

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

# ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

ISSN: 2707-3068

## Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини

Випуск №28



Одеса 2024

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 № 28**

**ОДЕСА 2024**

# **СУЧАСНІ БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ З МЕТАЛУ ТА ДЕРЕВИНИ**

**ISSN: 2707-3068**

Випуск № 28, 2024 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:**

**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;

**Махінько 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.

**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 № 9 від 29.05.2024 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), 2024

**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 № 28**

**ODESA 2024**



## **MODERN STRUCTURES OF METAL AND WOOD**

**ISSN: 2707-3068**

Issue № 28, 2024.

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:**

**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.

### **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 № 9, 29 May, 2024.

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

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

UDC 624.014:624.074.7:624.953

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-5-15

**EFFECTIVENESS OF STRENGTHENING CASES OF METALLIC CYLINDRICAL TANKS BY FRP REINFORCEMENT BASED ON FIBERS OF DIFFERENT TYPES****Dziuba S.V.**, Ph.D., Associate Professor

pdo@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0002-2413-9651

**Korobko, O.O.**, Doctor of Science, Professor

okskorobko@odaba.edu.ua, ORCID: 0000-0001-7058-5268

**Bespalova, A.V.**, Doctor of Science, Professor

bespalovaav@odaba.edu.ua, ORCID: 0000-0003-3713-0610

*Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odesa*

**Abstract.** The park of metal cylindrical tanks in Ukraine is characterized by significant wear of load-bearing structures, corrosion of elements and metal fatigue of vertical connections. One of the solutions to the replenishment of the lost load-bearing capacity of their walls is the reinforcement by external transverse FRP. It is also make it possible to ensure tightness and anti-corrosion protection of these constructions. At the same time, existing recommendations assessing the effective use of various types of FRP, differing in strength, deformation and thermal deformation parameters, are insufficient in relation to the strengthening of metal cylindrical shells.

This work systematizes systematize the method of practical determination of the parameters of the stressed state of elements of metal cylindrical shells reinforced with external transversely directed FRP reinforcement and detecting the main factors influencing the effectiveness of the use of FRP based on fibers of various types in combination with steels of different strengths.

The analysis of the given theoretical dependencies allows to conclude that the mandatory factors to be taken into account for strengthening of the metal cylindrical shells by external transversely directed FRP reinforcement that perceives the actions of ring forces are the temperature deformations of used FRP materials, as well as the longitudinal deformations of the metal components of complex walls.

The main factors determining the effectiveness of the obtained solutions are the residual strength of the material of the metal shells and the modulus of elasticity of the used FRP. The influence of thermal deformations can repeatedly change the required degree of external reinforcement of structures in the case of the using FRP based on various types of structural fibers in combination with steel shells that characterized by low material strength, while similar combinations with high-strength steels can neutralize the influence of temperatures.

The effective use of low-modulus FRP can be achieved for reinforcements of the structures with high strength characteristics of steel. For the structures characterized by low steel strength effective external reinforcement is achieved in combination with high-modulus FRP.

The influence of temperature deformations leads to that the FRP reinforcements made on the basis of aramid fibers demonstrate relative ineffectiveness in combination with shells characterized by low steel strength.

**Key words:** metal cylindrical tanks, methods of strengthening the walls of tanks, external transverse reinforcement, FRP systems of external reinforcement, efficiency of FRP systems.

**Introduction.** Ukraine has an extensive park of metal cylindrical tanks, characterized by long service life and significant wear, which reduce the reliability of their operation [1- 3]. The complex of problems solved when extending the effective operation of metal tank bodies includes the replenishment of the lost load-bearing capacity of their walls, which turns out to be a reason for the most dangerous and economically expensive emergency of such constructions. One of the solutions to the problem can be the reinforcement of the metal shells of these structures by external transverse FRP [3, 4]. The use of high-modulus materials makes it possible to obtain effective solutions that do

not require the use of pre-stressing reinforcing elements. It is also important that such systems make it possible to solve connected problems associated with ensuring tightness and anti-corrosion protection.

The relative novelty of the solutions that combine the joint force work of metal and FRP elements as part of complex cylindrical shells, the theoretical unresolvedness of certain calculation issues, as well as the lack of an adequate regulatory framework for their use [5-11], significantly hamper the practical implementation of FRP reinforcement methods for steel tanks [3, 4, 12]. The problem is considerably complicated by the heterogeneity of elastic modulus of possible FRP, as well as by the significant differences in their thermal deformation characteristics from the steel, which can in some cases significantly reduce the degree of effectiveness of the resulting solutions [4, 13, 15-18]. At the same time, existing recommendations assessing the effective use of various types of FRP, differing in strength, deformation and thermal deformation parameters, are insufficient in relation to the strengthening of metal cylindrical shells.

**The purpose of the work** is to systematize the method of practical determination of the parameters of the stressed state of elements of metal cylindrical tanks that perceive internal pressure and are reinforced with continuous external transversely directed FRP reinforcement, taking into account the differences in temperature deformation of the materials used, as well as detecting the main factors influencing the effectiveness of the use of FRP based on fibers of various types in combination with steels of different strengths.

**Results of the research.** Sequential consideration of the operation of the steel shell of a cylindrical tank, having a radius  $r$  and thickness  $t_s$ , being under the action of the initial internal pressure  $P'$  and strengthened by transverse prestressed FRP elements with prestress  $\sigma_{f0}$  and thickness  $t_f$  continuously located along its height, experiencing a subsequent increase in pressure by an amount  $\Delta P$ , made it possible to obtain the values of the maximum hoop stresses, respectively, in the elements of FRP reinforcement and the steel wall of the tank [4, 13, 15-18]:

$$\sigma_f = \sigma_{f0} + \frac{m[N_{f(x,z)} + t_s E_s (\alpha_s \Delta T_{s2} - \alpha_f \Delta T_{f2})]}{t_s + t_f m}, \sigma_s = \frac{P' \cdot r}{t_s} - \sigma_{f0} \frac{t_f}{t_s} + \frac{N_{s(x,z)} + t_f E_f (\alpha_f \Delta T_{f1} - \alpha_s \Delta T_{s1})}{t_s + t_f m}, \quad (1)$$

where  $N_{f(x,z)} = \Delta P \cdot r(1 - \mu/2)$ ,  $N_{s(x,z)} = \Delta P \cdot r[1 + m(t_f/t_s)(\mu/2)]$  – conditional hoop forces per unit section of the FRP and steel layers of the tank wall, arising from a change in internal pressure by the value  $\Delta P$  and determined taking into account the combined action of hoop and longitudinal stresses in the steel part of the structure;  $E_s$ ,  $E_f$  – respectively, the moduli of elasticity of steel and elements of FRP reinforcement;  $m = E_f/E_s$  – the ratio of the elastic modules of the constituent layers of the wall;  $\mu$  – Poisson's ratio of the material of the steel component of the tank wall;  $\sigma_{f0}$  – prestressing in the elements of fiber-reinforced plastic;  $\alpha_s$  and  $\alpha_f$  – coefficients of linear thermal deformation of steel and a layer of FRP;  $\Delta T_{s1}$  and  $\Delta T_{f1}$  – the most critical temperature changes of the steel and FRP components of the shell, causing maximum additional stresses in the steel;  $\Delta T_{s2}$  and  $\Delta T_{f2}$  – the most critical changes in the temperatures of the steel and FRP components of the shell, causing the maximum additional stresses in the FRP.

The most typical temperature regimes of operation of metal tanks imply a smooth change in temperatures with the same values  $\Delta T$  in all layers of complex walls.

At present, two approaches have been formed to the practical consideration of the nature of the operation of metal cylindrical shells reinforced by external transverse reinforcement. Classical works [19, 20], which analyze the strengthening of metal cylindrical shells by winding high-strength metal elements, under the influence of considerations of a significant simplification of practical calculations, state the assumption of the applicability of the statement  $N_{f(x,z)} \approx N_{s(x,z)} \approx (\Delta P)r$ . But the distinguishing features of the use of external FRP reinforcement from reinforcing by metal are a much larger possible range of ratios of the elastic modules of the wall parts, which in the general case is

$m = 0,3...3,8$ , as well as the presence of coefficients of linear thermal deformation of FRP are  $\alpha_f = (-2,0...+5,4) \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ , which cause a significant increase in stresses during joint work with steel, that demonstrates a similar value equal to  $\alpha_s = +10,4 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

In the case of abstraction from longitudinal deformations of metal shells (i.e.  $N_{f(x,z)} \approx N_{s(x,z)} \approx (\Delta P)r$ ) taking into account uniform change in temperatures  $\Delta T$  of materials it is possible to get the interdependence between stresses in the layers of complex walls

$$\sigma_s = \sigma'_{s0(x)} + \frac{1}{m}(\sigma_f - \sigma_{f0}) - \sigma_{f0} \frac{t_f}{t_s} - \Delta\alpha \cdot \Delta T \cdot E_s, \quad (2)$$

where  $\sigma'_{s0(x)} = (P' \cdot r) / t_s$  – stresses in the steel shell before the start of the reinforcement.

In the absence of initial internal pressure (i.e.  $P'=0$ ) and prestressing forces ( $\sigma_{f0}=0$ ), the last interdependence is

$$\sigma_s = \frac{\sigma_f}{m} - \Delta\sigma_T, \quad (3)$$

where  $\Delta\sigma_T = \Delta\alpha \cdot \Delta T \cdot E_s$  – the change in stresses under the influence of temperature deformations,

$\Delta\alpha = \alpha_s - \alpha_f$  – the difference between the coefficients of linear thermal deformation of steel and the layer of FRP;

Limiting the stress value of the steel component  $\sigma_s$  by the yield strength of the material  $f_{yd}$  or by stress value premised from the fatigue conditions of the joints of steel structure and taking into account the condition of equilibrium of the acting forces it becomes possible to obtain the required thickness of an external transverse FRP reinforcement and coefficient of the external FRP reinforcement

$$t_f = \frac{N_{\Delta P(x)} - f_{yd} t_s}{(f_{yd} + \Delta\sigma_T)m}, \quad k_{f(t)} = \frac{t_f}{t_s} = \frac{\Delta\sigma_{s+}}{(f_{yd} + \Delta\sigma_T)m} \quad (4)$$

where  $N_{\Delta P(x)} = \Delta P \cdot r$  – conditional ring force per unit section of the complex wall,  $\Delta\sigma_{s+} = \frac{N_{\Delta P(x)}}{t_s} - f_{yd}$

– excess of stresses over its limiting value in a metal shell in the absence of external reinforcement.

In the case of accounting for longitudinal deformations of the metal shells and taking into account the effect of longitudinal stresses in the shell on conditional ring forces  $N_{f(x,z)}$ ,  $N_{s(x,z)}$ , as well as a uniform change in the temperatures  $\Delta T$ , it is possible to get

$$\sigma_f = \frac{m}{A} \left[ \sigma_s - \sigma'_{s0(x)} + \sigma_{f0} \frac{t_f}{t_s} + \Delta\alpha \cdot \Delta T \cdot E_s \frac{At_s + t_f m}{t_s + t_f m} \right] + \sigma_{f0}, \quad (5)$$

where  $\sigma'_{s0(x)} = P' \cdot r / t_s$  – stresses in the steel shell before the start of the reinforcement process,

$A = [1 + m(t_f / t_s)(\mu/2)] / (1 - \mu/2)$  – auxiliary value.

In the absence of initial pressure at the moment of reinforcement (i.e.  $\sigma'_{s0(x)}=0$ ) and the installation of FRP without prestressing ( $\sigma_{f0}=0$ ), expression (5) takes the form

$$\sigma_f = \frac{m}{A} \left[ \sigma_s + \Delta\sigma_T \frac{At_s + t_f m}{t_s + t_f m} \right], \quad (6)$$

In accordance with the allowable stresses in FRP from the condition of ensuring the operability of the steel part  $f_{yd}$  and according the condition of equilibrium of ring forces it is possible to obtain the required thickness of FRP and coefficient of the external FRP reinforcement

$$t_f = \frac{A}{m} \cdot \frac{N_{\Delta P(x)} - f_{yd} t_s}{f_{yd} + \Delta \sigma_T \frac{A t_s + t_f m}{t_s + t_f m}}, \quad k_{f(t)} = \frac{t_f}{t_s} = \frac{A}{m} \cdot \frac{\Delta \sigma_{s+}}{f_{yd} + \Delta \sigma_T \frac{A t_s + t_f m}{t_s + t_f m}}, \quad (7)$$

where  $A = \frac{1 + m \frac{t_f}{t_s} \frac{\mu}{2}}{1 - \mu/2} = \frac{1 + m k_{f(t)} \frac{\mu}{2}}{1 - \mu/2}$  – auxiliary value.

The results of the above theoretical studies were confirmed when testing models of metal cylindrical structures strengthened by external transverse CFRP [21].

A significant difference in the values of the coefficients of linear thermal deformation of FRP and steels determines the substantial effect of changes in operating temperatures on the stress state of cylindrical shells strengthened by such type of the external transverse reinforcement.

The results of numerical calculations (Fig. 1) that considered the change in the coefficient of FRP reinforcement  $k_{f(t)}$ , obtained with excess of stresses  $\Delta \sigma_{s+} = 1$  over the limiting value  $f_{yd}$  (yield strength of the shell material or the limiting stress value that is permissible from the fatigue conditions of the material of the joints of its non-reinforced structure) in different ranges of operating temperatures  $\Delta T = -40 \dots +40^\circ \text{C}$ , indicate their multiple variability.

The presented calculation results considered the transverse reinforcement of steel shells, which had indicators of limiting the strength of the material  $f_{yd} = 18 \dots 42 \text{ kN/cm}^2$ , by FRP that had different longitudinal resistances  $f_{fk}$ , made on the basis of different reinforcing fibers: E-glass fiber (Fig. 1,a:  $f_{fk} = 200 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_f = 0,7 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\alpha_f = 5,0 \times 10^{-6}^\circ \text{C}^{-1}$ ), aramid fiber (Fig. 1,b:  $f_{fk} = 380 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_f = 1,8 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\alpha_f = -2,0 \times 10^{-6}^\circ \text{C}^{-1}$ ), high strength – normal modulus carbon fiber (Fig. 1,c:  $f_{fk} = 410 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_f = 2,4 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\alpha_f = -0,6 \times 10^{-6}^\circ \text{C}^{-1}$ ) and high modulus carbon fiber (Fig. 1,d:  $f_{fk} = 240 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_f = 7,6 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\alpha_f = -1,45 \times 10^{-6}^\circ \text{C}^{-1}$ ). The calculation results corresponding to the case of abstraction from the influence of longitudinal deformations of metal shells are presented in the indicated graphs by solid lines and the results obtained in cases of taking them into account are represented by broken lines.

