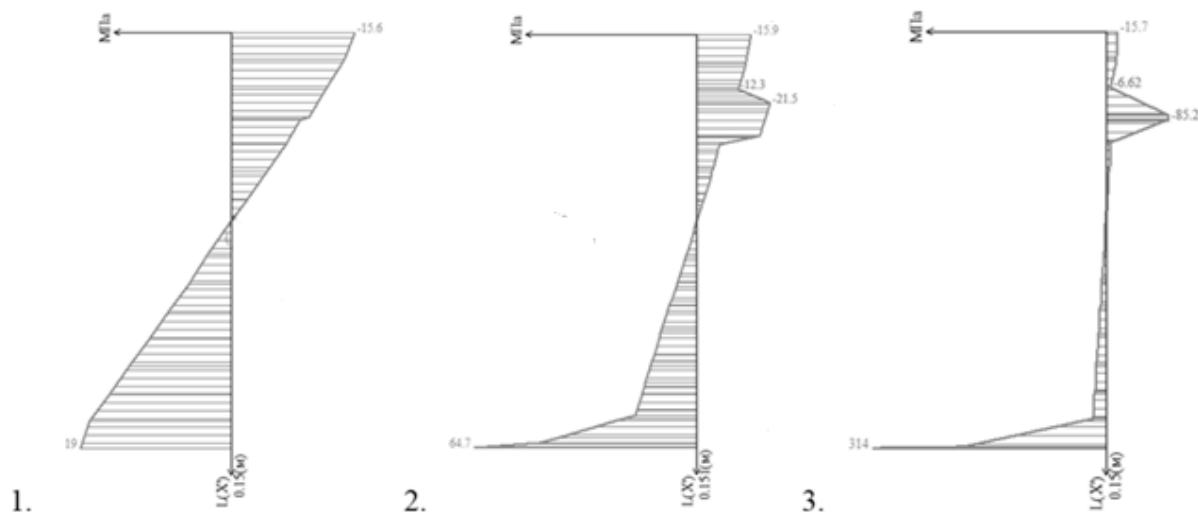


Рис 6. Отримані епюри напружень в центральних перерізах чисельно змодельованих балках плоскими елементами (1 - армування стержнями; 2 – спосіб армування з приведеними модулями; 3 – армування у вигляді шару арматури)

При другому варіанті моделювання армування рис.7 отримано максимальні вертикальні переміщення 14,6 мм, що є близьким до реального значення, який отриманий експериментом. Значення напружень стиску в центральній частині балки співпадають з напруженням першого випадку і складають 15,9 МПа. При цьому мінусом даного методу, що ми не можемо отримати дійсних значень напружень в арматурі. Для визначення напружень в арматурі потрібні

додаткові розрахунки. Також недоліком є перехід між арматурою та деревиною на діаграмах напружень, що показаний на рис. 6. В зв'язку з цим переходом не можливо встановити дійсні напруження в цих зонах.

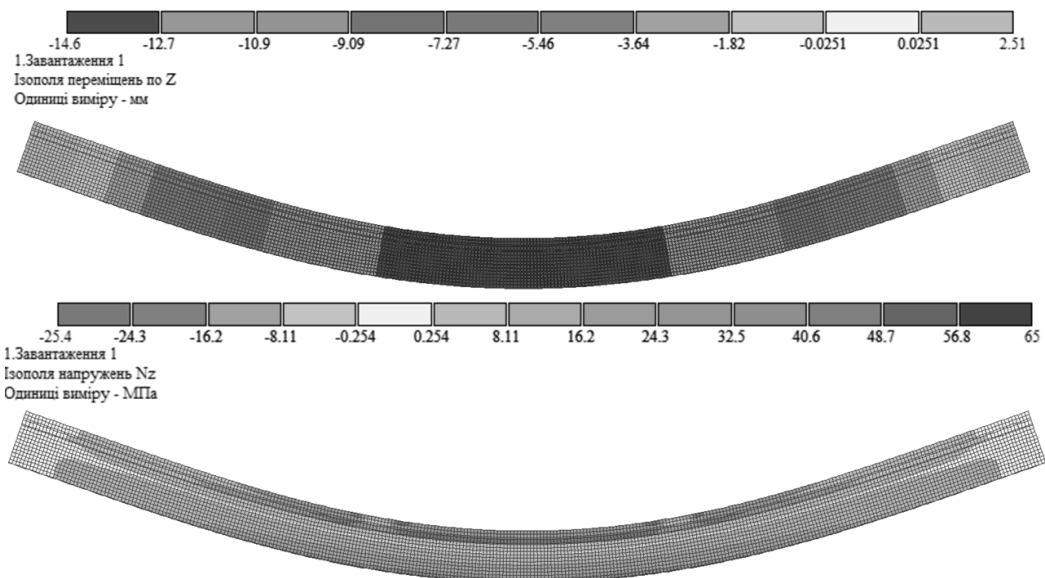


Рис. 7. Ізополя переміщень та напружень для першого варіанту чисельного моделювання армування

При третьому варіанті моделювання армування отримані ізополя переміщень показали хороший результат по визначенню вертикальних переміщень рис. 8. Максимальне вертикальне переміщення для балки 14,6 мм.

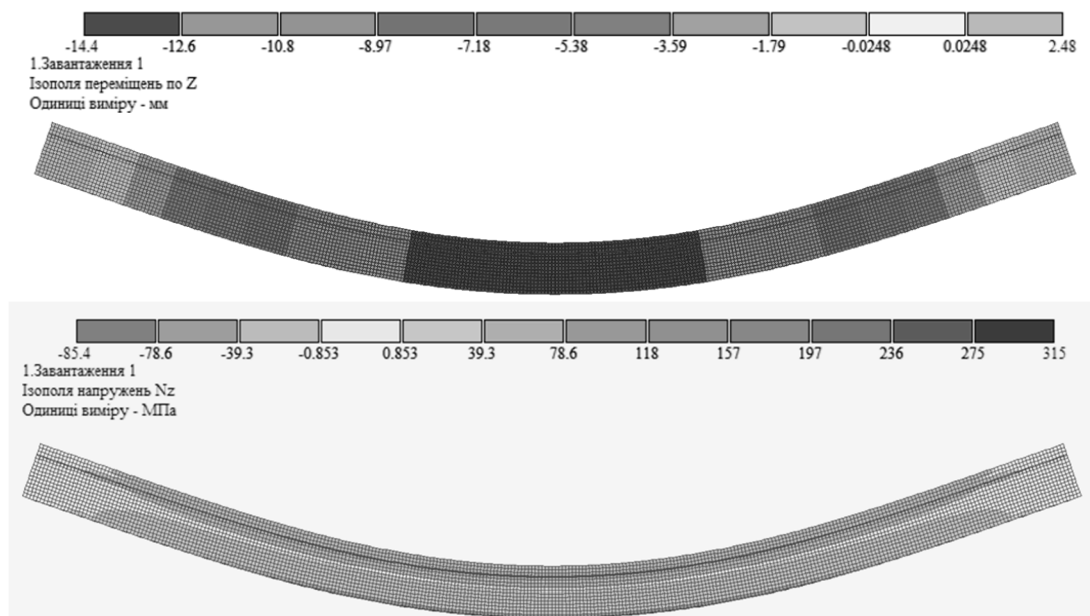


Рис. 8. Ізополя переміщень та напружень для третього варіанту чисельного моделювання армування

Встановлено, що значення напружень в стиснутій зоні центрального перерізу не сильно відрізняється від значень для перших варіантів армування, і складає 15,7 МПа. При цьому значення напружень в розтягнутій частині важко встановити ізза переходу між напруженнями

деревині і арматури. Проте, при даному варіанті чисельного моделювання армування з епюр напружень рис. 6 можна, встановити значення напружень, що виникають в арматурі та змодельовані вуглецевій стрічці. Значення напружень для арматури складають 85,2 МПа та для вуглецевої стрічки 315 МПа.

Проведемо порівняння отриманих значень вертикальних переміщень з переміщеннями отриманими за допомогою моделювання об'ємними скінченними елементами та деформативною методикою, а також з даними випробувань двох натурних зразків балок. Величини вертикальних переміщень та прогинів наведені в таблиці 2.

Таблиця 2

Величини вертикальних переміщень та прогинів отриманих експериментальним шляхом при випробуванні натурних зразків та чисельного моделювання

Діючий згинал. момент, кНм	Експериментальні значення прогинів балок, мм		Теоретичні значення вертикальних переміщень за різних способів моделювання, мм				
	GBR12A	GBR12B	Деформ. методика	Моделюв. ЛІРА-САПР об'ємними елементами	Моделюв. ЛІРА-САПР плоскими елемент.	Моделюв. ЛІРА-САПР плоскими елемент.	Моделюв. ЛІРА-САПР плоскими елемент.
0	0	0	0	0	0,0	0,0	0,0
2	2,63	3,12	2,84	3,94	3,5	3,2	3,2
4	5,58	5,8	5,85	7,88	6,9	6,5	6,4
6	8,31	8,54	8,94	11,81	10,4	9,7	9,6
8	11,22	11,38	12,06	15,75	13,9	13,0	12,8
10	14,35	14,13	15,17	19,56	17,3	16,2	16,0
12	17,51	17,27	18,25	23,47	20,8	19,5	19,2
14	20,88	20,23	21,28	27,59	24,3	22,7	22,4
16	24,28	23,44	24,31	31,53	27,7	26,0	25,6
18	28,04	26,89	27,35	35,5	31,2	29,2	28,8
20	33,51	29,96	30,47	39,44	34,7	32,4	32,0
η_{10}^* , %	-	-	6,5	37,4	21,7	13,9	12,4
η_{20}^* , %	-	-	-4,0	24,3	9,2	2,2	0,8
* η_{10} , η_{20} - відхилення теоретичних значень вертикальних переміщень від значень випробування експериментальним шляхом натурних зразків, виражених %, при завантаженні відповідно в 10 кНм та 20 кНм.							

З таблиці 2 видно, що всі варіанти моделювання армування СЕ на ЛІРА-САПР дають хорошу збіжність з експериментальними результатами. Проте найбільшу точність дають 3 способи армування, який приводить площу армування до площі моделі пластин. Проте для зручності використання і зменшення трудоемності роботи є перший спосіб моделювання арматури, з використанням стержневих СЕ. До його переваг можна віднести можливість його уточнення, ми можемо з легкістю поміняти площу арматури і проаналізувати загальні зміни, які проходять в балці. В інших випадках такої можливості немає, тому що в другому способі моделювання необхідно перераховувати приведені модулі пружності, а в третьому способі потрібно корегувати на самій моделі товщини СЕ армування, що є дуже трудоемним процесом. Також перевагою першого методу моделювання є отримання напружень в дерев'яних елементах. Недоліком можна вважати необхідність зображення епюр напружень в армуючих стержневих елементах. При цьому визначення самих напружень буде виконуватись за формулами для арматури [7] та для вуглецевої стрічки [8].

$$\sigma_{arm,CE1} = N_{arm} / A_s, \quad (7)$$

$$\sigma_{carb,CE1} = N_{carb} / A_{carb}, \quad (8)$$

де N_{arm} , N_{carb} - зусилля в стержнях арматури і вуглецевої стрічки;

$\sigma_{arm,CE1}$, $\sigma_{carb,CE1}$ - напруження в стержнях арматури та вуглецевої стрічки.

Висновки. 1. 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. 2. 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. 3. 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. 4. В загальному слід відзначити, що моделювання плоскими СЕ зменшує трудомісткість при моделюванні, а плоскі елементи є хорошою альтернативою для використання.