An analysis of the dependences of the coefficients of FRP reinforcement for conditional excesses of permissible stresses  $k_{f(t)}$  by operating temperatures  $\Delta T$  indicates a general tendency for the influence these parameters by the elastic moduli of the used FRP, as well as the strength characteristics of the material of steel parts  $f_{yd}$  (the yield strength of steel or the limiting stress value determined by the fatigue condition). The characteristic influence of the temperature factor is determined by the condition of limiting the strength of metal shells: in the case of the using FRP based on various types of structural fibers, thermal deformations can repeatedly change the value of the considered coefficient in combination with steel shells that characterized by low material strength (Fig. 1, curves for  $f_{yd} = 18 \text{ kN/cm}^2$ ), while similar combinations with high-strength steels (Fig. 1, curves for  $f_{yd} = 42 \text{ kN/cm}^2$ ) practically neutralize the influence of temperatures.

It is also important that when considering the definition of coefficient  $k_{f(t)}$ , the classical assumption about the possibility of abstracting from the effects of longitudinal deformations of steel shells (Fig. 1, curves shown with solid lines) turns out to be applicable only in certain cases when combining high-strength steel shells with predominantly high-modulus FRP external reinforcement in the temperature range  $\Delta T = 0 \dots +40^\circ \text{C}$ . Otherwise, failure to take into account the longitudinal deformation of steel shells leads to significant differences from calculations performed taking it into account (see Fig. 1, curves shown with broken lines).

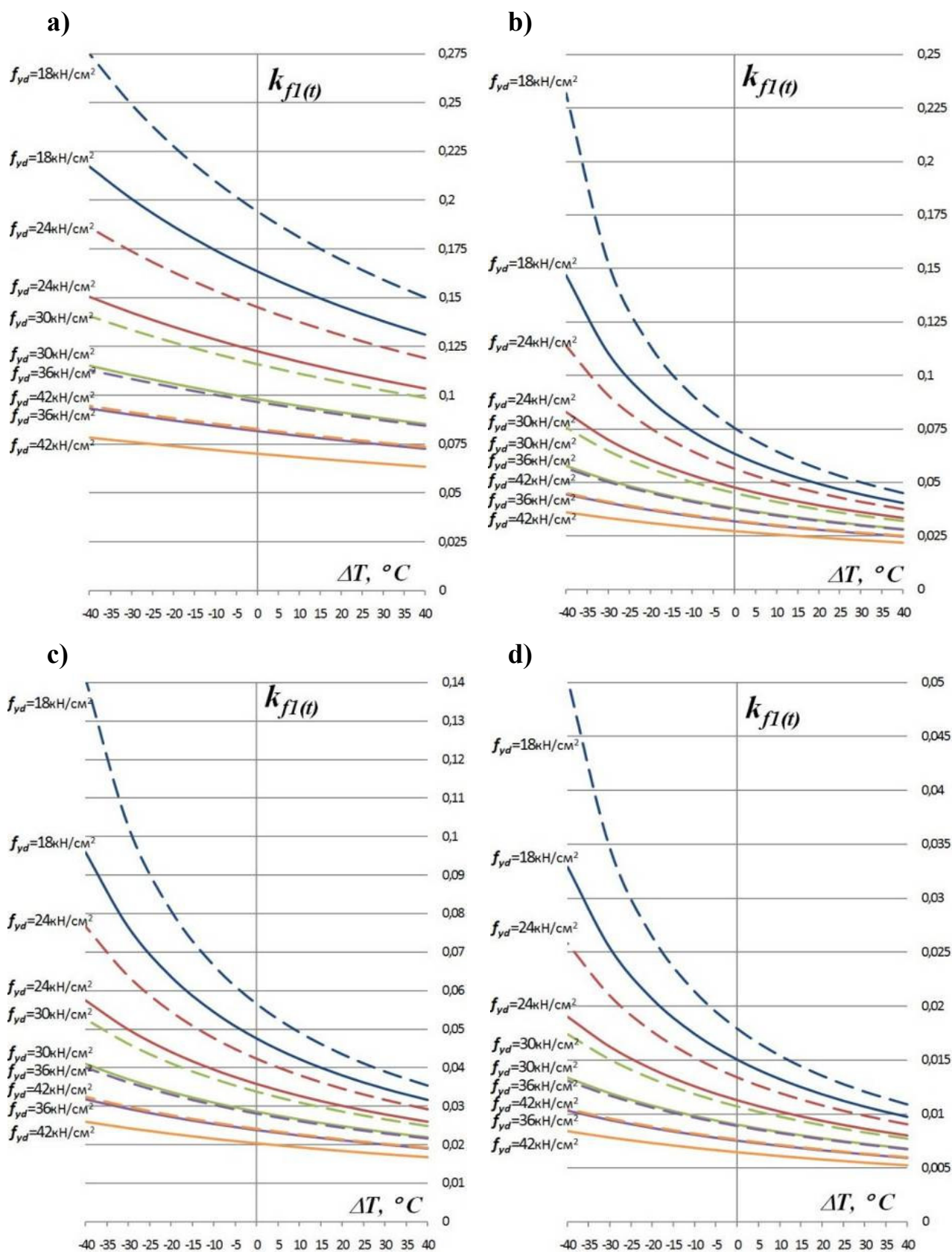


Fig. 1. The changes in the values of the coefficients of the required FRP reinforcement  $k_{fI(t)}$  for a single excess of stress  $\Delta\sigma_{s+} = 1$  over the limiting values  $f_{yd}$  in the operating temperature range  $\Delta T = -40 \dots +40$   $^{\circ}\text{C}$

It should also be noted that from the point of view of the influence of mutual temperature deformations the relative inefficiency of using aramid fibers as part of complex structures that involve combination with low-strength steels of shells. Thus, even in the presence of an elastic modulus of some aramid FRP  $E_{f-ARFP} = 1,8 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$  two and a half times higher than the elastic modulus of E-fiber GFRP  $E_{f-GFRP} = 0,7 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$ , taking into account a possible decrease in temperatures  $\Delta T = -40^\circ\text{C}$  these materials have comparable coefficients of external reinforcement  $k_{f1(t)}$  (respectively Fig. 1,a and Fig. 1,b).

The dependences of the change in the values of the coefficients of external transverse FRP reinforcement  $k_{f1(t)}$  by the strength parameter of the material of steel shells  $f_{yd}$  with the considered most unfavorable change in operating temperatures  $\Delta T = -40^\circ\text{C}$  are presented in Figure 2. The obtained indicators compared for FRP made on the basis of E-glass and S-glass fiber (Fig. 2,a, respectively: E-glass fiber  $f_{fk} = 200 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_f = 0,7 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\alpha_f = 5,0 \times 10^{-6}^\circ\text{C}^{-1}$  and S-glass fiber  $f_{fk} = 480 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_f = 0,9 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\alpha_f = 2,9 \times 10^{-6}^\circ\text{C}^{-1}$ ), aramid fiber (Fig. 2,b,  $f_{fk} = 380 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_f = 1,8 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\alpha_f = -2,0 \times 10^{-6}^\circ\text{C}^{-1}$ ), as well as on the basis of high-strength (normal modulus) and high-modulus carbon fibers (Fig. 2,c, respectively: high strength (normal modulus) carbon fiber  $f_{fk} = 410 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_f = 2,4 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\alpha_f = -0,6 \times 10^{-6}^\circ\text{C}^{-1}$  and high modulus carbon fiber  $f_{fk} = 240 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_f = 7,6 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\alpha_f = -1,45 \times 10^{-6}^\circ\text{C}^{-1}$ ).

The given graphs (Fig. 2,a-c) emphasize the tendency of the determining influence on the reinforcement coefficient  $k_{f1(t)}$  of the modulus of elasticity of FRP  $E_f$ , as well as the strength of the steel shells under consideration  $f_{yd}$ : with an increase in these indicators, a decrease in this coefficient is observed. At the same time, a sharp increase in the required degree of reinforcement is observed when the strength of the material of the steel bases of the shells is limited by a value of less than  $f_{yd} = 18 \text{ kN/cm}^2$ . Not taking into account the influence of the factor of longitudinal deformations of the reinforced shells is justified only when combining high-modulus carbon FRP with a base material that has a strength index  $f_{yd} = 24...42 \text{ kN/cm}^2$  (Fig. 2,c).

A joint consideration of the dependencies obtained for various external reinforcement materials, taking into account the influence of longitudinal deformations of shells (Fig. 2,d), allows to conclude the efficiency of use of low-modulus (much cheaper [4, 12]) FRP for reinforcement structures with high strength characteristics of steel bases  $f_{yd} \approx 30...42 \text{ kN/cm}^2$ . At the same time, for structures characterized by low steel strength limits  $f_{yd} \approx 15...20 \text{ kN/cm}^2$ , effective external reinforcement is achieved only when using high-modulus FRP.

To assess the influence of an increase in the level of stresses on the value of the coefficient of the required transverse FRP reinforcement  $k_{f(t)}$ , it can be introduced a coefficient of stress excess in metal shells in the absence of corresponding reinforcement

$$k_{\Delta\sigma(s+)} = \frac{\Delta\sigma_{s+}}{f_{yd}}, \quad (8)$$

where  $\Delta\sigma_{s+}$  – conditional excess of stresses over the limiting value  $f_{yd}$  in the absence of external reinforcement.

In this case, consideration of the operation of complex structures strengthened with external transverse FRP reinforcement similar to adopted in Fig. 1, when the operating change of temperatures is  $\Delta T = -40^\circ\text{C}$ , allows us to obtain the dependencies presented in Figure 3 (E-fiber FRP – Figure 3,a, aramid FRP – Figure 4,b, high-strength carbon FRP – Figure 4,c and high-modulus carbon FRP – Figure 4,d; graphs obtained by abstracting from longitudinal deformations of metal shells are shown by solid lines, and when they are taken into account – by broken lines).



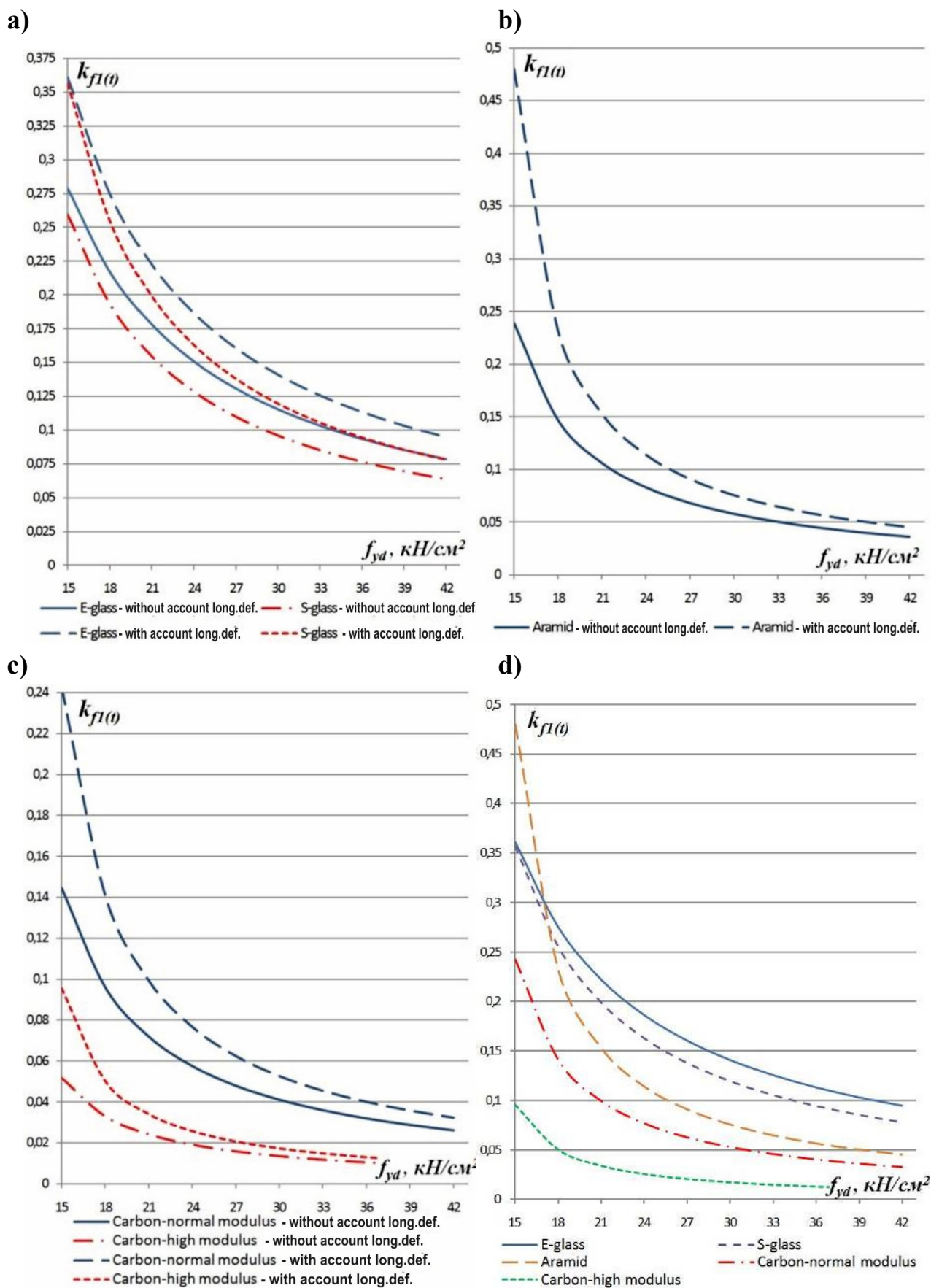


Fig. 2. The changes in the values of the coefficients of the required external transverse FRP reinforcement  $k_{f1(t)}$  depending on the strength parameter of the steel shell  $f_{yd}$  at differences in operating temperatures  $\Delta T = -40^\circ\text{C}$