Література

1. ДБН В.2.6-161:2017 “Дерев'яні конструкції. Основні положення” - Київ, “Укрархбудінформ” 2017. – 111 с.
2. ДСТУ-Н Б В.2.6-184:2012 “Конструкції з цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування” - Київ, “Укрархбудінформ” 2013. – 120 с.
3. Гомон П.С., Гомон С.С., Сасовський Т.А. Розрахунок дерев'яних балок прямокутного перерізу з врахуванням утворення складок в стиснутій зоні. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 32. – С. 137–142.
4. Pavluk A., Gomon S., Ziatyuk Y., Gomon P., Homon S., Kulakovskiy L., Iasnii V., Yasniy O., & Imbirovych N. Stiffness of solid wood beams under direct and oblique bending conditions. Acta Facultatis Xylogologiae Zvolen, 2023, 65(2), 109–122. <https://doi.org/10.2478/afx-2023-0014>
5. Sobczak-Piąstka J., Pavluk A., Gomon S.S., Gomon P., Homon S., Lynnyk I. Changing the position of the neutral line of beams made of glued wood in conditions of oblique bending. AIP Conf. Proc. 2928, 080007, 2023. <https://doi.org/10.1063/5.0170371>
6. Gomon S., Gomon S., Gomon P., Shkirenko S. The basis of the deformation method for calculating of elements from wood under cross-section bending. International Journal of Engineering & Technology, 2018, Vol. 7 (4.8), P. 109–114. <https://doi.org/10.14419/ijet.v7i4.8.27223>
7. Гомон П.С., Поліщук М.В. Напружено-деформований стан балок із деревини з комбінованим армуванням на різних рівнях завантажень. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – Луцьк: ЛНТУ, 2022. – Вип. 17. – С. 23–30. [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-7\(17\)-03](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-7(17)-03)
8. Гомон П.С. Апроксимація діаграми «момент-кривина» дерев'яних армованих та неармованих балок прямокутного перерізу. Містобудування та територіальне планування. – Київ: КНУБА, 2021. – № 78. – С. 157–165. <https://doi.org/10.32347/2076-815x.2021.78.157-165>

9. Гомон П.С. Моделювання роботи дерев'яної балки з послідовним завантаженням. Містобудування та територіальне планування. – Київ: КНУБА, 2022. – № 80. – С. 159–165. <https://doi.org/10.32347/2076-815x.2022.80.159-165>
10. Гомон П.С. Сумісність роботи арматури та деревини в балках, які працюють за поперечного згину. Сучасні проблеми архітектури та містобудування. – Київ: КНУБА, 2022. – Вип. 63. – С. 327–335. <https://doi.org/10.32347/2077-3455.2022.63.327-335>
11. Gomon P. Determination of tangential stresses in reinforced flexible wooden elements taking into account the nonlinearity of material deformation. Вісник Тернопільського національного технічного університету. – Тернопіль: ТНТУ, 2022. – Вип. 106. – С. 125–132. https://doi.org/10.33108/visnyk_tntu2022.02.125
12. Gomon P., Babych Ye., Polischuk M., Kysliuk D.Y., Bandura I., Pakholiuk O., Shevchuk A. Deformability of a glued wooden beam with pre-stressed composite reinforcement. Procedia Structural Integrity, 2024, Vol. 59, P. 551–558. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2024.04.078>
13. Гомон П.С. Аналіз використання металевої та неметалевої арматури для підсилення дерев'яних елементів та конструкцій. Сучасні проблеми архітектури та містобудування. – Київ: КНУБА, 2022. – Вип. 62. – С. 322–332. <https://doi.org/10.32347/2077-3455.2022.62.322-332>
14. Гомон С. С., Павлюк А. П. Робота балок з клеєної деревини в умовах косого згину. Вісник Львівського національного аграрного університету: зб. наук. праць. – Львів, 2018. – Вип. 19. – С. 84–89. <https://doi.org/10.31734/architecture2018.19.084>
15. Д. В. Михайловський, М. А. Комар. Армування конструкцій з деревини композитними матеріалами, стан і перспективи. Будівельні конструкції, теорія і практика № 9 КНУБА, 2021- С. 72-80. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.72-80>
16. Барабаш М.С., Медведенко Д.В., Палієнко О.І. Програмні комплекси САПФІР і ЛІРА-САПР – основа вітчизняних ВІМ-технологій: монографія. – Київ: Нац. авіац. ун-т, 2023. – 156 с.
17. Михайловський Д. Method of calculation of panel buildings from cross-laminated timber. Опір матеріалів і теорія споруд: науково-технічний збірник. – Київ: КНУБА, 2021. – Вип. 107. – С. 75–88. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2021.107.75-88>
18. Михайловський Д.В., Комар А.А. Перехресно клеєдощаті панелі та методи їх розрахунку. Будівельні конструкції. Теорія і практика: збірник наукових праць / КНУБА. – 2018. – Вип. 2. – С. 146–153. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.2.2018.146-153>
19. Mykhaylovskiy D., Komar M. Analysis of the stress-strain state of laminated timber beams reinforced with composite tapes. Academic Journal Industrial Machine Building, Civil Engineering, 2022, № 2(57), P. 90–97. <https://doi.org/10.26906/znp.2021.57.2590>
20. Михайловський Д.В., Матющенко Д.М. Методика створення розрахункової схеми гнутоклеєних рам за допомогою методу скінчених елементів. Будівельні конструкції. Теорія і практика: Збірник наукових праць / КНУБА. – 2018. – Вип. 2. – С. 99–107. https://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/18/2018_2.pdf
21. Denys Mykhailovskyi, Oleg Komar, Mykola Komar Engineering method of calculating laminated timber elements reinforced with composite tapes / Опір матеріалів і теорія споруд / Strength of Materials and Theory of Structures: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2022. – Вип. 109. – С. 239-262. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.239-262>
22. D.V. Mykhailovskyi, M.A. Komar Definition of the stress-strain state of a glued laminated timber beam reinforced with composite strips using experimental method / Strength of Materials and Theory of Structures: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2024. – Вип. 112. – С. 43-51. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.112.43-51>
23. Михаловський Д.В., Гомон П.С. Дослідження роботи попередньо-напружених дерев'яних балок з клеєної деревини. Містобудування та територіальне планування. – Київ: КНУБА, 2024. – № 87. – С. 246–254. <https://doi.org/10.32347/2076-815x.2024.87.246-254>
24. Михайловський Д.В., Гомон П.С. Верифікація методик моделювання армованих та неармованих дерев'яних балок. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та

- споруди. – Рівне: НУВГП, 2024. – Вип. 46. – С. 237–249. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i46.28>
25. Бабич Є.М., Гомон П.С. Експериментальні дослідження попередньо напружених комбіновано армованих балок з цільної деревини. Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: НУВГП, 2024. – Вип. 45. – С. 96–105. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i45.11>

References

- [1]. DBN V.2.6-161:2017 “Derev’iani konstruktsii. Osnovni polozhennia” – Kyiv, “Ukrarkhbudinform”, 2017. – 111 s.
- [2]. DSTU-N B V.2.6-184:2012 “Konstruktsii z tsilnoi i kleienoi derevyny. Nastanova z proektuvannia” – Kyiv, “Ukrarkhbudinform”, 2013. – 120 s.
- [3]. Homon P.S., Homon S.S., Sasovskiy T.A. Rozrakhunok derev’ianykh balok priamokutnoho pererizu z urakhuvanniam utvorennia skladok v stysnutii zoni. Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli i sporudy: Zbirnyk naukovykh prats. – Rivne: NUVHP, 2016. – Vyp. 32. – S. 137–142.
- [4]. Pavluk A., Gomon S., Ziatiuk Y., Gomon P., Homon S., Kulakovskiy L., Iasnii V., Yasniy O., & Imbirovych N. Stiffness of solid wood beams under direct and oblique bending conditions. *Acta Facultatis Xylologiae Zvolen*, 2023, 65(2), 109–122. <https://doi.org/10.2478/afx-2023-0014>
- [5]. Sobczak-Piąstka J., Pavluk A., Gomon S.S., Gomon P., Homon S., Lynnyk I. Changing the position of the neutral line of beams made of glued wood in conditions of oblique bending. *AIP Conf. Proc.*, 2928, 080007, 2023. <https://doi.org/10.1063/5.0170371>
- [6]. Gomon S., Gomon S., Gomon P., Shkirenko S. The basis of the deformation method for calculating of elements from wood under cross-section bending. *International Journal of Engineering & Technology*, 2018, Vol. 7 (4.8), P. 109–114. <https://doi.org/10.14419/ijet.v7i4.8.27223>
- [7]. Homon P.S., Polishchuk M.V. Napruzhenno-deformovanyi stan balok iz derevyny z kombinovanim armuvanniam na riznykh rivniakh zavantazhen. Suchasni tekhnolohii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi. – Luts'k: LNTU, 2022. – Vyp. 17. – S. 23–30. [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-7\(17\)-03](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-7(17)-03)
- [8]. Homon P.S. Aproksymatsiia diiahrafy «moment-kryvyna» derev’ianykh armovanykh ta nearmovanykh balok priamokutnoho pererizu. Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia. – Kyiv: KNUBA, 2021. – № 78. – S. 157–165. <https://doi.org/10.32347/2076-815x.2021.78.157-165>
- [9]. Homon P.S. Modeliuvannia roboty derev’ianoï balky z poslidovnym zavantazhenniam. Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia. – Kyiv: KNUBA, 2022. – № 80. – S. 159–165. <https://doi.org/10.32347/2076-815x.2022.80.159-165>
- [10]. Homon P.S. Sumisnist roboty armatury ta derevyny v balkakh, yaki pratsiuiut za poperechnoho zhynu. Suchasni problemy arkhitektury ta mistobuduvannia. – Kyiv: KNUBA, 2022. – Vyp. 63. – S. 327–335. <https://doi.org/10.32347/2077-3455.2022.63.327-335>
- [11]. Gomon P. Determination of tangential stresses in reinforced flexible wooden elements taking into account the nonlinearity of material deformation. *Visnyk Ternopil'skoho natsionalnoho tekhnichnoho universytetu*. – Ternopil: TNTU, 2022. – Vyp. 106. – S. 125–132. https://doi.org/10.33108/visnyk_tntu2022.02.125
- [12]. Gomon P., Babych Ye., Polishchuk M., Kysliuk D.Y., Bandura I., Pakholiuk O., Shevchuk A. Deformability of a glued wooden beam with pre-stressed composite reinforcement. *Procedia Structural Integrity*, 2024, Vol. 59, P. 551–558. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2024.04.078>
- [13]. Homon P.S. Analiz vykorystannia metalevoi ta nemetalevoi armatury dlia pidsylennia derev’ianykh elementiv ta konstruktsii. Suchasni problemy arkhitektury ta mistobuduvannia. –