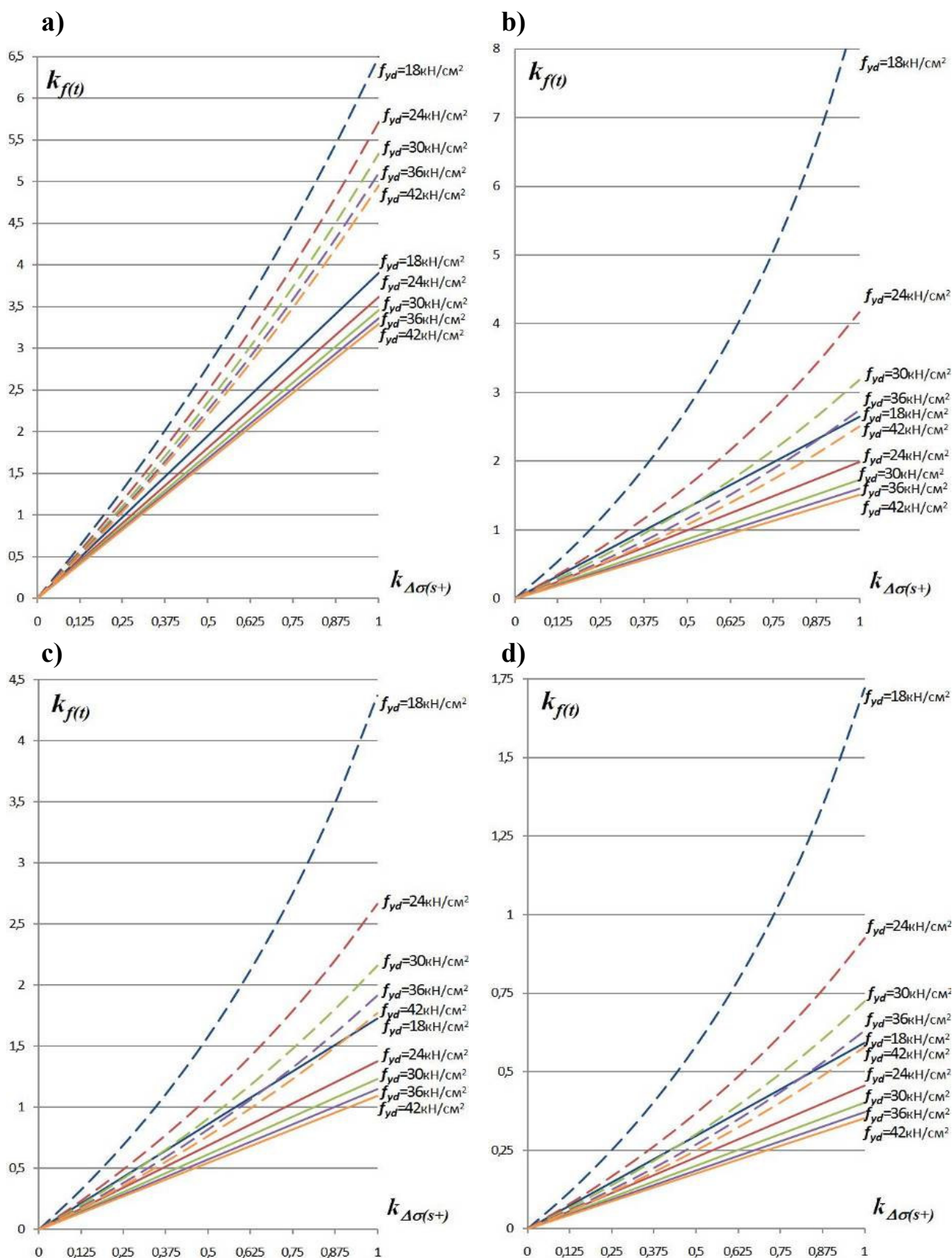


Fig. 3. The changes in the values of the coefficients of the required external transverse FRP reinforcement  $k_{f(t)}$  depending on the coefficients of the degree of conditional stresses excess  $k_{\Delta\sigma(s+)}$  and the strength parameter of steels  $f_{yd}$  at differences in operating temperatures  $\Delta T = -40^\circ\text{C}$

Analysis of the obtained interdependencies indicates the applicability of abstracting from longitudinal deformations for metal shells under temperature changes  $\Delta T = -40^\circ\text{C}$  only in cases of using high-modulus FRP in combination with high-strength steel bases with a range of coefficients  $k_{\Delta\sigma(s+)} \leq 0,1$  that determine an insignificant degree of required external reinforcement. Otherwise, failure to take into account the factor of longitudinal deformations of shells under conditions of a significant decrease in operating temperatures leads to a substantial distortion of the calculation results. The greatest discrepancy between indicators  $k_{f(t)}$  is achieved by combining high-modulus FRP, which demonstrate significant differences from steel in the coefficients of longitudinal thermal deformation, with low-strength bases of reinforced steel shells when it is necessary to endure significant additional forces, i.e. at  $k_{\Delta\sigma(s+)} \geq 0,4$ .

## Conclusion

1. The mandatory factors to be taken into account for strengthening of the metal cylindrical shells by external transversely directed FRP reinforcement that perceives the actions of ring forces are the temperature deformations of the used FRP materials, as well as the longitudinal deformations of the metal components of complex walls.
2. The main factors determining the effectiveness of the obtained solutions are the residual strength of the material of the metal shells, as well as the modulus of elasticity of the used FRP.
3. In the case of the using FRP based on various types of structural fibers in combination with steel shells that characterized by low material strength, thermal deformations can repeatedly change the required degree of external reinforcement of structures, while similar combinations with high-strength steels can neutralize the influence of temperatures.
4. Under the influence of temperature deformations the FRP reinforcements made on the basis of aramid fibers demonstrate relative ineffectiveness in combination with shells characterized by low steel strength.
5. The effective use of low-modulus FRP can be achieved for reinforcements of the structures with high strength characteristics of steel bases of the shells  $f_{yd} \approx 30...42\text{ kN/cm}^2$ . At the same time, for structures characterized by low steel strength limits  $f_{yd} \approx 15...20\text{ kN/cm}^2$ , effective external reinforcement is achieved in combination with high-modulus FRP.

## Reference

- [1] Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні / А.В. Перельмутер, В.М. Гордєєв, Є.В. Горохов та ін.; За ред. д.т.н. Перельмутера А.В. – К.: Сталь, 2002. – 166 с.
- [2] Егоров Е.А., Анализ надежности стальных резервуаров для хранения товарных нефтепродуктов // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. науч. тр. ОГАСА. – Одесса: ОГАСА, 1999. – С. 61-65.
- [3] Дзюба С.В., Стоянов В.В. Проблемы усиления стенок металлических цилиндрических вертикальных резервуаров // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. научных трудов ОГАСА. – Одесса: ОДАБА, 2015. – С. 40-65
- [4] Дзюба С.В., Михайлов А.А. Проблемы усиления корпусов металлических цилиндрических резервуаров фибропластиковыми материалами // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини / Зб. Наукових праць ОДАБА. – Одесса: ОДАБА, 2017. – С. 40-48.
- [5] 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.

- [6] 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.
- [7] 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.
- [8] Moy, S.S.J. FRP Composite: Life Extension and Strengthening of Metallic Structures: ICE Design and practice guide. – London: Thomas Telford, 2001.
- [9] 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.
- [10] Xiao-Ling Zhao. FRP-Strengthened Metallic Structures. – CRC Press, Taylor & Francis Group, 2014. – 247 p.
- [11] JSCE 2012. Advanced technology of repair and strengthening of steel structures using externally-bonded FRP composites (in Japanese). Hybrid Structure Reports 05. – Tokyo: Japan Society of Civil Engineers, 2012.
- [12] Дзюба С.В. Фибропластиковые системы в современном строительстве. – Одесса: ОГАСА, 2018. – 407 с.
- [13] 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.
- [14] Дзюба С.В. Консервация усталостных дефектов стенок металлических цилиндрических резервуаров предварительно напряженными фибропластиковыми материалами // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. научных трудов ОГАСА. – Одесса: ОДАБА, 2015. – С. 32-39.
- [15] Дзюба С.В., Михайлов А.А. Влияние термических деформаций на напряженное состояние стенок металлических цилиндрических резервуаров, усиленных направленно-ориентированными фибропластиковыми материалами // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. научных трудов ОГАСА. – Одесса: ОДАБА, 2016. – С. 39-50.
- [16] Дзюба С.В., Михайлов О.О., Пушкар А.В. 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. – Одесса: ОДАБА, 2018. – С. 8-23.
- [17] Dziuba S.V., Korshak O.M., Mikhailov O.O. Strengthening of Metallic Walls of Cylindrical Tanks by External Transversal FRP Reinforcement // IX Міжнародна конференція Актуальні проблеми інженерної механіки. Тези доповідей. Одесса, 17-20 травня, 2022р. – С. 72-76.
- [18] Dziuba S.V., Korshak O.M., Mikhailov O.O. Parameters Determining The Degree Of The Required External Transversal Frp Reinforcement Of Metal Cylindrical Tanks // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини / Зб. наукових праць ОДАБА. – Одесса: ОДАБА, 2022. – С. 25-32.
- [19] Беленя Е.И., Астрыб С.М., Рамазанов Э.Б. Предварительно напряженные металлические листовые конструкции. – М.: Сиройиздат, 1979. – 192 с.
- [20] Металлические конструкции: Спец. курс / Е.И. Беленя, Н.Н. Стрелецкий, Г.С. Веденников и др.; Под ред. Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1991. – 687 с.
- [21] Dziuba S.V., Korshak O.M., Mikhailov O.O. Experimental Studies Of Elements Of Metal Cylindrical Structures Strengthened By External Transversal Cfrp Reinforcement // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини / Зб. наукових праць ОДАБА. – Одесса: ОДАБА, 2022. – С. 25-32.

## ЕФЕКТИВНІСТЬ ПОСИЛЕННЯ КОРПУСІВ МЕТАЛЕВИХ ЦИЛІНДРИЧНИХ РЕЗЕРВУАРІВ ФІБРОПЛАСТИКОВИМ АРМУВАННЯМ НА ОСНОВІ ВОЛОКОН РІЗНОГО ТИПУ

Дзюба С.В., к.т.н., доцент

pdo@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0002-2413-9651

Коробко О.О., д.т.н., проф.

okskorobko@odaba.edu.ua, ORCID: 0000-0001-7058-5268

Беспалова А.В., д.т.н., проф.

bespalovaav@odaba.edu.ua, ORCID: 0000-0003-3713-0610

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса

**Анотація.** Український парк металевих циліндричних резервуарів характеризується значним зносом несучих конструкцій, корозією елементів і втомою металу вертикальних з'єднань. Одним із рішень з відновлення втраченої несучої здатності конструкцій стінок резервуарів є зовнішнє армування поперечно направленими фібропластиковими системами. Використання цих систем також сприяє забезпеченню необхідної герметичності і антикорозійному захисту відповідних конструкцій. При цьому існуючі рекомендації щодо оцінки ефективності практичного використання різних типів фібропластикових матеріалів, які відрізняються параметрами міцності, а також силового та термічного деформування, є недостатніми стосовно посилення металевих циліндричних оболонок.

Представлена робота систематизує методику практичного визначення параметрів напруженого стану елементів металевих циліндричних оболонок, посилених зовнішнім поперечним фібропластиковим армуванням, а також визначає основні фактори, що впливають на ефективність використання фібропластиків на основі волокон різних типів у поєднанні зі сталями різної міцності.

Аналіз наведених теоретичних залежностей дозволяє зробити висновок, що обов'язковими факторами, необхідними для урахування при посиленні металевих циліндричних оболонок зовнішнім поперечним фібропластиковим армуванням, яке сприймає дію кільцевих зусиль, є температурні деформації відповідних фібропластикових матеріалів, а також поздовжні деформації металевих складових комплексних конструкцій.

Основними факторами, що визначають ефективність отриманих рішень, є залишкова міцність матеріалу металевих оболонок та модуль пружності використаних фібропластиків. Вплив термічних деформацій може багаторазово змінювати необхідний ступінь зовнішнього армування конструкцій у разі використання фібропластиків на основі різних типів конструкційних волокон у поєднанні зі сталевими оболонками, що характеризуються низькою міцністю матеріалу, одночасно аналогічні комбінації з високоміцними сталями можуть нейтралізувати подібний вплив температур.

Ефективне використання низькомодульних фібропластиків може бути досягнуто для армування конструкцій з високими характеристиками міцності сталі. Для конструкцій, що характеризуються низькою міцністю сталі, ефективне зовнішнє армування досягається в поєднанні з високомодульним фібропластиками.

Слід зазначити, що вплив температурних деформацій призводить до відносної неефективності зовнішнього армування на основі арамідних волокон у поєднанні з оболонками, які характеризуються низькою міцністю сталі.

**Ключові слова:** металеві циліндричні резервуари, методи посилення стінок резервуарів, зовнішнє поперечне армування, фібропластикові системи зовнішнього армування, ефективність фібропластикових систем.

UDC 692.445

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-16-23

## SPECIAL FEATURES OF THE SPACE PLANNING SOLUTION OF A MOBILE DOME HOUSE MADE OF WOOD

**Kovtun V.**, engineer,

paka@ukr.net, ORCID: 0000-0002-7454-9296

**Arsiriy O.**, Senior Lecturer,

elena.arsiriy@gmail.com, ORCID: 0000-0001-8660-6916

*Odesa State Maritime University*<sup>1</sup> **Gilodo O.**, PhD, Associate Professor,

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

<sup>1</sup> **Arsiriy A.**, PhD, Associate Professor,

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

<sup>1</sup> *Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture*

**Abstract.** We propose a variant of the space-planning solution of a two-story dome house, which is related to the structural one, based on a certain number of typical building structures: columns, floor panels and, of course, the bearing elements of the dome, which allows assembling the “key ready” building in a few weeks, without the use of heavy construction equipment. A geodesic grid with a hexagonal cell distributes the stresses evenly over the entire surface of the dome, the sphere of which has the smallest ratio of the area of the external walls to the internal volume among all the figures of the same capacity. Thus, with the minimum total area of walls and roof, there is a minimum of the energy consumption for temperature and humidity control in the room. The house, with a foundation diameter of 12 m, is designed for a family of 4–5 people. The structural scheme of the house is mixed and consists of a self-supporting wooden dome frame and interior columns, on which a flat-slab floor of cross-beam panels supported at the corners rests. The dome framework is made of standard rectilinear glued wood parts, which are connected by the steel connectors to form hexagonal cells that allow for window openings anywhere on the surface. The distribution of the internal hemisphere space provides the opportunities that you do not have in classical design. The features of the curved wall surface are considered in the design of the designer furniture, which can emphasize your individuality.

**Keywords:** domed house made of glued wood, geodesic domed grid.

**Introduction.** Domed construction has been known globally since the 1970s [1, 2], but the domed house is still a rather new trend in the residential architecture. A domed building is a one- or two-story structure that differs from a typical prismatic building by the necessity to consider the curvature of the exterior walls. This leads to the creation of the specific zones with the limited usability, which can be considered a disadvantage or an advantage, depending on the proposed architectural solution. In order to avoid the traditional forms, it is necessary to present the significant advantages of the dome that will be fundamental for the potential customers. Large-span domed structures are mainly used in the design of the exhibition centers, stadiums, industrial buildings or scientific institutions. Those who choose the dome will receive not only an unusual futuristic appearance, aesthetic pleasure and free interior layout, but also the minimum foundation requirements, the possibility of the construction in the earthquake endangered zones, the minimal heat dissipation area and natural convection ventilation. But the modern globalized world requires another feature from a private house – mobility. More and more people are changing their accommodation depending on the availability of work, climate, and family circumstances. Therefore,

designing a mobile domed house is an urgent task. We offer our own version of the space-planning solution, which is related to the structural one, based on a certain number of typical building structures: columns, floor panels and, of course, the load-bearing elements of the dome, which allows you to erect “key ready” building in a few weeks without the use of heavy construction equipment. And if it is necessary, it can be quickly disassembled and transported to a new location.

**The purpose of the research** is to develop a space-planning solution for a mobile domed house made of wood.

**Analysis of the existing formative and constructive solutions.** The domed structures have a wide variety of space forms, design solutions, and technologies. According to the structure, they are divided into ribbed, rib-and-ring, reticulated, plated, solid skeletons; according to the shape – spherical, elliptical, pointed, umbrella; according to the height – high, at the height of  $1/2-1/5$  of the diameter and shallow, at the height of up to  $1/5$  of the diameter. Ribbed domes consist of separate flat ribs built in a radial direction and adjacent to the curb plate in the top part [9]. The dome is supported by a foundation or a curb plate in the form of a polygon with rigid or hinged joints at the corners. A flooring rests on the ribs, which provides the overall stability of the ribs from the plane, reducing the calculated length of the ribs. The arrangement and introduction of the ring girders into the operation leads to the formation of a rib-and-ring structure. In this structure, the rings work not only for local bending due to roof loads, but also transmit the normal forces from the dome ribs, and in the case of a rigid connection of the rings to the ribs, they also transmit the bending moments. When the additional braces are introduced, rib-and-ring domes with the braces are formed [5,8]. The domes with the braces in each cell are called reticulated domes. The well-known Schwedler dome was a statically determined system. The further development of reticulated domes was based on the development of various means of cutting the surfaces into the structural elements to form the load-bearing framework. There are two methods of cutting the dome surface: meridional with the use of regular polygons inscribed in a sphere. They are called geodesic domes. Their founder was the American architect, designer, engineer and inventor Buckminster Fuller, who, based on the structure of the ancient Greek icosahedron, created the Dymaxion, or geodesic dome, designed for the use in the architectural structures [6,10]. The formation of the ribbed and similar domes is reduced to determining the shape and position of a flattened arch formed from two diametrical ribs. The formation of reticulated domes is more complicated. The surfaces of the reticulated shells are limited by the parallel transfer surface and the surface of rotation. In general, the reticulated domes are built on a sphere. They are often formed on the basis of a meridional-ring cutting system, the idea of which is to divide the surface by meridional and parallel planes into triangular and trapezoidal elements. There are many other systems, such as star and rhombic. We are interested in the systems based on polygons inscribed in a sphere. The sphere is cut along the geodesic lines running through the apexes of the inscribed polygons. These polygons are usually a dodecahedron with 12 pentagonal sides and an icosahedron with 20 triangular sides [6].

**The advantages of a dome house.** The dome can cover large surfaces using a minimum material quantity. The geodesic grid distributes the stresses evenly over the entire surface, which makes it possible to change from a triangular to a more economical hexagonal layout. The sphere has the smallest ratio of the external wall area to the internal volume among all the figures with the same capacity. In other words, with the minimum total area of the walls and roof, there is a minimum of energy consumption for controlling the temperature and humidity in the room [6]. Comparing the sphere with a prism building of the same capacity, we get a surface reduced by a quarter and a correspondingly reduced number of the structures, which gives double savings both in material and installation speed. Due to the aerodynamic effect of the dome, the wind has minimal effect on it. The structural basis of the dome is a strong and stable frame made of the standard elements. The low weight of wooden parts simplifies the construction work, which does not require complex lifting mechanisms and a large number of the

erectors. The interior space can be planned in any way and depends only on the customer's wishes and the architect's ideas. It is possible to place the windows and the entrance doors in any part of the house. The planning solution and the division of the internal space of the hemisphere is a special stage where we want to focus in detail. There are such opportunities here that you do not have in classical design. Almost any design fantasy becomes possible, for example, the furniture zones can be separated by straight partitions, and walk-throughs and openings can be made with any curved shapes [3].

**A space planning and constructive solution.** The house, with a diameter of 12 m along the foundation, is designed for a family of 4–5 people. The height of the first floor, considering the thickness of the floor, is 2.7 m, the second one, in the center of the dome, is 3 m, the column step in the central part is 4 m, in the part adjacent to the walls – 2.65 m. The perimeter columns, considering the curvature of the dome wall, are placed at a distance of 1 m from it. The total area of the house is 136.18 m<sup>2</sup>. The area of the ground floor is 97.85 m<sup>2</sup>, the area of the first floor is 38.33 m<sup>2</sup>. On the ground floor, the central part is occupied by a roomy kitchen with a large dining table. In the same space as the kitchen there is a comfortable living room, where it is convenient to gather with the whole family. The living room has an area that can be used as a study. The living room is adjoined by a large, bright bedroom with its own dressing room and bathroom. On this floor there is also a guest bathroom, a utility room – used as a laundry room, as well as for placing the boilers for heating and hot water. At the entrance, there is a vestibule and a cold weather clothing store. The roomy hall has a staircase leading to the first floor. The staircase is L-shaped, which simplifies its erection and reduces the cost of the construction. The first floor has two bedrooms with a shared bathroom. One of the problems of dome houses is the need to purchase expensive non-standard furniture due to the horizontal and vertical curvature of the walls. Therefore, we offer a planning solution for a domed house with a maximum number of parallel and perpendicular walls, which will significantly reduce the cost of the interior finishing work and the selection of the standard furniture.

The structural scheme of the house is usually mixed and consists of a self-supporting wooden dome framework [4] and internal columns supported by a beam-less slab of cross-beam panels supported at the corners. The absence of the beams along the columns reduces the number of standard sizes of the building elements and speeds up the installation work. The slabs can be fully assembled at the factory or delivered to the construction site as the individual elements. In the construction of a two-story house, the columns for one floor along the perimeter are delivered to the site in finished form. In the proposed variant of the house with the diameter of 12 m, the central floor slab П1 has the dimensions of 4 x 4 m in plan. The perimeter slabs of the dome are of two sizes: rectangular with one curved cantilever side П2 and triangular with one curved cantilever side П3. An additional standard size is the П4 slab, which has an opening for the inter-floor staircases (see Fig. 4). The framework of the dome is made of standard straight glued wood parts, which are connected by the steel connectors to form the hexagonal cells, which make it possible to form the window openings in any place on the surface, depending on the architect's creative imagination and the customer's wishes. The roof is made of soft tiles with OSB roofing and mineral wool insulation. The foundations for the columns can be in the form of a reinforced concrete monolithic slab, or in the form of a reinforced concrete strip for the dome framework and columnar reinforced concrete, or from the screw piles for the columns – depending on the terrain conditions and the composition of the foundation.