- Kyiv: KNUBA, 2022. – Vyp. 62. – S. 322–332. <https://doi.org/10.32347/2077-3455.2022.62.322-332>
- [14]. Homon S.S., Pavliuk A.P. Robota balok z kleienoi derevyny v umovakh kosoho zhynu. Visnyk Lvivskoho natsionalnoho aharnoho universytetu: zbirnyk naukovykh prats. – Lviv, 2018. – Vyp. 19. – S. 84–89. <https://doi.org/10.31734/architecture2018.19.084>
- [15]. Mykhailovskyi D.V., Komar M.A. Armuvannia konstruktsii z derevyny kompozytnymy materialamy, stan i perspektyvy. Budivelni konstruktsii, teoriia i praktyka, № 9. – KNUBA, 2021. – S. 72–80. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.72-80>
- [16]. Barabash M.S., Medvedenko D.V., Paliienko O.I. Prohramni komplek sy SAPFIR i LIRA-SAPR – osnova vitchyznianskykh BIM-tekhnologii: monohrafiia. – Kyiv: Nats. aviats. un-t, 2023. – 156 s.
- [17]. Mykhailovskyi D. Method of calculation of panel buildings from cross-laminated timber. Opir materialiv i teoriia sporud: naukovo-tekhnichnyi zbirnyk. – Kyiv: KNUBA, 2021. – Vyp. 107. – S. 75–88. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2021.107.75-88>
- [18]. Mykhailovskyi D.V., Komar A.A. Perekhresno kleidoshchati paneli ta metody yikh rozrakhunku. Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka: zbirnyk naukovykh prats / KNUBA. – 2018. – Vyp. 2. – S. 146–153. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.2.2018.146-153>
- [19]. Mykhaylovskyi D., Komar M. Analysis of the stress-strain state of laminated timber beams reinforced with composite tapes. *Academic Journal Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2022, № 2(57), P. 90–97. <https://doi.org/10.26906/znp.2021.57.2590>
- [20]. Mykhailovskyi D.V., Matiushchenko D.M. Metodyka stvorennia rozrakhunkovoi skhemy hnutokleienykh ram za dopomohoiu metodu skinchenykh elementiv. Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka: Zbirnyk naukovykh prats / KNUBA. – 2018. – Vyp. 2. – S. 99–107. https://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/18/2018_2.pdf
- [21]. Denys Mykhailovskyi, Oleg Komar, Mykola Komar. Engineering method of calculating laminated timber elements reinforced with composite tapes. Opir materialiv i teoriia sporud / Strength of Materials and Theory of Structures: nauk.-tekh. zbirnyk. – Kyiv: KNUBA, 2022. – Vyp. 109. – S. 239–262. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109.239-262>
- [22]. D.V. Mykhailovskyi, M.A. Komar. Definition of the stress-strain state of a glued laminated timber beam reinforced with composite strips using experimental method. Strength of Materials and Theory of Structures: nauk.-tekh. zbirnyk. – Kyiv: KNUBA, 2024. – Vyp. 112. – S. 43–51. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.112.43-51>
- [23]. Mykhalovskyi D.V., Homon P.S. Doslidzhennia roboty poperedno-napruzhenykh derev'ianykh balok z kleienoi derevyny. Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia. – Kyiv: KNUBA, 2024. – № 87. – S. 246–254. <https://doi.org/10.32347/2076-815x.2024.87.246-254>
- [24]. Mykhailovskyi D.V., Homon P.S. Veryfikatsiia metodyk modeliuvannia armovanykh ta nearmovanykh derev'ianykh balok. Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy. – Rivne: NUVHP, 2024. – Vyp. 46. – S. 237–249. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i46.28>
- [25]. Babych Ye.M., Homon P.S. Eksperymentalni doslidzhennia poperedno napruzhenykh kombinovano armovanykh balok z tsilnoi derevyny. Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy. – Rivne: NUVHP, 2024. – Vyp. 45. – S. 96–105. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i45.11>

NUMERICAL MODELING OF THE BEHAVIOR OF A HYBRID-REINFORCED TIMBER BEAM USING PLANE FINITE ELEMENTS

Denys Mykhailovskyi, Doctor of Technical Sciences, Professor
ORCID: 0000-0003-3151-8630

Petro Gomon, Doctoral Student
p.s.homon@nuwm.edu.ua: ORCID: 0000-0003-2080-5650
Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv
Komar M.A., PhD, Junior Research Fellow,
ORCID: 0000-0002-3631-8999
SSTC NRS

Annotation: The study is devoted to the numerical modeling of reinforced wooden beams using the LIRA-SAPR software package. One of the main disadvantages of wooden beams is their excessive flexibility, which leads to large deflections and displacements. Reinforcing wooden beams with stiffening elements is an effective method for increasing their rigidity and reducing internal stresses. However, in current engineering practice, there is a lack of design guidelines and examples for modeling such reinforced wooden structures using modern software tools. Therefore, the aim of this work is to investigate different methods for modeling reinforcement in wooden beams using finite element analysis. The paper presents an analysis of recent publications where different reinforcement types—such as basalt, carbon, and glass fiber—were used in wooden structures. Special attention is given to the challenge of numerically modeling such reinforcements, particularly when using planar finite elements instead of volumetric ones, as this approach significantly reduces computational complexity. Three reinforcement modeling methods are proposed and tested: 1) placing reinforcing bars between planar finite element nodes; 2) adjusting the modulus of elasticity of the elements to reflect the combined stiffness of wood and reinforcement; 3) modeling reinforcement as a separate layer with equivalent cross-sectional area. Each method was implemented and analyzed for accuracy and practicality. Experimental data from full-scale beam tests were used for comparison. Results indicate that all three methods provide acceptable accuracy, with deviations from experimental deflection values averaging around 11%, which is considered satisfactory for wood materials. Stress distributions obtained through numerical analysis showed good agreement across methods, though each has specific advantages. For instance, modeling reinforcement as individual bars allows precise evaluation of stresses in wood, whereas layer-based modeling offers direct assessment of stresses in reinforcement elements. The study demonstrates that numerical modeling of reinforced wooden beams using planar finite elements in LIRA-SAPR is a reliable and efficient alternative to volumetric modeling. Each proposed method can be effectively applied depending on the design goal, offering engineers flexibility in structural analysis and optimization.

Key words: timber, timber beam, timber structure, reinforcement.

УДК 539.3

doi:10.31650/2707-3068-2025-29-142-147

ВПЛИВ ОДНОРАЗОВИХ ТА МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ СОСНИ МОДИФІКОВАНОЇ ЕПОКСИДНОЮ СМОЛОЮ

Чапюк О.С., к.т.н., доц.,

ochapiuk1983@gmail.com: ORCID: 0000-0003-0283-1863

Гомон О.О., старший лаборант,

olyahomons@gmail.com

Луцький національний технічний університет

Анотація: Удосконалено спосіб модифікації деревини епоксидною смолою. Проведено натурні випробування необробленої та модифікованої клеєної деревини сосни за дії одноразових короточасних та малоциклових навантажень за осьового стиску вздовж волокон. Побудовано усереднені діаграми деформування модифікованої та немодифікованої клеєної деревини сосни за таких умов експлуатації. Було встановлено граничну міцність та відповідну деформівність необробленої та модифікованої клеєної деревини сосни, як за одноразових короточасних, так і за малоциклових навантажень. Модифікація клеєної деревини сосни епоксидною смолою збільшує граничну міцність в 1,27 раз, деформівність зменшується в 1,05 рази. Вплив малоциклових навантажень зменшує міцність клеєної деревини в 1,06 рази, деформівність підвищується в 1,13 рази. Для модифікованої міцність зменшується в 1,07 рази, деформівність зростає в 1,08 рази.

Ключові слова: модифікована клеєна деревина, малоциклові навантаження, епоксидна смола, модифікація, міцність, деформівність.

Постановка проблеми. Деревина – це природний унікальний матеріал. Вона має свої ексклюзивні фізико-механічні властивості. Деревина має багато переваг в порівнянні з іншими матеріалами. Фактично використовується у всіх галузях промисловості. Структура та унікальні фізико-механічні властивості дозволяють використовувати її при виготовленні різноманітної продукції [1,2]. При виготовленні несучих елементів та конструкцій частіше застосовують хвойні породи: сосну, ялину, модрина. В науковців часто виникає питання щодо створення полімерних композицій для захисту деревини та покращення її фізико-механічних властивостей. В даній статті ми спробуємо застосувати епоксидну смолу для модифікації клеєної деревини сосни для стабілізації та покращення її механічних характеристик, а також вивчити вплив одноразових та малоциклових навантажень на такі композиційні матеріали.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. Поліпшенням механічних характеристик деревини різних порід займалися, займаються і будуть займатися дослідники з багатьох країн світу. Існує багато способів, за допомогою яких можливе поліпшення різних фізико-механічних властивостей деревини. Одним із таких є її модифікація [3-6]. Є різні способи модифікації деревини. Нас буде цікавити модифікація, яка сприяє підвищенню міцності, модуля пружності, зменшенню деформівності. Для поліпшення даних показників можна удосконалювати способи модифікації або пропонувати різні композиційні матеріали для її проведення [3-8]. З іншої сторони вузли та елементи конструкцій з деревини часто зазнають впливу малоциклових навантажень [9,10].

Постановка цілей і завдань досліджень. Метою роботи є проведення експериментальних досліджень клеєної деревини сосни модифікованої епоксидною смолою за впливу одноразових короточасних та малоциклових навантажень, побудова діаграм деформування, встановлення міцнісних та деформівних показників.

Методика експериментальних досліджень. Зразки клеєної деревини сосни перерізом 30x30x120 мм виготовлялись в заводських умовах [11,12]. Спочатку були виготовлені клеєні

балки, потім з них вирізували дослідні призми. Для склеювання використовувався резорциновий клей. Всього було виготовлено 16 зразків вологістю 12% без видимих дефектів, 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 годин за температури 50 °С. Після модифікації клеєна деревина сосни дещо змінювала свій колір. Виготовлені модифіковані та немодифіковані зразки показані на Рис.1.

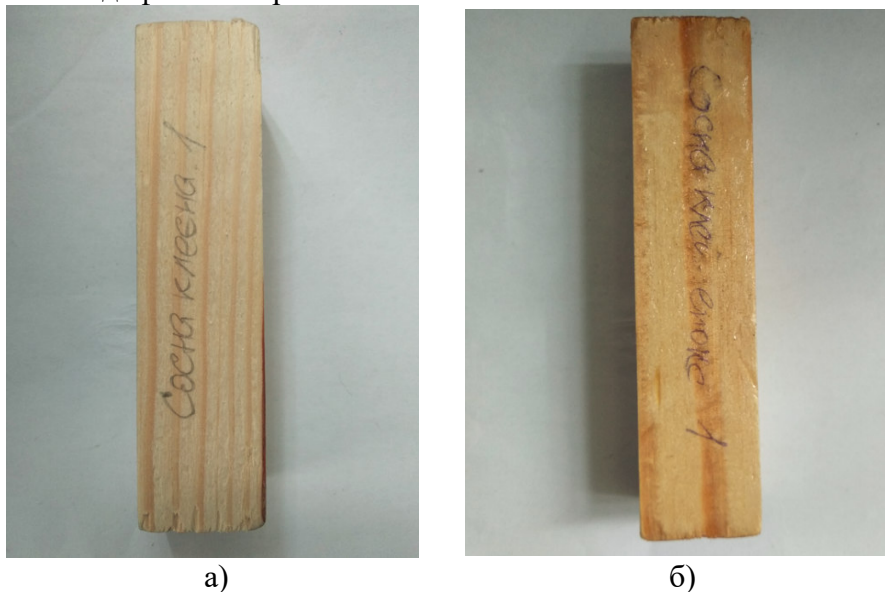


Рис.1. Зразки клеєної деревини сосни: а) немодифіковані; б) модифіковані

Модифіковані та немодифіковані призми випробовувались за одноразових та малоциклових навантажень на випробувальній машині СТМ-100 за осьового стиску вздовж волокон [13,14]. Спочатку зразки досліджувались за одноразового короточасного навантаження, за результатами яких було встановлено їх усереднену міцність та деформівність. А згодом інші призми піддавались малоцикловим навантаженням. Визначались ті ж показники. Кількість циклів малоциклового навантаження складала 10 в режимі 0,2-0,8 від міцності за одноразового короточасного навантаження і закладалися в програмне забезпечення випробувальної машини. На 11 циклі зразки доводили до руйнування. 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.2а, Рис.2б.