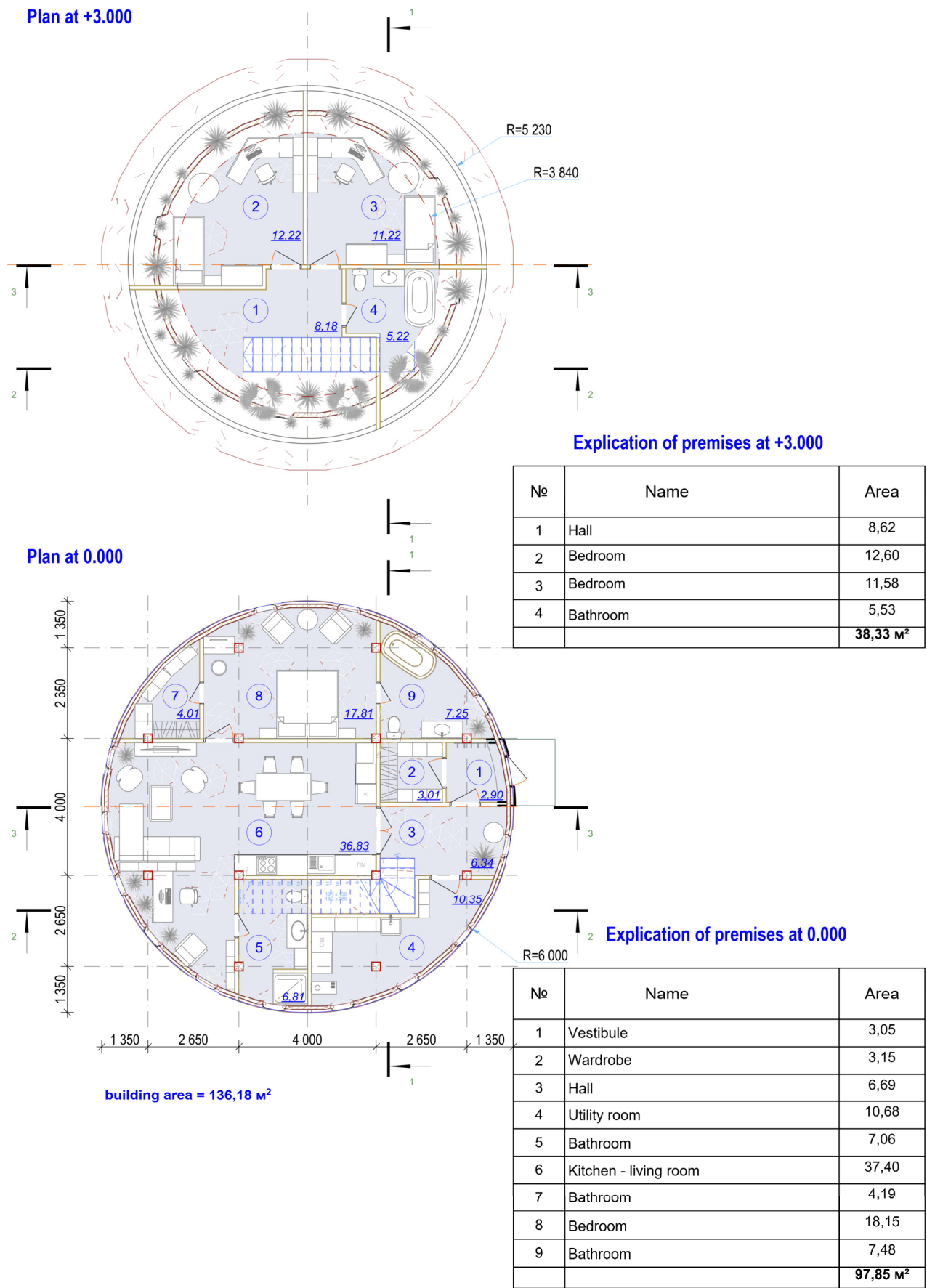


Fig. 1. Floor plans



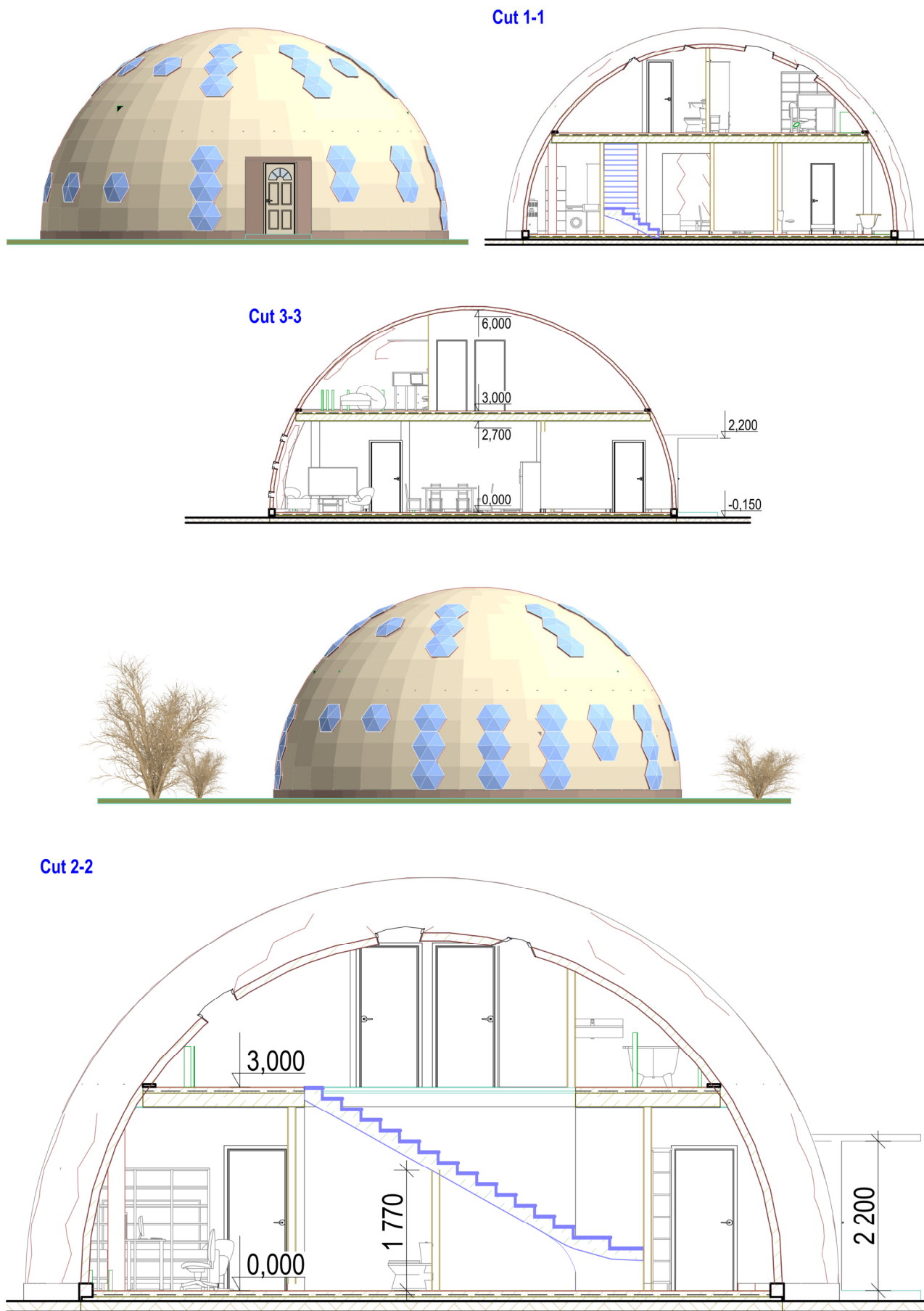


Fig. 2. Sections, facades

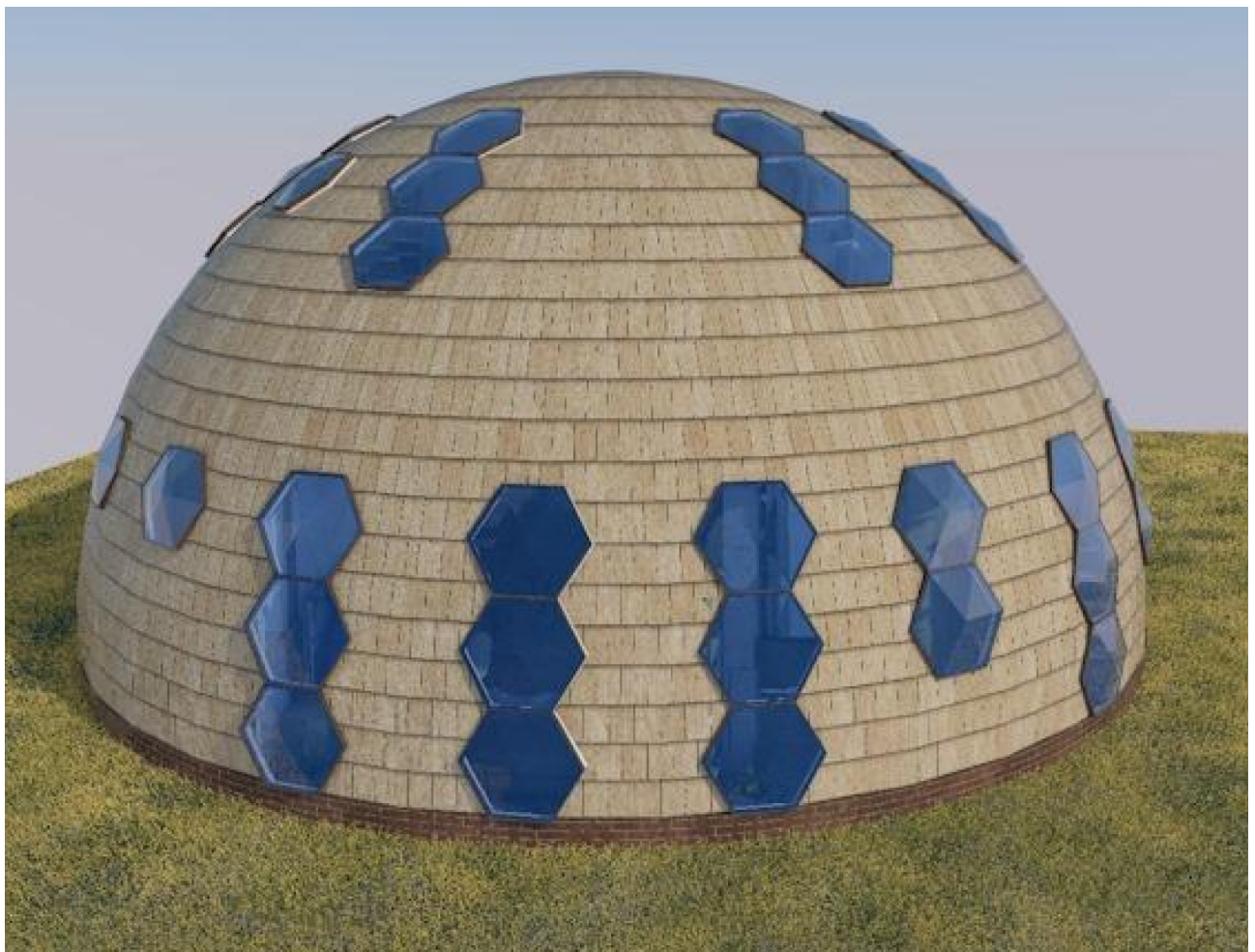


Fig. 3. Visualization

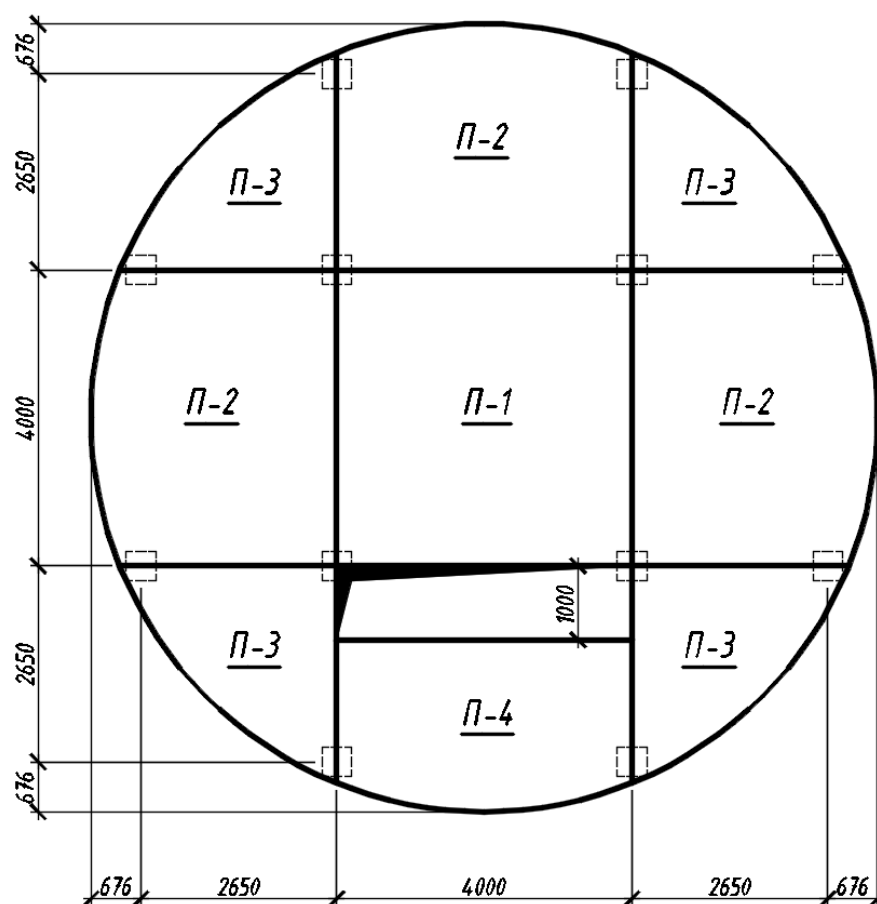


Fig. 4. Floor slab plan

### Conclusions

1. A two-story domed house made of glued wood was designed.
2. The structural scheme of the house is mixed and consists of a self-supporting wooden dome framework and internal columns, on which a beam-less floor slab of crossbeam panels supported at the corners rests.
3. The dome framework is made of typical rectilinear parts of glued wood, which are connected by the steel connectors to form the hexagonal cells.
4. The sphere of the dome house has the smallest ratio of the area of the external walls to the internal volume among all the figures of the same capacity.

### References

- [1] R. B. Fuller. Geodesic dome // Perspecta, 1952, no. 1, pp. 30-33, 1952.
- [2] M. S. Tupolev, Novye varianty sbornykh kupolov i svodov-obolochek. V kn.: Novye vidy prostranstvennykh pokrytiy: Ychebnoe posobie // MArchI, pp. 4-37, 1963.
- [3] Fri Robert M. Geodezicheskie kupola kak naibolee effektivnye stroitelnye sistemy [Geodesic domes as the most effective building systems]. Stroitelstvo i nedvizhimost, available at: <http://www.nestor.minsk.by/sn/1997/31/sn3109.htm> (accessed 12 May 2017).
- [4] Hilodo O. Yu., Arsirii A. M., Kovtun V. P. "Effektyvnaia konstruktsiya dereviannoho zhyloho doma v vyde heodezycheskoho kupola s unyversalnim konnektorom", (Effective structure of a wooden residential building in the form of a geodesic dome with a universal connector) "Vestnyk OHASA", vol. 82, pp. 19-26, 2021.
- [5] Marc Wilhelm Lennartz, Susanne Jacob-Freitag. New architecture in wood: forms and structures/ Birkhauser. Basel. 2015
- [6] Barbara Misztal. Wooden Domes. History and Modern Times. Springer Cham. 2018.

- [7] D.A. Zhivotov, O.A. Pastukh, Yu.I. Tilinin. Architectural and spatial planning solutions of spherical shape buildings. Proceedings of the 12th International Conference on Contemporary Problems of Architecture and Construction (ICCPAC 2020), 25-26 November 2020
- [8] M Abu-Khasan, P Abu-Khasan. Development of Large Span Curving System of Sailing Dome Structure. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, Volume 988, Chapter 4. 2022.
- [9] Mehdi H.K. Kharrazi, Salah Eldeib, Helmut G.L. Prion. Experimental evaluation of an orthotropic, monolithic, modular wooden-dome structural system. Canadian Journal of Civil Engineering. 2008.
- [10] Prion, H.G.L. Gravity test of Canadian Wooden Dome. Report to CWD Group Ltd., Vancouver, B.C. 2003.

### ОСОБЛИВОСТІ ОБ'ЄМНО - ПЛАНУВАЛЬНОГО РІШЕННЯ МОБІЛЬНОГО КУПОЛЬНОГО БУДИНКУ З ДЕРЕВИНИ

**Ковтун В.П.**, інженер,

paka@ukr.net, ORCID: 0000-0002-7454-9296

**Арсирій О.І.**, ст. викладач,

elena.arsiriy@gmail.com, ORCID: 0000-0001-8660-6916

*Одеський державний морський університет*

<sup>1</sup>**Гілодо О.Ю.**, к.т.н., доцент,

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

<sup>1</sup>**Арсирій А.М.**, к.т.н., доцент,

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

<sup>1</sup>*Одеська державна академія будівництва та архітектури*

**Анотація.** Ми пропонуємо варіант об'ємно – планувального рішення двоповерхового купольного дому, який пов'язаний з конструктивним, на базі певної кількості типових будівельних конструкцій: колон, панелей перекриття і звичайно несучих елементів купола, що дозволяє зібрати будівлю «під ключ» за декілька тижнів, без застосування важкої будівельної техніки. Геодезична решітка з шестикутною коміркою рівномірно розповсюджує напруження по всій поверхні купола, сфера якого має найменше відношення площі зовнішніх стін до внутрішнього об'єму серед всіх фігур однакової ємності. Тобто при мінімальній загальній площі стін і покрівлі – мінімум енерговитрат на контроль температури і вологості в приміщенні. Будинок, діаметром по фундаменту 12 м, розроблений для сім'ї кількістю 4-5 людини. Конструктивна схема дому змішана і складається з самонесучого дерев'яного каркасу купола і внутрішніх колон, на які спирається безбалочне перекриття з перехресно - балкових панелей, обпертих по кутах. Каркас купола виконується з типових прямолінійних деталей з клеєної деревини, які з'єднуються сталевими конекторами, з утворенням шестикутних комірок, що надають можливість виконувати віконні прорізи в будь - яких місцях поверхні. Розподіл внутрішнього простору напівсфери надає можливості, яких ви не маєте в класичному проектуванні. Особливості криволінійної поверхні стін враховані в дизайні авторських меблів, що можуть підкреслити вашу індивідуальність.

**Ключові слова:** купольний будинок з клеєної деревини, геодезична купольна решітка.

UDC 624.94.014.2:693.972

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-24-29

## COMPARISON OF GENERAL TECHNICAL PARAMETERS, WORKABILITY AND FIRE PROTECTION OF ROLLED PROFILES VS. RHS STEEL FRAMES OF 3D-VOLUMETRIC MODULES

<sup>1</sup>**Maslyanenko Y.V.**, PhD (Tech), Associated Professor  
yevgen.maslyanenko@odaba.edu.ua, ORCHID: 0009-0009-2982-375X

<sup>1</sup>**Korshak O.M.**, PhD (Tech), Associated Professor  
korshak@odaba.edu.ua, ORCHID: 0000-0001-7346-252X

<sup>1</sup>*Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture*

**Abstract.** Prefabricated volumetric modules with steel frame have recently become a segmentation trend for real estate, commercial multi-storey housing and office buildings projects. The obvious benefits of reducing construction time, number of site activities and related overheads as well as better quality control system compare to on-site production, 3D volumetric construction still associated with significant risks related to relatively high construction cost, potential logistics issues and lack of proven point of reference and frameworks (so-called “best practices”).

Despite the fact that prefabricated modular construction known for almost a century, researches on design problems and limitations of practical implementation of volumetric modules today are still fragmentary and insufficient.

Numbers of researches focused on the improving of steel frames of three-dimensional volumetric modules and their performance-based optimization, related either to the design of effective joints (e.g. self-clamp joints) or study the problems of spatial stability of multi-storey modular buildings, considering the own weight of load-bearing structures as a criterion for design efficiency.

The case study illustrates that estimation of design efficiency of prefabricated volumetric modules with steel frames, besides the factors of durability and sustainability of the structure included required level of fire resistance, and the criteria of the economic efficiency of design also includes the fire protected surface area of the steel elements.

**Keywords:** prefabricated volumetric modules, efficiency, fire resistance, steel buildings

**Introduction.** The global challenges to the European Community related to the COVID pandemic (demand on temporary, prefabricated efficient medical buildings), the chronic shortage of affordable housing and, finally, the war in Ukraine with challenges of providing the shelter for displaced persons - have drawn special attention to three-dimensional volumetric prefinished building modules.

In the context of the so-called 4th Industrial Revolution, the construction industry has proven to be one of the most reactionary systems in many aspects compared to other manufacturing and technological industries, lagging behind in the optimization of production processes and quality control.

Three-dimensional prefabricated volumetric modules have proven to be a competitive alternative to traditional construction design solutions and techniques.

Although interest in prefabricated modular construction can be tracked to 1940s, researches on design problems and limitations of practical implementation of volumetric modules today are fragmentary and obviously insufficient. Along with reduced design flexibility and lack of real projects experience, it poses significant challenges for construction industry worldwide [1].

Problems are even in terminology and taxonomy – shall modular construction be referred to prefabricated construction, or separated as a class of unique building structures (Off-site Modular Construction) [1]? Shall panel systems be considered as modular ones, or such definition shall be limited to three-dimensional volumetric modules only?

Currently in Ukraine, modular buildings and structures defined as made of three-dimensional volumetric modules, primarily with a timber (wooden) and metal frame [2].



A new strategy framework: "Closing the loop - New circular economy package" [3] launched by the European Parliament at the end of 2015. According to it, the economic aspects of construction and the impact of human activity on the environment have led to shift in the emphasis of the construction industry from the research, development and implementation of new materials and structures towards the efficient use and reuse of well-known building materials.

Traditionally, timber-framed buildings are highly praised for their potential for contribution to a circular built environment and many studies focused on volumetric modular timber design [4].