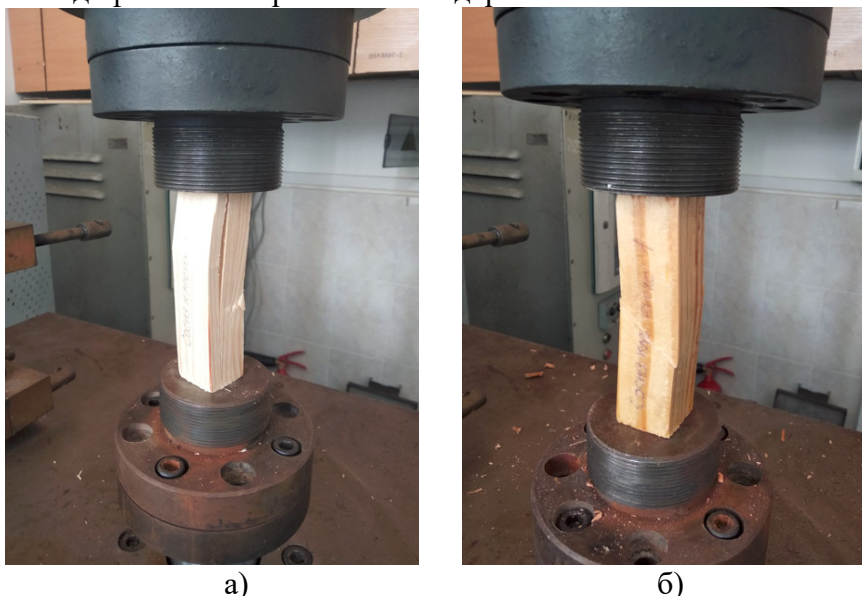


Рис.2. Руйнування зразків клеєної деревини сосни: а) немодифікованих; б) модифікованих

Результати експериментальних досліджень. Після проведених випробувань побудовано усереднені діаграми деформування немодифікованої клеєної деревини сосни за одноразового короткочасного навантаження (Рис.3а) та модифікованої епоксидною смолою (Рис.3б).

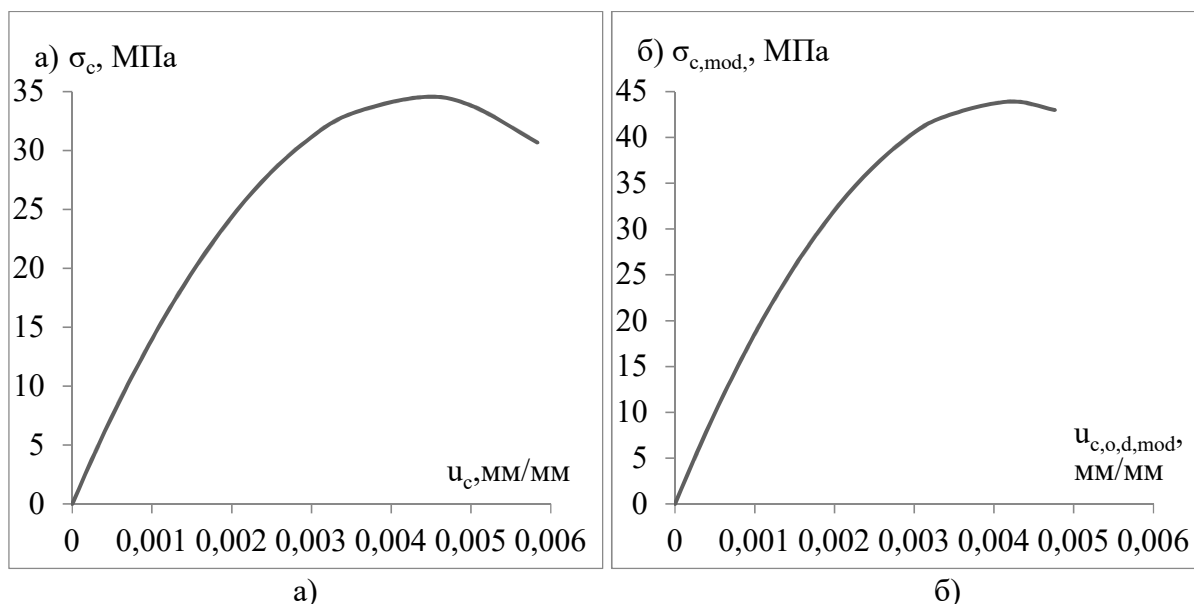


Рис.3. Усереднені діаграми деформування клеєної деревини сосни за одноразового короткочасного навантаження: а) немодифікованої; б) модифікованої

Після обробки результатів дослідження та побудови діаграм деформування було встановлено граничну міцність необробленої клеєної деревини сосни $f_{c,0,d}=34,5$ МПа та відповідну деформівність $u_{c,o,d}=0,00437$ мм/мм (Рис.3а). Також визначено граничну міцність модифікованої епоксидною смолою клеєної деревини сосни $f_{c,0,d,mod}=43,9$ МПа та відповідна деформівність $u_{c,o,d,mod}=0,00416$ мм/мм (Рис.3б). Отже, модифікація клеєної деревини епоксидною смолою збільшує граничну міцність в 1,27 раз, при цьому деформівність зменшується в 1,05 рази.

На основі проведеного експерименту наведено усереднені діаграми деформування необробленої клеєної деревини сосни за малоциклового навантаження (Рис.4а) та модифікованої епоксидною смолою (Рис.4б).

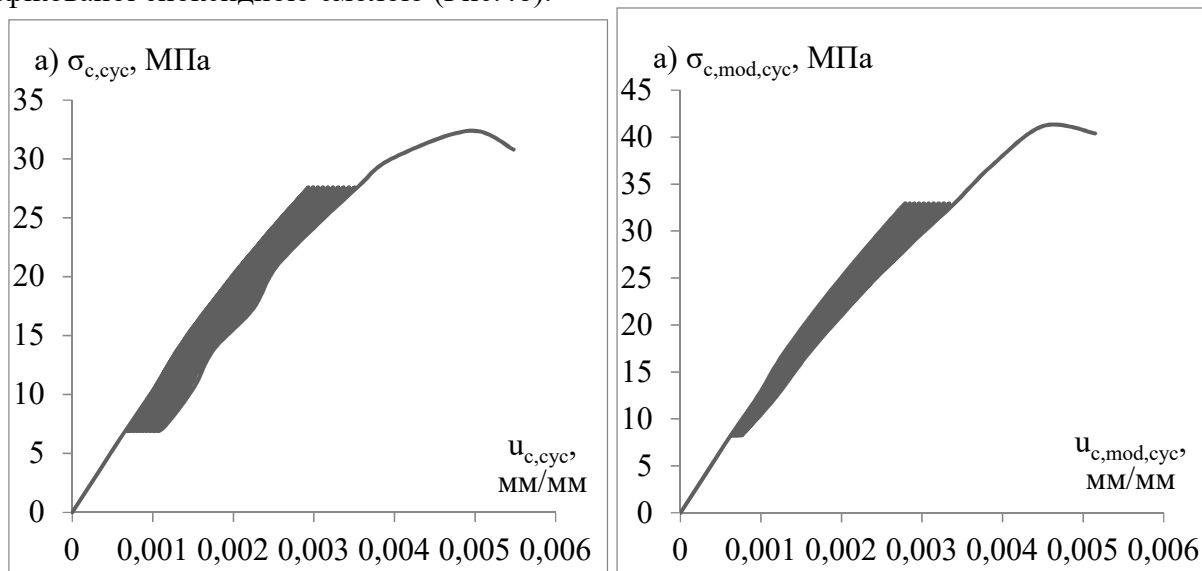


Рис.4. Усереднені діаграми деформування клеєної деревини сосни за малоциклового навантаження: а) немодифікованої; б) модифікованої

Після обробки результатів дослідження та побудови діаграм деформування було встановлено граничну міцність необробленої клеєної деревини сосни після дії малоциклових навантажень $f_{c,0,d,cyc}=32,4$ МПа та відповідну деформівність $u_{c,o,d,cyc}=0,00493$ мм/мм (Рис.4а). Також визначено граничну міцність модифікованої епоксидною смолою клеєної деревини сосни $f_{c,0,d,mod,cyc}=41,2$ МПа та відповідну деформівність $u_{c,o,d,mod,cyc}=0,00451$ мм/мм (Рис.4б). Отже, вплив малоциклових навантажень зменшує граничну міцність необробленої клеєної деревини 1,06 рази, при цьому деформівність підвищується в 1,13 рази. Для модифікованої деревини спостерігається така ж картина гранична міцність зменшується в 1,07 рази, деформівність в свою чергу зростає в 1,08 рази.

Висновки:

1. Удосконалено спосіб модифікації деревини епоксидною смолою.
2. Проведено експериментальні дослідження необробленої та модифікованої клеєної деревини сосни за дії одноразових короткочасних та малоциклових навантажень за осьового стиску вздовж волокон.
3. Побудовано усереднені діаграми деформування модифікованої та немодифікованої клеєної деревини сосни за одноразових короткочасних та малоциклових навантажень.
4. За результатами експериментальних досліджень було встановлено граничну міцність та відповідну деформівність необробленої та модифікованої клеєної деревини сосни, як за одноразових короткочасних, так і за малоциклових навантажень.
5. Модифікація клеєної деревини сосни епоксидною смолою збільшує граничну міцність в 1,27 раз, при цьому деформівність зменшується в 1,05 рази.
6. Вплив малоциклових навантажень зменшує граничну міцність необробленої клеєної деревини 1,06 рази, при цьому деформівність підвищується в 1,13 рази. Для модифікованої деревини спостерігається така ж картина гранична міцність зменшується в 1,07 рази, деформівність в свою чергу зростає в 1,08 рази.

Література

1. Гомон О.О., Чапюк О.С., Савчук С.М. Використання клеєної деревини у промисловості. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. Луцьк: ЛНТУ, 2024. Вип.22. С. 15–22.
2. Гомон О.О., Чапюк О.С., Савчук С.М. Особливості застосування клеєної деревини. Іноваційні процеси в галузі дорожнього будівництва: збірник тез доповідей II міжнародної науково-практичної інтернет-конференції молодих учених та студентів, 6 листопада 2024 року, м. Луцьк. Луцьк: ЛНТУ, 2024. С. 26-27.
3. Hill C. (2011). Wood modification: An update. *BioResources*, 6 (2), Pp. 918–919.
4. Sandberg D., Kutnar A., Mantanis G. (2017). Wood modification technologies - a review. *iForest - Biogeosciences and Forestry*. 10(6), 895-908.
5. Пінчевська О.О., Горбачова О.Ю. Властивості термомодифікованої деревини граба. *Сучасні будівельні конструкції з металу, деревини та пластмас*. Одеса: ОДАБА, 2017. Вип. 21. С. 71-77.
6. Цапко Ю.В., Ліхнівський Р.В. Дослідження структури модифікованої деревини. *Будівельні матеріали, виробы та санітарна техніка*. Київ, 2013. Вип. 49. С. 170–174.
7. Ведь В.В., Ярїз В.О., Черніченко В.А., Биков Л.Ф. Оптимізація і модернізація способів глибокого просочення деревини. *Вопросы химии и химической технологии*. Дніпропетровськ, 2006. №3. С. 179-182.
8. Перетятко Б., Гаврилко О., Білінський Б. (2019). Аналіз технологічних схем просочення деревини у автоклавних печах. *Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Серія: Теорія і практика будівництва*, 912, 139–145.
9. Сасовський Т.А. Напружено-деформований стан балок із клеєної деревини за дії малоциклових навантажень: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Рівне, 2018. 200 с.