However, steel and other alloys provide a number of benefits that make them equally attractive for modular building systems in the long run. Steel is a fully recyclable material, and the industrial joints of the steel framed modules allow them to be reused. Despite the relatively high initial cost, the durability of steel frame elements, allows a service life of decades for modular buildings and structures, reducing the maintenance cost.

**Literature review.** Research on the effectiveness of design solutions of three-dimensional volumetric modules is currently focused on several different approaches.

Research in the field of architectural design aimed at overcoming the limitations, associated with the size and shape of modules and, accordingly, space-planning solutions of modular buildings. Using a 'Design for Manufacture and Assembly (DfMA)' approach, a design-to-production workflow that shall be able to offer "mass-customization, responding to changing sites and client needs, with higher precision, production quality, sustainability, and greater efficiency" [5].

Significant number of researches focused on design of effective joints – either module-to-module or module-to-base. Effectiveness of Inter-modular connections (IMC) affects in-situ assembly activities and structural performance of modular buildings. Developing standardized automated connecting devices, with effective and safe self-locking mechanism that fulfill requirements for connections to be considered as semi-rigid in lateral stability problem is still one of the most challenging in the Modular Building Systems (MBS) design [6].

Some researches focused on modular kinematic design and morphology of spatial elements, studying possibilities of implementation origami-shaped structural elements as replacement of conventional steel or timber framing [7].

Other explore more traditional approach and study the efficiency of steel frame of three-dimensional volumetric modules and their performance-based optimization is related either to the design of joints or study the problems of spatial stability of multi-storey modular buildings [8], considering the own weight of load-bearing structures as a criterion for design efficiency.

**Review Aims and Scope.** Among the factors of durability and sustainability of the structure the required level of fire resistance is one of the most important, and the criteria of the economic efficiency of design also includes the fire protected surface area of the steel elements.

**Research Methodology.** For comparison purpose, four type of modules of overall size 3825×7650×3360 mm were designed by 3D modelling software Autodesk Advance Steel with a frame made of rolled profiles (IPE i-beam) and square rigid hollow sections (RHS), respectively, with two options for flooring and ceiling decking:

1. a thin reinforced concrete (RCC) slab on a galvanized corrugated sheet (supported on reduced joists) and

2. composite panels (supported on regular joists) (see Fig.1, a.,b.).

Overall 4 types of modules were compared by:

1. weight of steel frame elements;
2. structural weight of frame and deck;
3. surface area of steel elements.

**Research results.** The results of the comparison of structural 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 for the requirements of fire resistance class R120, are shown in the following diagrams (the most effective of the solutions for each comparison category stated as 100%).

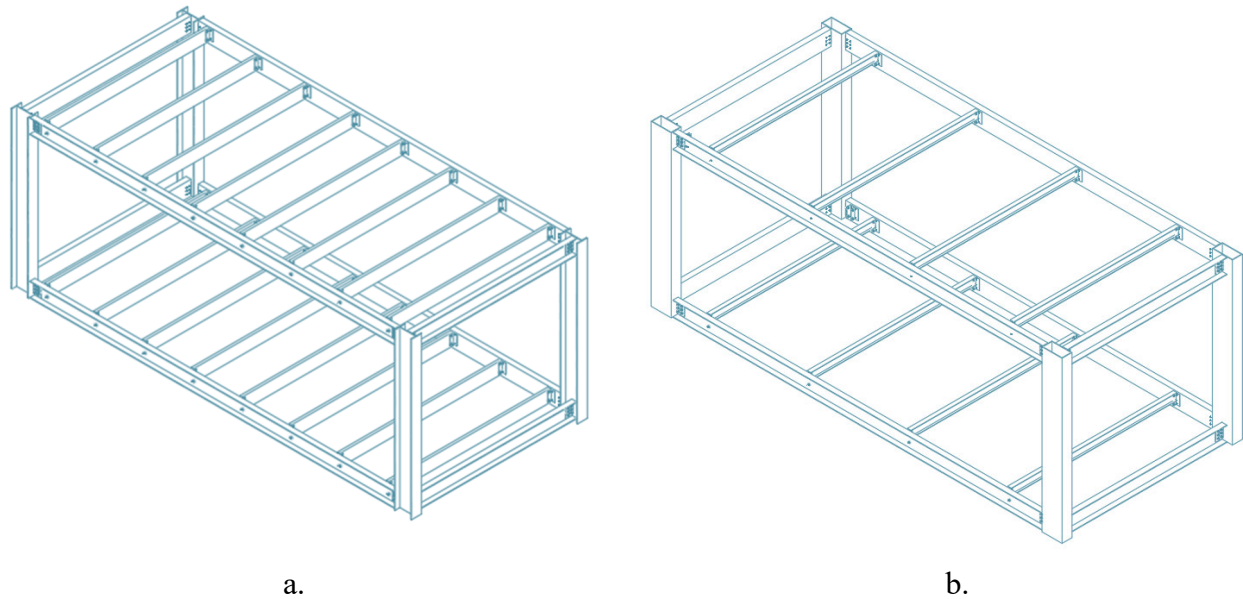


Fig 1. Design of steel 3D volumetric module frame.  
a. IPE steel frame with regular joists distribution for composite panel deck  
b. RHS steel frame with reduced joists for RCC deck

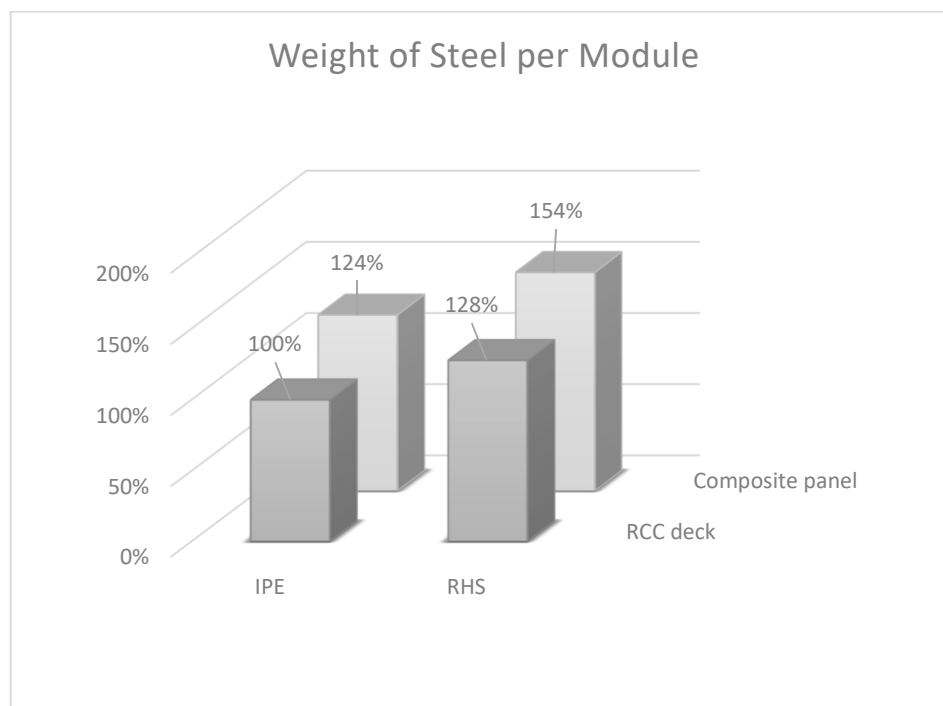


Fig. 2 Steel frame own weight/performance ratio

As shown on the diagram (see Fig.2) best own weight/performance ratio provided by using for module's frame steel IPE rolled profiles with reduced number of joists for RCC deck.



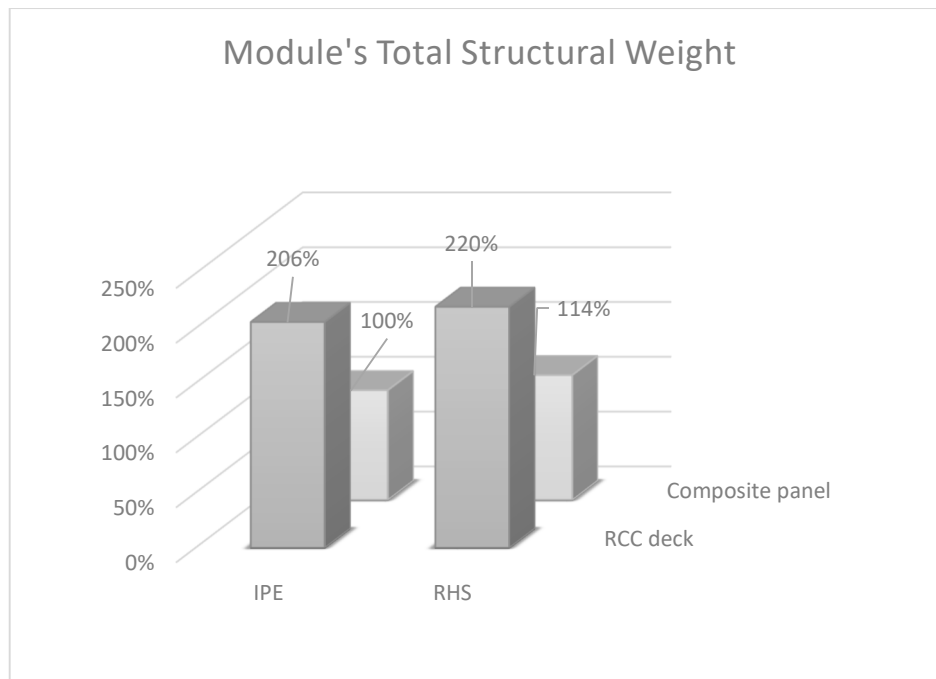


Fig. 3 Total weight/performance ratio

IPE rolled profiles frame also is the most effective solution for reducing total structural weight of the modules, option with regular joists and composite deck (see Fig. 3).

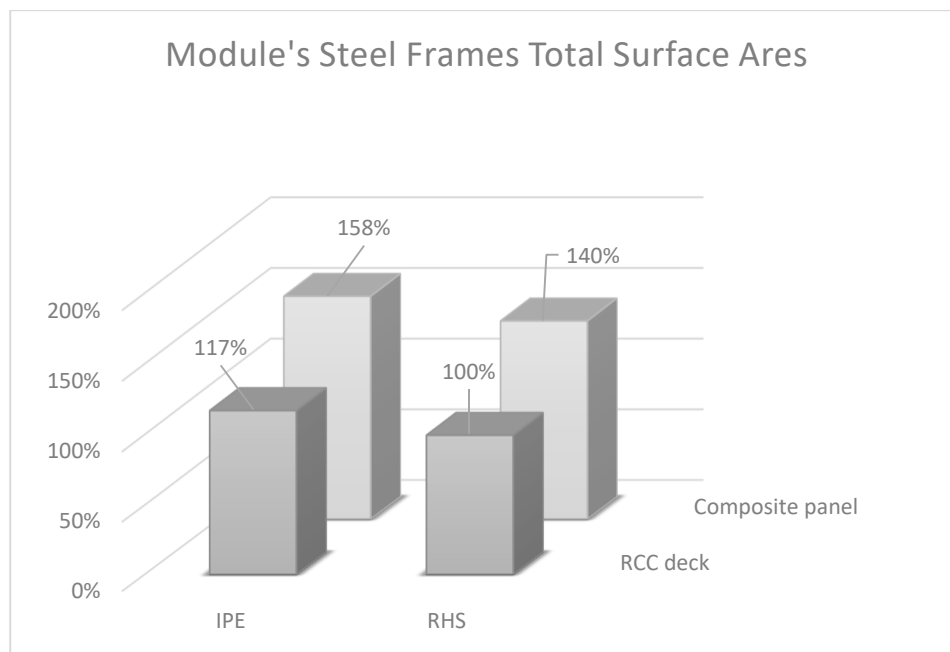


Fig. 4 Total surface/performance ratio

On the contrary, module's steel frame of RHC with reduced number of joists for RCC deck has minimal surface area for the fire protection treatment (see Fig.4)

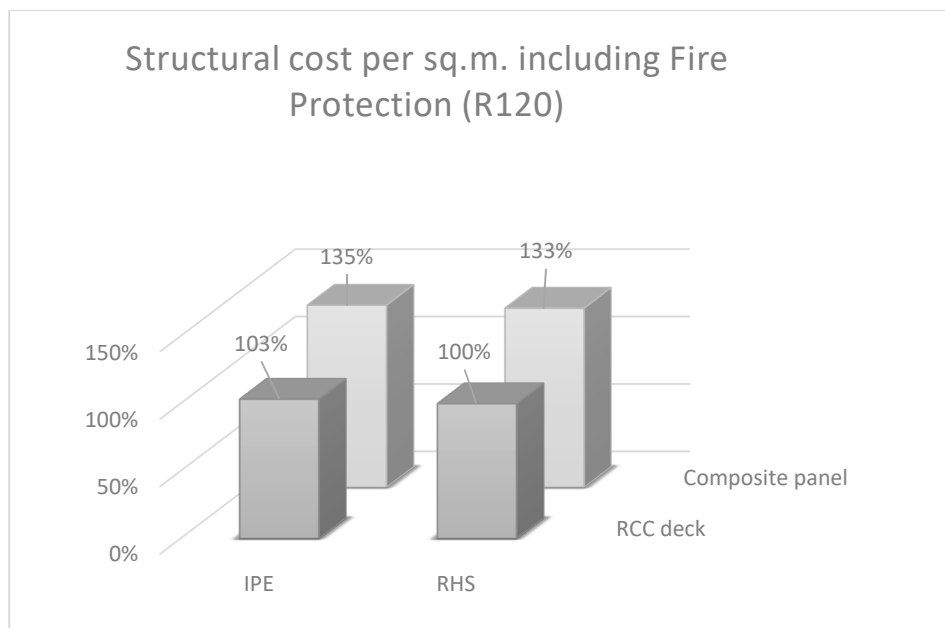


Fig. 5 Structural cost per sq.m. including Fire Protection (R120)

Comparison of structural cost of steel fabrication, RCC and composite panel decks along with fire protection material (intumescent paint) demonstrates that modules with RCC deck either with IPE or RHS frames are more cost effective compare to modules with composite panel deck (see Fig. 5).

### Conclusions.

1. The cross-sections of the module frame elements in the form of I-beams are more economically effective in terms of steel consumption per sq.m. of total area, however, the difference in steel consumption and higher RHS costs is practically compensated by the smaller surface area of steel RHS elements for applying intumescent paint (for fire resistance class R120 and more).

2. To ensure the lowest construction weight of the module, it can be recommended to use composite panels instead of RCC decks, unless this is specified by technological or operational requirements.