10. Алексієвець В.І. Робота та розрахунок сталевих нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій за повторних навантажень: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Нац. ун-т вод. госп-ва та природокористування. Рівне, 2011. 21 с.
11. ДСТУ EN 336–2003. Пиломатеріали конструкційні із хвойних порід та тополі. Розміри. Допустимі відхилення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2004. 8 с.
12. ДСТУ EN 408:2007. Лісоматеріали конструкційні. Конструкційна та клеєна шарувата деревина. Визначення деяких фізичних та механічних властивостей. Київ. Держспоживстандарт України. 2012.
13. ДСТУ EN 380-2008. Лісоматеріали конструкційні. Загальні настанови щодо методів випробування на статичне навантаження. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 8с.
14. ДСТУ 3129:2015. Деревина. Методи відбору зразків і загальні вимоги до фізико-механічних випробувань невеликих бездефектних зразків. Київ: Мінрегіон України, 2016. 9 с.

References

- [1]. Homon O.O., Chapyuk O.S., Savchuk S.M. Vykorystannya kleyenoyi derevyny u promyslovosti. Suchasni tekhnolohiyi ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi. Luts'k: LNTU, 2024. Vyp.22. S. 15–22.
- [2]. Homon O.O., Chapyuk O.S., Savchuk S.M. Osoblyvosti zastosuvannya kleyenoyi derevyny. Inovatsiyni protsesy v haluzi dorozhn'oho budivnytstva: zbirnyk tez dopovidey II mizhnarodnoyi naukovo-praktychnoyi internet-konferentsiyi molodykh uchenykh ta studentiv, 6 lystopada 2024 roku, m. Luts'k. Luts'k: LNTU, 2024. S. 26-27.
- [3]. Hill C. (2011). Wood modification: An update. BioResources, 6 (2), Pp. 918–919.
- [4]. Sandberg D., Kutnar A., Mantanis G. (2017). Wood modification technologies - a review. iForest - Biogeosciences and Forestry. 10(6), 895-908.
- [5]. Pinchevs'ka O.O., Horbachova O.YU. Vlastyvoli termomodyfikovanoyi derevyny hraba. Suchasni budivel'ni konstruktsiyi z metalu, derevyny ta plastmas. Odesa: ODABA, 2017. Vyp. 21. S. 71-77.
- [6]. Tsapko YU.V., Likhn'ovs'ky R.V. Doslidzhennya struktury modyfikovanoyi derevyny. Budivel'ni materialy, vyroby ta sanitarna tekhnika. Kyiv, 2013. Vyp. 49. S. 170–174.
- [7]. Ved' V.V., Yariz V.O., Chernichenko V.A., Bykov L.F. Optyimizatsiya i modernizatsiya sposobiv hlybokoho prosochennya derevyny. Voprosy khymy y khymycheskoy tekhnolohyy. Dnipropetrovs'k, 2006. №3. S. 179-182.
- [8]. Peretyatko B., Havrylko O., Bilins'ky B. (2019). Analiz tekhnolohichnykh skhem prosochennya derevyny u avtoklavnykh pechakh. Visnyk Natsional'noho universytetu "L'vivs'ka politekhnika". Seriya: Teoriya i praktyka budivnytstva, 912, 139–145.
- [9]. Sasovs'ky T.A. Napruzhenno-deformovanyy stan balok iz kleyenoyi derevyny za diyi malotsyklovykh navantazhen': dys. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.01. Rivne, 2018. 200 s.
- [10]. Aleksiyeveets' V.I. Robota ta rozrakhunok stalevykh nahel'nykh z'yednan' derev'yanykh konstruktsiy za povtornykh navantazhen': avtoref. dys. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.01. Nats. un-t vod. hosp-va ta pryrodokorystuvannya. Rivne, 2011. 21 s.
- [11]. DSTU EN 336–2003. Pylomaterialy konstruktsiyni iz khvoynykh porid ta topoli. Rozmiry. Dopustymi vidkhylennya. Kyiv: Minrehionbud Ukrayiny, 2004. 8 s.
- [12]. DSTU EN 408:2007. Lisomaterialy konstruktsiyni. Konstruktsiyna ta kleyena sharuvata derevyna. Vyznachennya deyakykh fizychnykh ta mekhanichnykh vlastyvostey. Kyiv. Derzhspozhyvstandart Ukrayiny. 2012.
- [13]. DSTU EN 380-2008. Lisomaterialy konstruktsiyni. Zahal'ni nastanovy shchodo metodiv vyprobuvannya na statychne navantazhennya. Kyiv: Minrehionbud Ukrayiny, 2010. 8s.
- [14]. DSTU 3129:2015. Derevyna. Metody vidboru zrazkiv i zahal'ni vymohy do fizyko-mekhanichnykh vyprobuvan' nevelykykh bezdefektnykh zrazkiv. Kyiv: Minrehion Ukrayiny, 2016. 9 s.

INFLUENCE OF SINGLE AND SHORT-CYCLE LOADS ON THE MECHANICAL CHARACTERISTICS OF GLUE-LAIMEED PINE WOOD MODIFIED WITH EPOXY RESIN

Chapiuk O.S., PhD, associate professor,
ochapiuk1983@gmail.com: ORCID: 0000-0003-0283-1863

Homon O.O., senior laboratory assistant
olyahomons@gmail.com

Lutsk National Technical University

Annotation: Wood is a natural unique material. It has its own exclusive physical and mechanical properties. Wood has many advantages compared to other materials. It is used in virtually all industries. The structure and unique physical and mechanical properties allow it to be used in the manufacture of a variety of products. The aim of the work is to conduct experimental studies of glued pine wood modified with epoxy resin under the influence of single short-term and low-cycle loads, construct deformation diagrams, and establish strength and deformation indicators. The method of experimental research of untreated and modified glued pine wood under the action of single short-term and low-cycle loads in axial compression along the fibers is presented. The method of wood modification with epoxy resin has been improved. Modified and unmodified prisms were tested under single and low-cycle loads on a STM-100 testing machine under axial compression along the fibers. Experimental studies of untreated and modified glued pine wood under the action of single short-term and low-cycle loads under axial compression along the fibers have been conducted. Averaged deformation diagrams of modified and unmodified glued pine wood under single short-term and low-cycle loads have been constructed. According to the results of experimental studies, the ultimate strength and corresponding deformability of untreated and modified glued pine wood were established, both under single short-term and low-cycle loads. Modification of glued pine wood with epoxy resin increases the ultimate strength by 1.27 times, while the deformability decreases by 1.05 times. The effect of low-cycle loads reduces the ultimate strength of untreated glued laminated timber by 1.06 times, while the deformability increases by 1.13 times. For modified wood, the same pattern is observed: the ultimate strength decreases by 1.07 times, while the deformability, in turn, increases by 1.08 times.

Keywords: modified glued laminated timber, low-cycle loads, epoxy resin, modification, strength, deformability.

УДК 624.011.1

doi:10.31650/2707-3068-2025-29-148-156

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

Шехоркіна С.Є., д.т.н., професор,
svitlana.shekhorkina@pdaba.edu.ua, ORCID: 0000-0002-4377-3746

Талаш А.В., аспірант,
talashandrii@gmail.com, ORCID: 0009-0008-1559-4629
Український державний університет науки і технологій

Анотація. У статті досліджено можливість застосування композиційних матеріалів із вторинної деревини у поперечних шарах перехресно-клеєних дерев'яних панелей (ПКД) шляхом оцінки впливу фізико-механічних характеристик на прогини комбінованих ПКД-панелей порівняно з традиційними із суцільної деревини. Методологія дослідження базувалася на чисельному моделюванні методом скінченних елементів у програмному комплексі RFEM 5. Розглянуто три- та п'ятишарові ПКД-панелі прольотом 3–5 м під дією рівномірного навантаження з урахуванням деформацій повзучості. Результати показали, що використання LVL і OSB в ненесучих шарах панелі суттєво не впливає розподіл напружень, але призводить до збільшення прогинів на 10–25% залежно від конфігурації. Встановлено, що деформації повзучості збільшують прогини всіх типів панелей на 47–63%. Дослідження підтверджує доцільність застосування вторинної деревини у ПКД-панелях, що сприяє ресурсоефективності та зменшення відходів у будівельній та деревообробній галузях.

Ключові слова: перехресно-клеєна деревина, деревина вторинного походження, композиційні деревинні матеріали, деформації повзучості, прогини

Введення. 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 [1]. Це обумовлено появою сучасних інженерних розробок в галузі масивної деревини [2], 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.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. Перехресно-клеєна деревина (ПКД) – це інженерний виріб, що складається із непарної кількості склеєних між собою шарів (від 3 до 9) дошок, що укладаються у взаємно перпендикулярних напрямках. ПКД була розроблена в 1990-х роках в Австрії і з того часу набула поширення в багатьох країнах як ефективний будівельний матеріал для будівель різного призначення, в тому числі багатоповерхових [3].

Важливим питанням у будівництві з деревини, як сировини природного походження, є ресурсоощадність. Досягти цього можливо за рахунок використання резервів тонкомірної, низькосортної і неліквідної деревини. За даними [4] в Україні заготовлюється близько 15 млн. м³ ліквідної деревини на рік. З цього обсягу до 3 млн. м³ складає низькотоварна та неліквідна деревина. Іншим джерелом сировини може бути деревина, не пов'язана безпосередньо із лісозаготівлею. Ця деревина класифікується за трьома основними типами:

- рециклінгова (від англ. *recycled*), що надходить з існуючих конструкцій, які були знесені або демонтовані, і піддається обробці таким чином, що кінцевий продукт

використовується за іншим призначенням (априклад, елементи балок перекриттів можуть слугувати сировиною для деревностружкових плит або паркетної дошки тощо);

- повторного використання (від англ. *reclaimed*), яка вже була заготовлена та використана для будівництва, але завдяки відповідному сортуванню може бути застосована повторно в структурних елементах чи для інших цілей без додаткової обробки. Цей вид може включати постіндустріальну деревину, що отримується з відходів деревообробки та виробництва пиломатеріалів та інших виробів, та постспоживчу деревину, що в основному вилучається зі старих будинків, мостів та інших споруд;

- «збережена» (від англ. *salvaged*) деревина, яка є побічним продуктом іншого процесу. Джерелом цього виду деревини можуть слугувати дерева, що видаляються при планових спилах на територіях міст, при підготовці земельних ділянок для будівництва, при планових вирубках у промисловому садівництві тощо. Як правило такі дерева перетворюються на тріску або спалюються як відходи, тоді як використання їх в якості сировини у деревообробній промисловості для виробництва в тому числі будівельної продукції може бути важливим кроком у переході до раціонального природокористування.

Всі вищенаведені типи вторинної деревини можуть бути використані 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) [5]. Ці вироби своєю чергою можуть слугувати складовими композитних або багатошарових дерев'яних конструкцій. Така можливість сьогодні отримала розвиток у сучасних розробках, спрямованих на максимально ефективне використання всіх видів деревини та мінімізацію деревинних відходів під захоронення або утилізацію.

Технологія виготовлення ПКД-панелей передбачає, що як в поздовжніх, так і в поперечних шарах, використовується відсортована деревина. При цьому несуча здатність при згині та стиску залежить від міцності деревини та площі поперечного перерізу дошок, навантажених вздовж волокон. Поперечні шари панелі практично не приймають участь у сприйнятті навантаження, але виконують роль структурних елементів, які відповідають за перерозподіл навантаження по довжині конструкції. З огляду на це, для підвищення ресурсоефективності та забезпечення можливості використання вторинної, низькотоварної та неліквідної деревини ряд авторів пропонує в поперечних шарах використовувати такі композиційні матеріали як орієнтовано-стружкові плитні вироби, брус з ламінованого шпону тощо [6, 7]. Це обумовлює необхідність виконання досліджень напружено-деформованого стану нових видів ПКД.