### References

- [1] Niraj Thurairajah, Akila Rathnasinghe, Mehvish Ali and Shashwat Shashwat. Unexpected Challenges in the Modular Construction Implementation: Are UK Contractors Ready? Faculty of Engineering and Environment, Northumbria University, Newcastle NE1 8ST, UK. Sustainability 2023, 15, 8105.
- [2] Khokhriakova, D. (2022). Using modular construction terms. Shliakhy pidvyshchennia efektyvnosti budivnytstva v umovakh formuvannia rynkovykh vidnosyn, 49 (1), 16-28.
- [3] European Parliament. Directorate General for Communication. Circular economy: definition, importance and benefits. Article 920151201STO05603.
- [4] Jiayi Li, Lars Vabbersgaard Andersen and Markus Matthias Hudert. The Potential Contribution of Modular Volumetric Timber Buildings to Circular Construction: A State-of-the-Art Review Based on Literature and 60 Case Studies. Department of Civil and Architectural Engineering, Aarhus University, 8000 Aarhus, Denmark. Sustainability 2023, 15, 16203.
- [5] Mohaimeen Islam. Modular Architecture Essay. Bee Breeders. October 2021.
- [6] Laurence Picard, Pierre Blanchet and André Bégin-Drolet. Full-Scale Implementation of an Automated Connecting Device for Modular Construction. Buildings 2024, 14, 496.

- [7] Valentina Beatini, Perampalam Gatheeshgar, Heshachanaa Rajanayagam, Keerthan Poologanathan, Thadshajini Suntharalingam, Dilini Perera, Elilarasi Kanthasamy & Brabha Nagaratnam. Integration of origami and deployable concept in volumetric modular units. Scientific Reports | (2022) 12:19180
- [8] Zixiao Wang, Komal Rajana, Dan-Adrian Corfar, and Konstantinos Daniel Tsavdaridis. Automated minimum-weight sizing design framework for tall self-standing modular buildings subjected to multiple performance constraints under static and dynamic wind loads. Engineering Structures. Volume 286, 1 July 2023, 116121.

## **ПОРІВНЯННЯ ЗАГАЛЬНИХ ТЕХНІЧНИХ ПАРАМЕТРІВ, ТЕХНОЛОГІЧНОСТІ ТА ВОГНЕЗАХИСТУ 3Д-ОБ'ЄМНИХ МОДУЛІВ ЗІ СТАЛЕВИХ ПРОКАТНИХ ПРОФІЛІВ З ГНУТИМИ ЗВАРЕНИМИ ПРЯМОКУТНИМИ ПРОФІЛЯМИ**

<sup>1</sup>**Масляненко Є.В.**, к.т.н, доцент

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

<sup>1</sup>**Коршак О.М.**, PhD (Tech), Associated Professor

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

<sup>1</sup>*Одеська державна академія будівництва та архітектури*

**Анотація.** Збірні об'ємні модулі зі сталевим каркасом останнім часом стали трендом галузі для проектів нерухомості, комерційного багатоповерхового житла та офісних будівель. Очевидні переваги - скорочення часу будівництва, зменшення кількості робіт на об'єкті та пов'язане з цим скорочення накладних витрат, а також краща система контролю якості порівняно з виробництвом на будівельному майданчику, тривимірне об'ємне будівництво все ще асоціюється зі значними ризиками, пов'язаними з відносно високою вартістю будівництва, потенційними проблемами з логістикою та відсутністю перевірених проектних та технологічних рішень.

Незважаючи на те, що збірне модульне будівництво відоме вже майже століття, дослідження проблем проектування і обмежень практичної реалізації об'ємних модулів на сьогоднішній день все ще фрагментарні і недостатні.

Ряд сучасних досліджень присвячений удосконаленню сталевих каркасів тривимірних об'ємних модулів та їх оптимізації, пов'язаною або з проектуванням ефективних з'єднань, або з вивченням проблем просторової стійкості багатоповерхових модульних будівель, враховуючи власну вагу несучих конструкцій як критерій ефективності проектування.

Дана робота має метою показати, що при оцінці конструктивної ефективності збірних об'ємних модулів зі сталевим каркасом, серед факторів довговічності і стійкості конструкції, потрібно враховувати необхідний рівень вогнестійкості, а критерії економічної ефективності проектування включають також площу вогнезахисту поверхні сталевих елементів.

**Ключові слова:** збірні просторові модулі, ефективність, вогнезахист, сталеві будівлі.

UDC 624.07

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-30-34

## METHOD OF TESTING PLASTIC PRODUCTS MANUFACTURED USING 3D PRINTING FOR STRENGTH IN BENDING

<sup>1</sup>**Somina Yu.A.**, PhD, Associated Professor  
syomina3091@ukr.net, ORCID: 0000-0002-6330-0137

<sup>1</sup>**Gorobets O.S.**, master student  
gorobets.os@gmail.com

<sup>1</sup>*Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture*  
4, Didrihson street, Odesa, 65029, Ukraine

**Abstract.** The main methods of mechanical testing of composite materials include: determination of material strength under tension, bending, torsion, shock loads, compression, etc. This article presents the preparatory stage of conducting experimental studies on determining the bending strength of structural elements made of ABS plastic, manufactured with the help of 3D printing. As a result 2 series of experimental samples are indicated, which differ in the shape of the cross section (specimens of 1<sup>st</sup> series have rectangular section, samples of 2<sup>nd</sup> series have T-shaped section), appropriate dimensions and a test scheme are established in accordance with the requirements of regulatory documents. The percentage of filling of the internal cavity of the experimental elements with polymer material was determined, namely 10%, 50% and 100%. The algorithm of preparation and direct execution of the planned tests under the action of a static short-term load is described. The predicted schemes and criteria for the destruction of the samples, as well as the conditions for stopping the tests, are given.

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

**Introduction.** 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. 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. 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.

Also, one of the fairly new, but 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 serviceability under load is an important and relevant scientific task.

**Analysis of recent researches and publications.** Methods of mechanical testing of polymer composite materials are an important tool for studying their strength, plasticity, stiffness, and other properties [1]. 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.

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.** Within the work of the scientific circle of the department of metal, wooden and plastic structures, 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], the standard sample should have the following dimensions:

- length ( $l$ ) – not less than 80 mm;
- width ( $b$ ) –  $(10.00 \pm 0.50)$  mm;
- thickness ( $h$ ) –  $(4.00 \pm 0.20)$  mm.

If it is impossible to produce a sample with the specified dimensions, it is allowed to use samples, the ratio of length and thickness of which should be  $l \geq 20h$ , the width of the sample should be from 10 to 25 mm, and for materials containing large particles of filler – from 20 to 50 mm. Samples must have a smooth surface without bulges, chips, cracks, shells and other visible defects.

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%. The material of all samples is ABS plastic (acrylonitrile butadiene styrene), which is characterized by high strength and impact resistance, therefore it is widely used for the manufacture of structural elements.

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.** Taking into account the given recommendations on the size of the samples [8, 9], as well as the technical characteristics of the 3D printer used for their production, a 3D model of the experimental samples of series 1 and series 2 with their dimensions is presented in Fig. 1.

Each series includes 6 samples with the following filling percentages of the internal cavity: 10%, 50% and 100%. For each filling percentage, 2 identical twin specimens were made to establish the average bending strength between them.

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

The radius of the tip ( $r_1$ ) and the edges of the supports ( $r_2$ ) (Fig. 2) 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, measure the width of the sample with an error of  $\pm 0.1$  mm and the thickness – with an error of  $\pm 0.02$  mm.

Before the test, the samples are conditioned according to the requirements [10] 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 will be conducted under the same conditions.

The distance between the supports is taken as  $(15...17)h$ . For samples reinforced with

unidirectional fiber and having a very large thickness, the distance between the supports is chosen based on the largest value of  $l_V / h$  to avoid failure by shear.

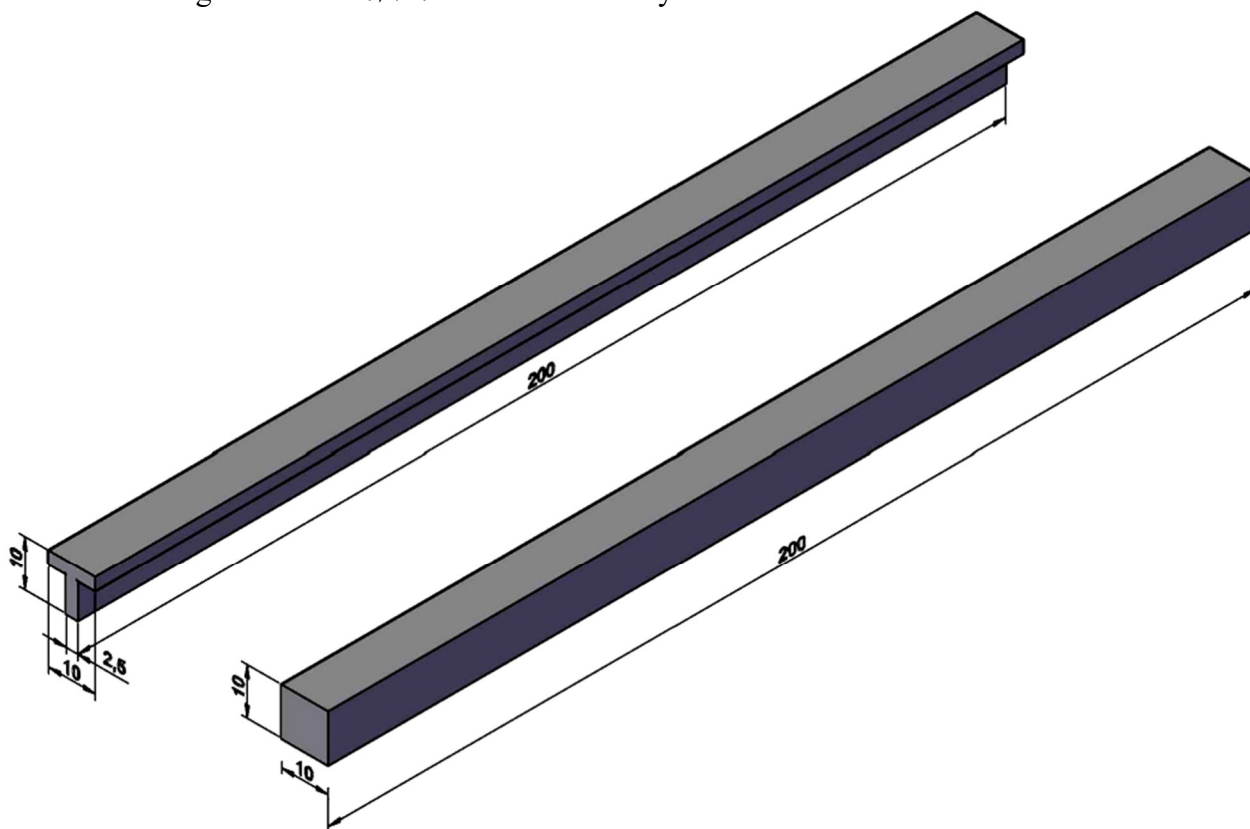


Figure 1. 3D model of the specimens

The sample is placed on supports with the wide side. If the sample was subjected to mechanical processing on one side, then it is placed on the supports with the side that was not subjected to mechanical processing. The loading of the sample will be carried out in the middle of the span between the supports smoothly, without jolts.

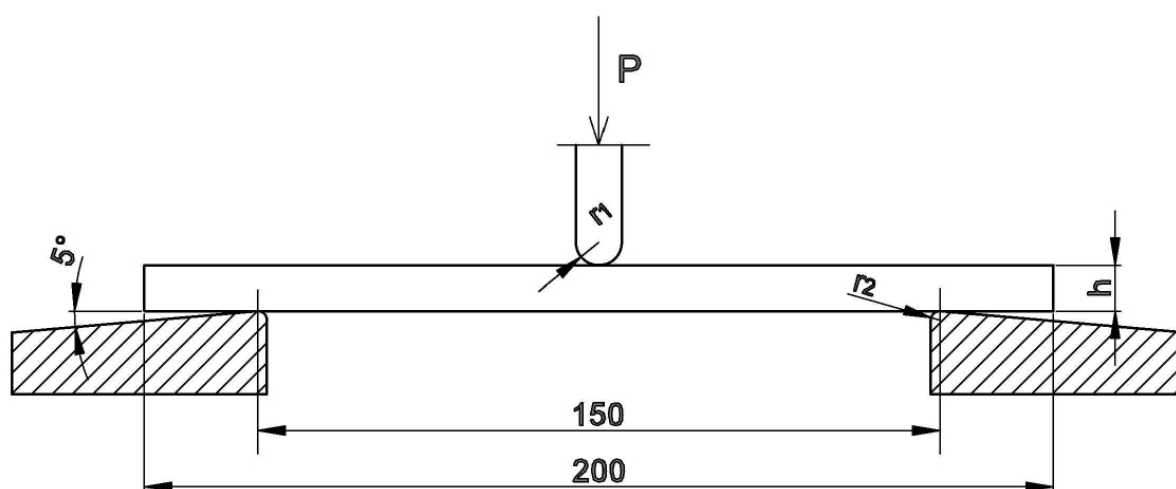


Figure 2. Scheme of loaded sample

Two cases of sample deformation and destruction are assumed [11]:

1. The sample will destruct at the specified deflection value or before reaching this value. At the same time, we will determine the load and deflection at failure.
2. The sample does not collapse at the specified deflection value or until this value is reached. We determine the load at the moment of reaching the given deflection.

The tests will be continued until the destruction of the sample or until the specified maximum load is reached. In any of these cases, we determine the load and deflection.

If, during the test of the sample, the maximum value of the load is observed before reaching the specified amount of deflection, then we determine the maximum load and the corresponding value of the deflection.

If the sample collapses beyond the middle third of the distance between the supports, the result obtained will not be counted and the test will be repeated on a new sample.

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

1. In order to carry out indicated research, a 3D model of the experimental samples was made and 2 series of experimental samples with 6 prototypes each, made of ABS plastic using 3D printing, were prepared for testing.

2. Each series contains 2 twin samples with different percentages of filling the internal cavity with plastic: 10%, 50% and 100%.

3. A sample loading scheme was prepared, and an algorithm for conducting experimental studies of the strength of plastic structures in bending under the action of short-term loads was drawn up.

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 vyprobuvannia na statychnyi zghyn*. M.: Vydavnytstvo standartiv, 1992. IV, 12 s.
- [10] HOST 12423-2013. *Plastmasy. Umovy kondytsionuvannia ta vyprobuvannia zrazkiv*. M.: Vydavnytstvo standartiv, 2015. VIII, 12 s.



- [11] S.S. Homon, Konstruktsii iz dereva ta plastmas. Navchalnyi posibnyk. Rivne: Natsionalnyi universytet vodnoho hospodarstva, 2016. 219 s.