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

Матеріали та методи. Деревина є анізотропним матеріалом із трьома головними осями (подовжньою, тангенціальною, радіальною), але при моделюванні та практичних розрахунках її зазвичай розглядають як ортотропний матеріал. Визначення параметрів напружено-деформованого стану ПКД є більш складним, оскільки панель є багатошаровою конструкцією з ортотропних елементів з різними властивостями паралельно і перпендикулярно основному напрямку панелі. Фізико-механічні та геометричні характеристики кожного окремого шару використовуються як вхідні дані для опису ортотропного матеріалу та формування матриці жорсткості ПКД-панелі.

Сучасні методи розрахунку деформацій і напружень в ПКД-панелі ґрунтуються на фундаментальних положеннях теорії пластин Міндліна-Рейсснера, яка дозволяє врахувати зсувні напруження та деформації по товщині пластини при її згинанні [8].

Схематичне представлення сил та моментів, що діють на ПКД-панель, а також відповідних деформацій згідно з теорією пластин Міндліна-Рейсснера наводять автори роботи [9] (рис. 1).

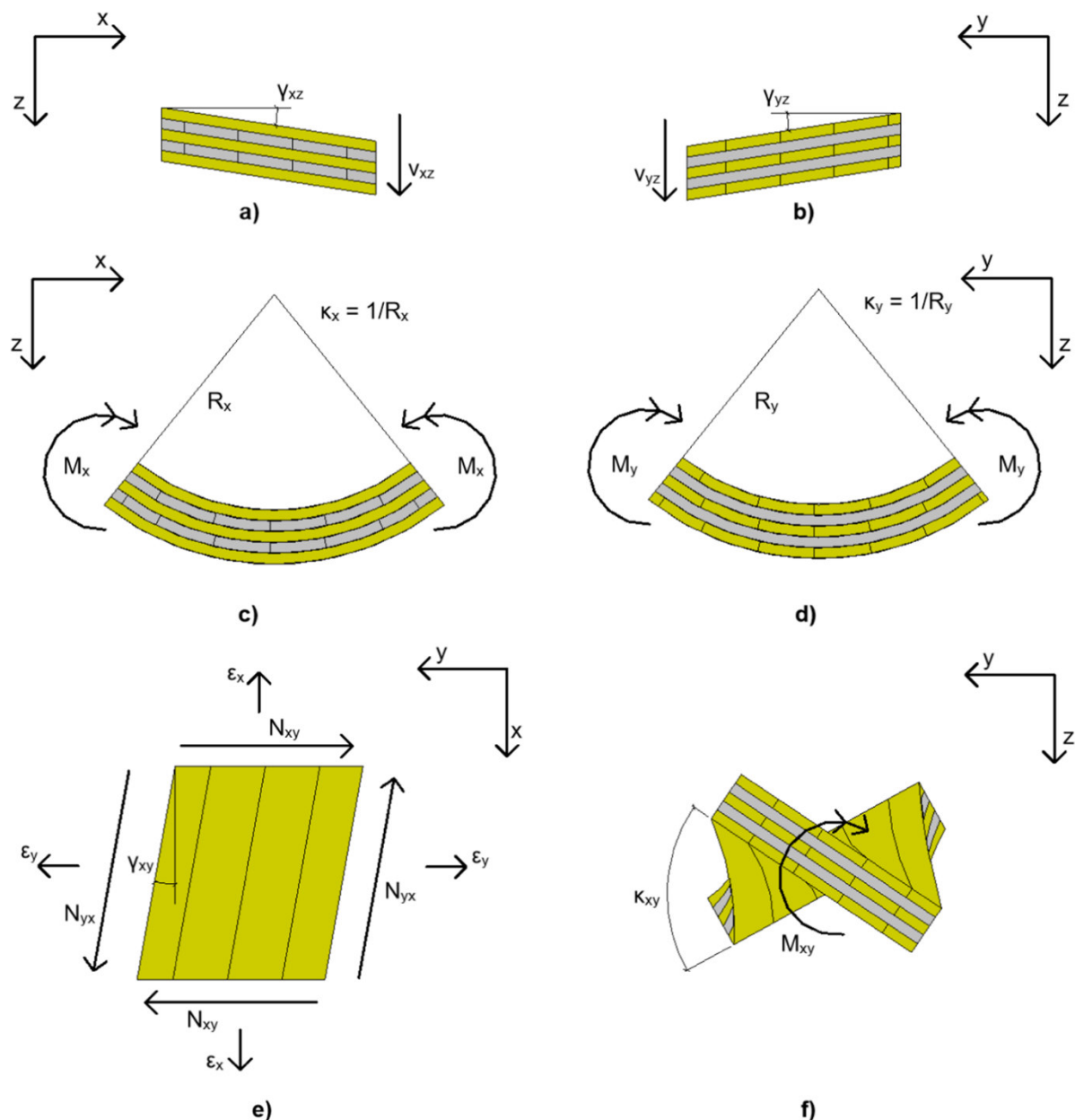


Рис. 1. Схематичне представлення сил та моментів, що діють на ПКД-панель, та відповідних деформацій [9]: M_x , M_y - згинальні моменти; M_{xy} - крутний момент; V_{xz} , V_{yz} - поперечні (зсувні) сили; N_x , N_y - поздовжні сили; N_{xy} - зсувна сила в площині; γ_{xz} , γ_{yz} , γ_{xy} - зсувні деформації; k_x , k_y , k_{xy} - кривизна; ϵ_x , ϵ_y - деформації в площині; R_x , R_y - радіус кривизни

В загальному випадку співвідношення напруження-деформації для ортотропного матеріалу у матричній формі виглядає наступним чином [8, 9]:

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \\ V_{xz} \\ V_{yz} \\ N_x \\ N_y \\ N_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & D_{22} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & k_{33}D_{33} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & D_{44} & D_{45} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & D_{55} & 0 & 0 & 0 \\ & & sym & & & D_{66} & D_{67} & 0 \\ & & & & & & D_{77} & 0 \\ & & & & & & & k_{88}D_{88} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k_x \\ k_y \\ k_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \\ \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}. \quad (1)$$

В рівнянні (1) змінні D_{ij} в сукупності формують матрицю жорсткості елемента:

$D_{11}, \dots, D_{33}$ визначають згинальну жорсткість;

$D_{44}, \dots, D_{55}$ визначають зсувну жорсткість;

$D_{66}, \dots, D_{88}$ визначають осьову жорсткість.

Коефіцієнти k_{33} та k_{88} використовуються для коригування значень елементів жорсткості в матриці відповідно до наявності склеювання по коротким краям дошок, що складають ПКД-панель.

Оскільки шари ПКД, як правило, не склеюються по коротким сторонам дошок, то напруження зсуву через них не передаються. Для врахування впливу цього фактору на зниження жорсткості панелі коефіцієнти k_{33} та k_{88} визначаються за формулами [10]:

$$k_{33} = \frac{1}{1 + 6p_D \left(\frac{t_i}{a} \right)^{q_D}}, \quad (2)$$

$$k_{88} = \frac{1}{1 + 6p_S \left(\frac{t_i}{a} \right)^{q_S}}, \quad (3)$$

де p_D, p_S, q_D та q_S – емпіричні коефіцієнти, значення яких наведено в табл. 1; a – ширина дошки; t_i – усереднене значення товщини шару ПКД ($t_i = h_{panel}/n$); h_{panel} – товщина панелі; n – кількість шарів.

Таблиця 1 – Значення коефіцієнтів p_D, p_S, q_D та q_S [10]

Коефіцієнт	Кількість шарів		
	3	5	7
p_D	0,89	0,67	0,55
q_D	1,33	1,26	1,23
p_S	0,53	0,43	0,43
q_S	1,21	1,21	1,21

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 якому реалізовано вищенаведені теоретичні положення.

Розглядалися декілька варіантів панелей перекриття шириною 1,0 м. Прольоти становили 3, 4 та 5 м. Тип обпирання – 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 С товщиною 24 мм. Ширина елементів з OSB та LVL приймалася аналогічно поздовжнім шарам.

Таблиця 2 - Конфігурація 3-шарових комбінованих ПКД-панелей

Тип панелі	Номер та напрямок шару/товщина шару, мм			Сумарна товщина, мм
	1	2	3	
	0	90	0	
CLT	30	30	30	90
CLS-OSB	30	18	30	78
CLT-LVL	30	24	30	84

Таблиця 3 – Конфігурація 5-шарових комбінованих ПКД-панелей

Тип панелі	Номер та напрямок шару/товщина шару, мм					Сумарна товщина, мм
	1	2	3	4	5	
	0	90	0	90	0	
CLT	20	20	20	20	20	100
CLS-OSB	20	18	20	18	20	96
CLT-LVL	20	24	20	24	20	108

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/м^2 . Загальний вигляд розрахункової моделі приведено на рис. 2.

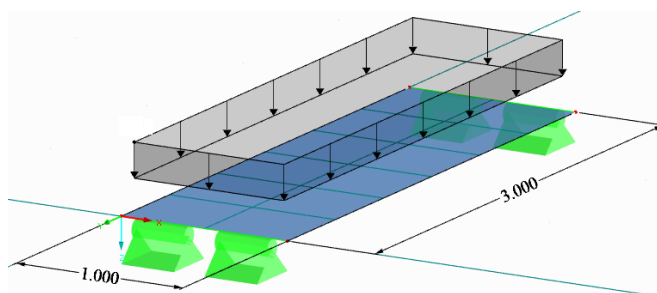


Рис. 2. Загальний вигляд розрахункової моделі в Dlubal RFEM 5

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 [11, 12]. При цьому оскільки LVL в поперечних шарах ПКД панелей орієнтовані перпендикулярно волокнам шпону, то для обчислень приймався модуль пружності перпендикулярно волокну при плоскому згинанні $E_{m,90,mean}$. Для суцільної деревини приймався модуль пружності вздовж волокон $E_{m,0,mean}$, а для орієнтовано-стружкових плит модуль пружності E_{mean} .

Для врахування впливу деформацій повзучості до початкового середнього модуля пружності матеріалу застосовувався коефіцієнт деформацій k_{def} згідно із чинними нормами та рекомендаціями з проєктування [11, 12]:

$$E_{mean,fin,i} = E_{mean,i} / (1 + k_{def}), \quad (4)$$

де $E_{mean,i}$ – початковий середній модуль пружності; $E_{mean,fin,i}$ – повний модуль пружності; k_{def} – коефіцієнт деформацій для врахування впливу повзучості.

Відповідні значення модулів пружності початкових та повних з урахуванням повзучості, а також коефіцієнтів деформацій приведені в табл. 4.

Значення коефіцієнтів k_{33} та k_{88} для прийнятих конфігурацій ПКД-панелей з комбінованої сировини, обчислені з використанням формул (2), (3) приведені в табл. 5.

Таблиця 4 - Модулі пружності та коефіцієнти деформацій k_{def} для моделювання напружено-деформованого стану ПКД-панелей

Найменування матеріалу	Початковий модуль пружності $E_{mean,i}$, МПа	Коефіцієнт деформацій k_{def}	Повний модуль пружності $E_{mean,fin,i}$, МПа
Суцільна деревина C24	12000	0.6	7500
OSB-3	4930	1.5	1972
LVL 36 C	2000	0.6	1200

Таблиця 5 – Величини коефіцієнтів k_{33} та k_{88} для прийнятих конфігурацій ПКД-панелей

Кількість шарів	Тип панелі	Сумарна товщина, мм	Коефіцієнтів до елементів матриці жорсткості	
			k_{33}	k_{88}
3	CLT	90	0,482	0,574
	CLT-OSB	78	0,529	0,616
	CLT-LVL	84	0,504	0,595
5	CLT	100	0,654	0,731
	CLT-OSB	96	0,666	0,741
	CLT-LVL	104	0,632	0,712

Результати. 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. Вирішальну роль при однаковій довжині прольоту та навантаженні має загальна товщина конструкції. Проте суттєвим є вплив характеристик повзучості деревини та виробів на її основі на загальні розрахункові прогини панелей перекриття. Отримані дані щодо величини миттєвого (без врахування повзучості) та повного (з урахуванням повзучості) прогину при навантаженні 100 кг/м^2 , що приведені в табл. 6 та на рис. 3, 4.

Таблиця 6 – Прогини звичайних та комбінованих ПКД-панелей

Кількість шарів	Тип панелі	Прогин, мм								
		L=3 м			L=4 м			L=5 м		
		w_{inst}	w_{fin}	%	w_{inst}	w_{fin}	%	w_{inst}	w_{fin}	%
3 шари	CLT	1,7	2,5	47,1	5,0	7,9	58,0	12,0	18,9	57,5
	CLT-OSB	2,4	3,6	50,0	7,3	11,6	58,9	17,7	28,1	58,8
	CLT-LVL	1,8	2,9	61,1	5,8	9,2	58,6	14,1	22,5	59,6
5 шарів	CLT	1,5	2,2	46,7	4,4	6,8	54,5	10,6	16,5	55,7
	CLT-OSB	1,6	2,5	56,3	4,9	7,6	55,1	11,7	18,5	58,1
	CLT-LVL	1,1	1,8	63,6	3,5	5,6	60,0	8,6	13,6	58,1

Примітка. w_{inst} – миттєвий прогин; w_{fin} – повний прогин з урахуванням повзучості; % – різниця між миттєвим та повним прогином (у відсотках).

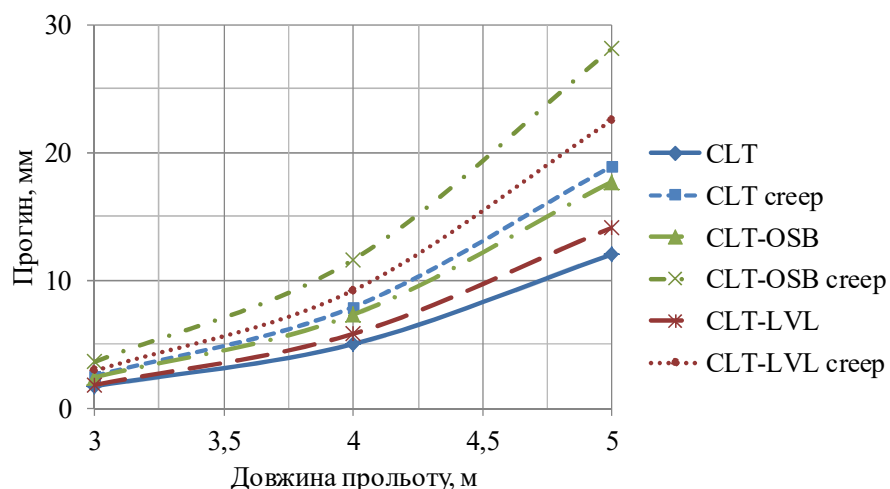


Рис. 3. Графік зміни миттєвих та повних прогинів тришарових ПКД-панелей

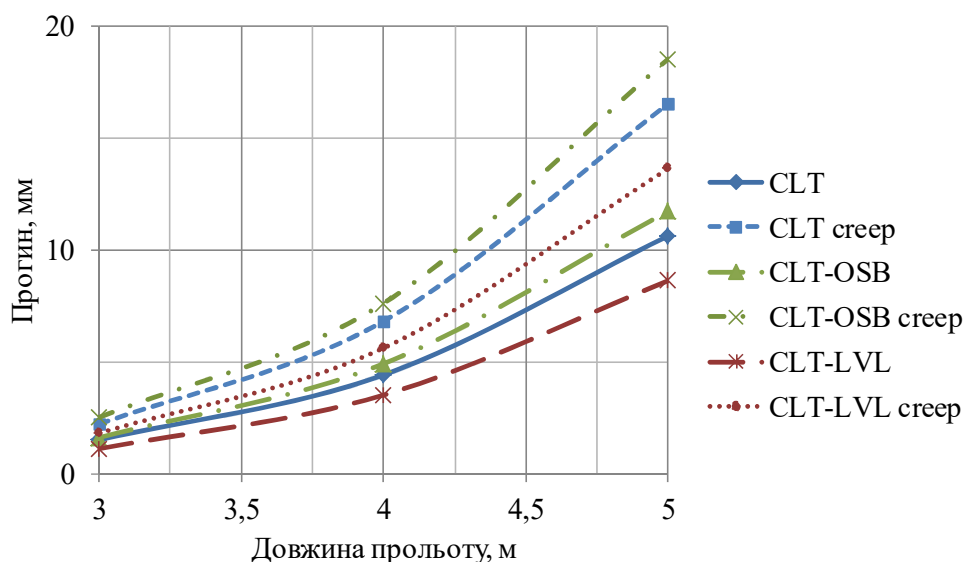


Рис. 4. Графік зміни миттєвих та повних прогинів п'ятишарових ПКД-панелей

Як видно з табл. 6 та графіків на рис. 3, 4, 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 несучих шарах. необхідність врахування цього ефекту при розрахунках.

Отримані дані підтверджують можливість використання деревини вторинного походження для виготовлення ПКД-панелей, проте на сьогодні необхідні подальші теоретичні та експериментальні дослідження міцності та деформативності таких виробів.

Висновки. Проведено чисельне моделювання напружено-деформованого стану ПКД-панелей методом скінчених елементів у програмному середовищі Dlubal RFEM 5 з урахуванням характеристик повзучості деревини та деревинних композиційних виробів вторинного походження. Результати розрахунків показали, що застосування композитних матеріалів (LVL та OSB) у несучих шарах ПКД-конструкцій не викликає суттєвих змін у розподілі внутрішніх напружень порівняно з традиційними панелями із суцільної деревини, але призводить до збільшення прогинів на 10–25% залежно від конфігурації. Ключовим фактором, що визначає несучу здатність при фіксованих прольоті та навантаженні, є загальна товщина панелі. Деформації повзучості істотно впливають на прогини ПКД-панелей, збільшуючи їх на 47–63%.

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.

Література

1. Švajlenka, J.; Pošiváková, T. Innovation potential of wood constructions in the context of sustainability and efficiency of the construction industry. *J. Clean. Prod.* 2023, 411, 137209.
2. Schubert, M.; Panzarasa, G.; Burgert, I. Sustainability in wood products: A new perspective for handling natural diversity. *Chem. Rev.* 2022, 123, 1889–1924.
3. Yusoh A. S., Anwar U.M.K., Lee Sh., Ong C., Asniza M., Paridah M. (2025). The properties of Cross Laminated Timber (CLT): A review. *International Journal of Adhesion and Adhesives*. 2025. Vol. 138, p. 103924. URL: <https://doi.org/10.1016/j.ijadhadh.2024.103924>.

4. Заготівля деревини за видами лісової продукції по регіонах. *Державна служба статистики*.
URL: https://ukrstat.gov.ua/operativ/operativ2020/sg/lis/lis_reg/arh_zdvp_reg_u.htm
5. Medvid L. V. Systematization of wood waste - the basis of their effective use. *Forestry, Forest, Paper and Woodworking Industry*. 2018. Т. 44. С. 91–104.
URL: <https://doi.org/10.36930/42184412>.
6. Mechanical properties of hybrid cross-laminated timber with wood-based materials / S. Yang et al. *Industrial Crops and Products*. 2023. Т. 206. С. 117629.
URL: <https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2023.117629>.
7. The Dimensional Stability and Bonding Performance of Hybrid CLT Fabricated with Lumber and COSB / Z. Liang et al. *Buildings*. 2022. Vol. 12, no. 10. P. 1669. URL: <https://doi.org/10.3390/buildings12101669>.
8. Reddy J. N. *Mechanics of Laminated Composite Plates and Shells*. CRC Press, 2003.
URL: <https://doi.org/10.1201/b12409>.
9. Turesson J., Berg S., Ekevad M. Impact of board width on in-plane shear stiffness of cross-laminated timber. *Engineering Structures*. 2019. Т. 196. С. 109249.
URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.05.090> (дата звернення: 14.05.2025).
10. Numerische Studien zur Drill- und Schubsteifigkeit von Brettspertholz (BSP). *Repository*. URL: <https://repository.tugraz.at/publications/nqew3-j9975> (дата звернення: 13.03.2025).
11. EN 1995-1-1:2004. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildinds [Valid from 2004-12-15]. BSI, 2004. 124 p.
12. European LVL handbook. *Metsä Group – Growth, with a future*.
URL: <https://www.metsagroup.com/metsawood/products-and-services/technical-information/european-lvl-handbook/>.

References

- [1] Švajlenka, J.; Pošiváková, T. Innovation potential of wood constructions in the context of sustainability and efficiency of the construction industry. *J. Clean. Prod.* 2023, 411, 137209.
- [2] Schubert, M.; Panzarasa, G.; Burgert, I. Sustainability in wood products: A new perspective for handling natural diversity. *Chem. Rev.* 2022, 123, 1889–1924.
- [3] Yusoh A. S., Anwar U.M.K., Lee Sh., Ong C., Asniza M., Paridah M. (2025). The properties of Cross Laminated Timber (CLT): A review. *International Journal of Adhesion and Adhesives*. 2025. Vol. 138, p. 103924. URL: <https://doi.org/10.1016/j.ijadhadh.2024.103924>.
- [4] Заготівля деревини за видами лісової продукції по регіонах. *Державна служба статистики*.
URL: https://ukrstat.gov.ua/operativ/operativ2020/sg/lis/lis_reg/arh_zdvp_reg_u.htm
- [5] Medvid L. V. Systematization of wood waste - the basis of their effective use. *Forestry, Forest, Paper and Woodworking Industry*. 2018. Т. 44. С. 91–104.
URL: <https://doi.org/10.36930/42184412>.
- [6] Mechanical properties of hybrid cross-laminated timber with wood-based materials / S. Yang et al. *Industrial Crops and Products*. 2023. Т. 206. С. 117629.
URL: <https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2023.117629>.
- [7] The Dimensional Stability and Bonding Performance of Hybrid CLT Fabricated with Lumber and COSB / Z. Liang et al. *Buildings*. 2022. Vol. 12, no. 10. P. 1669. URL: <https://doi.org/10.3390/buildings12101669>.
- [8] Reddy J. N. *Mechanics of Laminated Composite Plates and Shells*. CRC Press, 2003.
URL: <https://doi.org/10.1201/b12409>.
- [9] Turesson J., Berg S., Ekevad M. Impact of board width on in-plane shear stiffness of cross-laminated timber. *Engineering Structures*. 2019. Т. 196. С. 109249.
URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.05.090> (дата звернення: 14.05.2025).
- [10] Numerische Studien zur Drill- und Schubsteifigkeit von Brettspertholz (BSP). *Repository*.

URL: <https://repository.tugraz.at/publications/nqew3-j9975> (дата звернення: 13.03.2025).

- [11] EN 1995-1-1:2004. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings [Valid from 2004-12-15]. BSI, 2004. 124 p.
- [12] European LVL handbook. *Metsä Group – Growth, with a future.*
URL: <https://www.metsagroup.com/metsawood/products-and-services/technical-information/european-lvl-handbook/>.

THEORETICAL STUDY OF DEFLECTIONS OF COMBINED CROSS-LAMINATED TIMBER PANELS CONSIDERING CREEP

Shekhorkina S.Y., Dr. Sc. (Tech.), Professor,

svitlana.shekhorkina@pdaba.edu.ua, ORCID: 0000-0002-4377-3746

Talash A.V., PhD Student,

talashandrii@gmail.com, ORCID: 0009-0008-1559-4629

Ukrainian State University of Science and Technologies

Abstract. This study investigates the structural behavior of cross-laminated timber (CLT) panels incorporating secondary-origin wood-based composite materials (LVL and OSB) in their transverse layers. The research aims to evaluate how such modifications affect the panels' stress distribution and deformation characteristics compared to conventional solid-wood CLT panels. The methodology relies on Mindlin-Reissner plate theory, accounting for shear deformation effects in layered orthotropic materials through numerical finite element method modeling using RFEM 5 software.

Three-layer and five-layer CLT panel configurations with spans of 3m, 4m, and 5m were analyzed under uniform loading conditions (100 kg/m²). The experimental models compared traditional all-solid-wood panels with innovative designs featuring OSB-3 (18mm) and LVL 36C (24mm) in non-load-bearing layers. Material properties were adjusted to consider long-term creep effects using deformation coefficients according to Eurocode standards for Service Class 1 conditions.

Key findings reveal that engineered wood products in transverse layers cause no significant changes in internal stress distribution patterns while panel thickness remains the dominant factor affecting load-bearing capacity at equal spans. Creep deformation increases total deflection by 47-63% across all panel types, with the most pronounced effect (up to 61.1%) observed in LVL-modified panels. Three-layer composite panels show 10-25% higher deflections than conventional CLT, while five-layer configurations demonstrate better performance stability.

The study confirms the technical feasibility of using secondary-origin wood composites in CLT production, potentially contributing to circular economy principles in construction, improved resource efficiency through utilization of low-grade timber and reduced environmental impact of building materials. However, the significant creep effects (1.5-1.6 deflection increase) necessitate careful consideration in design practices. The results provide a foundation for future research on hybrid CLT optimization and standardization of calculation methods for sustainable timber construction.

Keywords: cross-laminated timber, secondary timber, composite wood materials, creep deformations, deflections.

ЗМІСТ

Банніков Д.О., Місюра Є.А. ОСОБЛИВОСТІ ПРОЄКТУВАННЯ ЗАХИСНИХ АНТИДРОНОВИХ ЕКРАНІВ	5
Гібаленко О.М., Trofymchuk T.S., Терещенко С.А. РОБАСТНЕ ПРОЄКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ МІНІМІЗАЦІЇ РИЗИКІВ КОРОЗІЙНОЇ НЕБЕЗПЕКИ	15
Гілодо О.Ю., Арсірій А.М., Сьоміна Ю.А., Коршак О.М., Безушко Д.І. ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ СТАЛЕВОГО ВУЗЛОВОГО КОНЕКТОРА ПЕРЕХРЕСНО-БАЛОЧНОЇ КОНСТРУКЦІЇ З КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ	24
Кроло П., Лукачевич Л., Паліян І. СУМІСНИЙ ВПЛИВ ПІНОПОЛІУРЕТАНУ ТА ОБШИВКИ З ГІПСОВОЛОКНА НА ПОВЕДІНКУ ЛЕГКОГО СТАЛЕВОГО С-ПРОФІЛЮ В СКЛАДІ КОМПОЗИТНОЇ СТИНОВОЇ ПАНЕЛІ	34
Масляненко Є.В., Коршак О.М. ВОГНЕСТІЙКІСТЬ КАРКАСІВ 3D-ОБ'ЄМНИХ МОДУЛІВ ІЗ СТАЛЕВИХ ХОЛОДНОФОРМОВАНИХ ПРОФІЛІВ У ПОРІВНЯННІ З ПРОКАТНИМИ СТАЛЕВИМИ ПРОФІЛЯМИ	41
Пічугін С.Ф., Оксененко К.О. ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ ТА НАДІЙНІСТЬ МЕТАЛЕВИХ СПІРАЛЬНИХ СИЛОСІВ	47
Сьоміна Ю.А. ВПЛИВ КОНСТРУКТИВНИХ ЧИННИКІВ НА МІЦНІСТЬ ЗГИНАЛЬНИХ 3D- ДРУКОВАНИХ ЕЛЕМЕНТІВ	55
Вожнар М., Вожнар А. ІШТУЧНИЙ ІНТЕЛЕКТ У СТРУКТУРНОМУ ПРОЄКТУВАННІ, ВСТУП В НЕЙРОНІ МЕРЕЖІ	60
Гілодо О.Ю., Височан Н.К., Арсірій А.М., Корчевний Д.С., Павленко В.В. КАРКАСНІ БАГАТОПОВЕРХОВІ БУДИНКИ З БЕЗБАЛОЧНИМИ ЗБІРНИМИ ПЕРЕКРИТТЯМИ З КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ	68
Гіманов О.М. АНАЛІЗ ШЛЯХІВ РОЗВИТКУ ТА ВИКОРИСТАННЯ ПЕРЕКРИТТЯ З ДЕРЕВА ТА КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ	77
Голоднов О.І. ПОСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ СТАЛЕВИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ	86

Гомон С.С., Гомон Св.Св., Рябченко Н.В., Лук'яненко О.А., Поліщук М.В. МОДУЛЬ ПРУЖНОСТІ І ДОСТОВІРНІСТЬ ВИЗНАЧЕННЯ ТЕОРЕТИЧНОЇ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗГІНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ З ДЕРЕВИНИ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНОЮ МЕТОДИКОЮ	93
Дзюба С.В., Згонніков К.С., Дзюба В.С. ПІДВИЩЕННЯ СТІЙКОСТІ ЦЕНТРАЛЬНЕ СТИСНУТИХ МЕТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗОВНІШНІМ ВУГЛЕЦЕВОВОЛОКОННИМ АРМУВАННЯМ	103
Єгоров Є.А., Івченко Ю.В., Івченко О.М. ВИЗНАЧЕННЯ ЕФЕКТИВНИХ ПАРАМЕТРІВ ФЕМ-МОДЕЛЕЙ ЦИЛІНДРИЧНИХ РЕЗЕРВУАРІВ ПРИ НАВАНТАЖЕННІ ВІТРОВОГО ТИПУ	112
Махінько А.В., Рулов Д.Є. ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КАРКАСНИХ ПОКРІВЕЛЬ ВЕРТИКАЛЬНИХ СТАЛЕВИХ РЕЗЕРВУАРІВ	121
Михайловський Д.В., Гомон П.С., Комар М.А. ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ КОМБІНОВАНО-АРМОВАНОЇ ДЕРЕВ'ЯНОЇ БАЛКИ ЗА ДОПОМОГОЮ ПЛОСКИХ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ	130
Чапюк О.С., Гомон О.О. ВПЛИВ ОДНОРАЗОВИХ ТА МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ СОСНИ МОДИФІКОВАНОЇ ЕПОКСИДНОЮ СМОЛОЮ	142
Шехоркіна С.Є., Талаш А.В. ТЕОРЕТИЧНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОГІНІВ КОМБІНОВАНИХ ПЕРЕХРЕСНО- КЛЕСНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ ПАНЕЛЕЙ З УРАХУВАННЯМ ПОВЗУЧОСТІ	148

CONTENTS

Bannikov D.O., Misiura Ye.A. DESIGN FEATURES OF PROTECTIVE ANTI-DRONE SHIELDS	5
Gibalenko O.M., Trofymchuk T.S., Tereshchenko S.A. ROBUST DESIGN OF METAL STRUCTURES FOR MINIMIZING CORROSION RISKS	15
Gilodo O., Arsiriy A., Syomina Yu., Korshak O., Bezushko D. RESEARCH ON THE PERFORMANCE OF STEEL JOINT CONNECTORS IN CROSS-BEAM CONSTRUCTIONS MADE OF GLULA	24
Krolo P., Lukačević L. Palijan I. COMBINED CONTRIBUTION OF PU FOAM AND GYPSUM FIBRE SHEATHING ON THE BEHAVIOUR OF LIGHTWEIGHT STEEL C-PROFILE IN A COMPOSITE WALL PANEL	34
Maslyanenko Y.V., Korshak O.M. FIRE RESISTANCE OF COLD FORMED STEEL FRAMES OF 3D-VOLUMETRIC MODULES IN COMPARISON WITH ROLLED STEEL PROFILES	41
Pichugin S., Oksenenko K. WORKING FEATURES AND RELIABILITY OF METAL SPIRAL-FOLD SILOS	47
Somina Yu.A. INFLUENCE OF DESIGN FACTORS ON THE STRENGTH OF BENDING 3D-PRINTED ELEMENTS	55
Wojnar M., Wojnar A. ARTIFICIAL INTELLIGENCE IN STRUCTURAL DESIGN, AN INTRODUCTION TO NEURAL NETWORKS	60
Gilodo O., Vysochan N., Arsiriy A., Korchevnyi D., Pavlenko V. FRAME MULTI-STOREY BUILDINGS WITH BEAMLESS PREFABRICATED FLOORS MADE OF GLUED WOOD	68
Gimanov O. ANALYSIS OF DEVELOPMENT PATHS AND THE USE OF TIMBER AND GLUED LAMINATED TIMBER FOR FLOOR SYSTEMS	77
Holodnov O. STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE SLAB WITH STEEL ELEMENTS	86
Gomon S., Homon Sv., Riabcheniuk N., Lukjyanenko O., Polishchuk M. GENERALIZED MODEL OF THE ACTUAL WORK OF DECIDUOUS AND CONIFEROUS WOOD UNDER AXIAL COMPRESSION ALONG THE FIBERS	93
Dziuba S.V., Zhonnikov K.S., Dziuba V.S. INCREASING THE STABILITY OF CENTRALLY COMPRESSED METAL ELEMENTS BY EXTERNAL CFRP REINFORCEMENT	103

Yehorov Ye.A., Ivchenko Yu.V., Ivchenko O.M. DETERMINING THE EFFECTIVE PARAMETERS OF FEM MODELS OF CYLINDRICAL TANKS SUBJECTED TO WIND-TYPE LOAD	112
Makhinko A., Rulov D. NUMERICAL MODELING OF STRESS-STRAIN BEHAVIOR IN FRAME ROOFS OF VERTICAL STEEL TANKS	121
Mykhailovskyi D., Gomon P., Komar M. NUMERICAL MODELING OF THE BEHAVIOR OF A HYBRID-REINFORCED TIMBER BEAM USING PLANE FINITE ELEMENTS	130
Chapiuk O.S., Homon O.O. INFLUENCE OF SINGLE AND SHORT-CYCLE LOADS ON THE MECHANICAL CHARACTERISTICS OF GLUE-LAIMEED PINE WOOD MODIFIED WITH EPOXY RESIN	142
Shekhorkina S.Y., Talash A.V. THEORETICAL STUDY OF DEFLECTIONS OF COMBINED CROSS-LAMINATED TIMBER PANELS CONSIDERING CREEP	148

Наукове видання

СУЧАСНІ БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ З МЕТАЛУ ТА ДЕРЕВИНИ

Випуск № 29

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

Головний редактор – *Ковров А.В.*

Відповідальний редактор – *Клименко Є.В.*

Підписано до друку 13.08.2025 р.
Формат 60×84/8 Папір офісний Гарнітура Times
Цифровий друк. Ум.-друк. арк. 18,83.
Наклад 30 прим. Зам. №25-66К

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