## **МЕТОДИКА ВИПРОБУВАННЯ ВИРОБІВ З ПЛАСТИКУ, ВИГОТОВЛЕНИХ ЗА ДОПОМОГОЮ 3D ДРУКУ, НА МІЦНІСТЬ ПРИ ЗГІНІ**

<sup>1</sup>**Сьоміна Ю.А.**, к.т.н., доцент,  
syomina3091@ukr.net, ORCID: 0000-0002-6330-0137

<sup>1</sup>**Горобець О.С.**, магістрант  
gorobets.os@gmail.com

<sup>1</sup>*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 підготовчий етап проведення експериментальних досліджень щодо визначення міцності при згині конструкційних елементів з пластику ABS, виготовлених за допомогою 3D друку, зазначено 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 підготовки та безпосередньо виконання запланованих випробувань за дії статичного короткочасного навантаження. Наведені прогнозовані схеми й критерії руйнування зразків, а також умови припинення виконання випробувань.

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

UDC 624.21

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-35-45

## ANALYTICAL REVIEW OF THE METHODS OF INSPECTION AND PLANNING THE REPAIR OF REINFORCED CONCRETE AND METAL BRIDGES

**Talavira G.M.**, PhD, Associate Professor,  
hennadii.talavira@npp.nau.edu.ua, ORCID 0000-0002-5089-1775

**Vizir A.S.**, student  
anhelinavizir@gmail.com, ORCID 0000-0002-0763-997X  
*National Aviation University*

**Talavira O.G.**, engineer  
tl12man@gmail.com, ORCID 0009-0005-2259-1766  
*National Aviation University*

**Abstract.** The article analyzes the factors that affect the service life of bridge structures. Based on the practical recommendations of foreign project institutions, the principles of monitoring the state of bridges and their maintenance were determined. The expediency of survey strategies for the expansion of domestic regulatory recommendations for bridge repair and maintenance has been clarified.

General scientific methods are used, such as analysis, systematization, generalization, comparison. The article examines the current norms and standards of Ukraine, the materials of international legislative documents in the field of road infrastructure. Remote analysis of objects: scientific publications and articles became the empirical basis for conducting scientific work.

The article examines the peculiarities of bridge inspection implementation and maintenance planning. The main decisions regarding effective management of the network of bridge structures and control of their operational condition are outlined. A number of Ukrainian and foreign sources dealing with this problem have been studied. In order to create an idea about the procedure of repair work, the world experience of the procedure for carrying out bridge inspections, the systematization of assessing the condition and urgency of repairs, the level of inspection and its periodicity, and also analyzed the methods aimed at increasing the durability of specific elements of bridges were studied. It was found that a rational and systematic inspection of the condition of bridge structures is a cost-effective way to ensure its functionality.

**Key words:** bridge inspection, maintenance, repair, service life, defect, condition assessment system, road infrastructure.

**Introduction.** The network of bridge structures plays a critically important role in the transport infrastructure and development of the national economy. Physical wear and tear of the main structures of bridge structures is an inevitable mechanism that mostly occurs under the influence of significant operating loads.

Bridges are a key element of the road network. They are strategically located over natural or other obstacles, so any failure of the bridge can restrict road traffic with further losses to the local community. Although the focus is always on new bridges, it should be determined that the existing bridge network needs to be managed through technical upgrades and repairs.

Bridges are a valuable asset that needs constant, careful maintenance in the most cost-effective way.

Bridge replacement is a more expensive option compared to repair and can lead to economic losses. In addition, it can affect the environment and cause overloading of nearby infrastructure. These factors make the repair and strengthening of bridge structures a topical issue for all states. The main fundamental indicators in evaluating the correct inspection and subsequent repair work are safety, repair time and cost-effectiveness.

In order to preserve the optimal operational characteristics of bridges during their service life, it is necessary to carry out regular inspections in order to monitor the progress of wear.

**Analysis of previous research.** The main documents in the normative base of Ukraine are DBN V.2.3-22:2009 "Bridges and pipes. Basic design requirements"[1], which establishes the basic requirements for the design of new, reconstruction and overhaul of existing permanent bridges, and DSTU 9181:2022 "Instructions for evaluating and forecasting the technical condition of road bridges" [2], which takes into account the shortcomings of the current model expert assessment and forecasting of the technical condition of bridge elements, as well as the latest model of expert rating assessment of the technical condition of the bridge crossing, taking into account the modern scientific approach to the operation of structures, is proposed.

Methods for evaluating various road bridges in use are covered in "Bridge inspectors reference manual", Washington, U.S. Department of Transportation [3], which presents improved bridge inspection methods and includes modern inspection equipment.

The article [4] highlights a study containing a critical comparative analysis of bridge inspection and maintenance strategies applied in Indonesia, Japan, and the United States of America. The study demonstrates the inspection categories and the bridge condition assessment system.

In the course of the research, a number of other sources were studied, in particular, [5], [6] and [7].

**The aim of the research.** The purpose of this article is to define practical recommendations regarding the procedure for carrying out technical inspection and repair of bridges based on the experience of domestic and international scientific institutions.

**Results and discussion.** The success of any bridge inspection and maintenance program depends on the reporting system, as the results of the report are included in the design and estimate documentation and repair work is carried out. Accurate record keeping allows the bridge inspection engineer to:

- develop a service plan;
- check the effect of repairs on the intensity of traffic;
- evaluate the bearing capacity of elements of bridge structures;
- monitor changes in the structural integrity of the bridge.

The records of the report on the state of bridges, as a rule, should become an integral part of the "bridge information system", the purpose of which is to provide the necessary amount of information about each bridge for effective planning of further monitoring of the state of structures. It is important that this documentation is kept for reference throughout the life of the bridge. Therefore, the "information system of bridges" should be developed electronically using VIM technologies [6].

The manual [5] provides detailed information about the data that can be recorded and entered into a single system:

- general information about the bridge;
- executive drawings;
- inspection forms, reports, photos and diagrams (condition history);
- records of repair work and history of maintenance costs.

Inspection, testing and monitoring of bridges is an integral part of the management system and a key factor in achieving the lowest operating cost and ensuring an adequate level of maintenance. As stated in [6], in order for bridge inspections to be effective, it is important to have:

- relevant terms for various types of inspections;
- appropriate equipment and machinery;
- consistency in the management of data and records;
- appropriately trained personnel;
- effective quality control processes.

The types of bridge inspections generally fall into three categories: routine inspection, in-depth inspection, and special inspection.

The structure of data collection during the current inspection includes the recording of defects that affect the functionality of the bridge and the collection of data on the tested elements of the

bridge structures. The data collection framework for the in-depth review includes capturing the need for items that have undergone physical wear and tear and require higher-level monitoring and inspection. A special inspection is a type of inspection that is carried out on an as-needed basis. For example, when it is necessary to test the material and evaluate durability, or to collect specific data that were not obtained during previous reviews due to their unavailability [6].

Visual inspection is a common method of determining the condition of the bridge and its elements. Table 1 shows indicative criteria by which the state of the bridge can be assessed.

Table 1

| Condition State            | Description                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |
|----------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Concrete components</b> |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
| 1                          | <ul style="list-style-type: none"> <li>• The components have minor fine cracking due to corroding reinforcement but there should be no shear cracking or spalling of the concrete.</li> <li>• The component shows only minor scaling or efflorescence having no effect on strength.</li> </ul>                                                                                                                                                                                                                                                                                              |
| 2                          | <ul style="list-style-type: none"> <li>• The components may have fine flexural and/or shear cracking.</li> <li>• Longitudinal cracking along the bottom of the beams due to reinforcement corrosion may be of fine size with minor spalling</li> <li>• Construction joints opening.</li> </ul>                                                                                                                                                                                                                                                                                              |
| 3                          | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Flexural cracking and shear cracking may be medium sized.</li> <li>• Longitudinal cracking may be medium along the bottom of the beams due to reinforcement corrosion and there may be large spalls with delaminated cover concrete.</li> <li>• Scaling and efflorescence are prevalent.</li> </ul>                                                                                                                                                                                                                                                |
| 4                          | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Flexural and shear cracking may be heavy with medium cracking along joints.</li> <li>• Severe spalling or delamination of the of the beams components is occurring, with heavy corrosion of the reinforcement</li> <li>• The component may be beginning to lose shape due to movement of a footing</li> </ul>                                                                                                                                                                                                                                      |
| <b>Steel components</b>    |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
| 1                          | <ul style="list-style-type: none"> <li>• The protective coating system is sound with only minor chalking, peeling, or curling of paint. There are no exposed metal surfaces.</li> <li>• All weld, bolts, or rivets are in good condition, with no signs of weld cracks, or movement of plates or sections of the component evident.;</li> </ul>                                                                                                                                                                                                                                             |
| 2                          | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Rust spotting of the protective coating system to 5% of the component surface area is occurring and the protective coating system is no longer effective. No corrosion or section loss has occurred.</li> <li>• All welds or bolts are in good condition with no cracking, corrosion, or loose bolts.</li> </ul>                                                                                                                                                                                                                                   |
| 3                          | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Some surface pitting is present and active corrosion is occurring in isolated areas, but no loss of a whole area is occurring to affect the strength of the component.</li> <li>• Protective coating system has broken down with surface rusting to 10% of component area and pitting present in several locations.</li> <li>• Nuts and bolts may be corroding but are still tight. No cracking of welds has occurred.</li> <li>• Impact damage to component is evident and has minor effect on the component's stiffness or alignment.</li> </ul> |
| 4                          | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Corrosion is well advanced</li> <li>• Welds cracks are visible. Nuts or bolts are severely corroded, and possibly no longer functioning to full capacity.</li> </ul>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |

Maintenance criteria may trigger either maintenance to correct minor defects or major capital work such as component replacement.

Current inspection is performed for components that are visible and available for inspection from the ground. These checks do not require access to bridges to be restricted or closed. Defects that may be detected during the current inspection include road surface defects, missing bolts, corrosion, erosion, and erosion of embankments.

According to the structure of the display of defects, the following states of technical intervention can be distinguished [7]:

- urgent – non-standard maintenance is required in the short term to prevent further degradation of components;
- high priority – unscheduled maintenance must be completed within 12 months due to severe wear and tear and necessary to maintain component longevity;
- medium priority – non-standard maintenance should be completed within 2 years due to structural elements showing progressive wear;
- low priority - non-standard maintenance must be completed within 4 years due to the fact that structural elements begin to show not so progressive changes in reducing durability;
- monitor – the change in wear rate is minimal and in isolated locations, but has a predictable effect on durability.

An unscheduled routine inspection should be carried out when, for example, a traffic accident has occurred that could alter the structural integrity of the bridge. An in-depth inspection is the inspection that provides the most value from a bridge management perspective. Such checks are carried out by specially trained personnel on a cyclical basis. An in-depth review includes reporting on the condition of major bridge elements, photographs of the structure, and requesting detailed engineering studies of the elements when warranted by accidental damage or apparent rapid changes in structural condition. The results of the in-depth inspection can be used to track the condition of bridge components over time to allow for the appropriate timing of maintenance and to provide recommendations for the next inspection requirements [7].

The advantage of defect mapping is the speed of tracking the deterioration of defects over time, while the disadvantages are the initial cost of mapping and the need for additional training of inspectors.

Special inspections are conducted for complex and unique structures that require special knowledge or equipment to accurately determine the condition of the bridge. This type of inspection includes:

- detailed technical examination;
- underwater inspections;
- inspections of hard-to-reach places.

The need for specialized equipment is usually required for:

- 1) safe access to the workplace and reducing the risk of injury during the inspection (any activity that affects the roadway must have a traffic management plan);
- 2) work at height (to gain full access to all components of the bridge, as a rule, you can use ladders, cranes, rigging equipment, scaffolding);
- 3) work on or under water (a boat or barge may be needed for work on water; underwater inspections are carried out by divers or remotely controlled underwater vehicles);
- 4) work in a confined space (use unmanned aerial vehicles or ground vehicles that may contain robotic equipment).

If the visual inspection is not enough for complete information about the condition of the bridges, testing is carried out. Testing is one of the main stages of the examination. Testing can be classified into non-destructive and destructive.

Non-destructive testing can include ultrasonic control. Destructive testing includes intrusive tests, such as drilling holes, to determine a condition inside a structure that cannot be detected by normal visual inspection.

Table 2 lists the most common testing methods for assessing the condition of the bridge.

Table 2

| Test Name                                   | Principle                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | Application                                                                                                                                                                                                        | Advantages/<br>Limitations                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
|---------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Integrity and Structural Performance</b> |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                    |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |
| Visual Inspection                           | Observe, classify, and document the appearance of distress and defects on exposed surfaces of the structure. Map distress and defects.                                                                                                                                                                                                                                 | Surface defects such as cracking, spalling, leaching, erosion, or construction defects.                                                                                                                            | Simplest and least expensive; extensive information can be gathered from visual inspection to give a preliminary indication of the condition of the structure and allow formulation of a subsequent testing program. Does not cover areas not visible.                                                                                                                                                         |
| Delamination Survey                         | Tap the concrete surface using a light hammer to identify delaminated concrete through a 'hollow' impact sound.                                                                                                                                                                                                                                                        | Assessment and location and extent of discontinuity in the cover concrete, which is substantially separated, but not completely detached, from the concrete.                                                       | Low cost; quick; no instrumentation needed; easy; portable; can measure large areas; can identify a variety of additional information (hardness, voids, peeling etc.). Indicative only; need access to surface; depths of around 100 mm; non-specific; inconsistent results; requires further tests to confirm results; not good for thin components; cannot define deep voids.                                |
| Ground Penetrating Radar (GPR)              | Radio frequency waves from radar transmitter are directed into the material. The waves propagate through the material until a boundary of different electrical characteristic is encountered. Then part of the incident energy is reflected and the remainder travels across the boundary at a new velocity. The reflected (echo) wave is picked up by a receiver. The | It can detect several parameters within concrete structures such as the location of reinforcement, the depth of cover, the location of voids, location of cracks, in situ density and moisture content variations. | Good identification of reinforcing bars, prestressing strands, cable ducts, zones of varying moisture content and thickness of slabs, and a fair assessment of delamination and large voids in concrete. Quick; non-disruptive; nondestructive; good coverage. Expensive; cannot see through areas with heavily congested steel; does not differentiate between defect types: reliant upon operator judgement; |

|                                                                   |                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
|-------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                                                   | transducer is drawn over a surface and forms a continuous profile of the substrate below                                               |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | complicated equipment setup; specialist experience in data interpretation. Additional tests needed to confirm results                                                                                                                                                                                                                                              |
| <b>Concrete Properties Affecting Durability and Deterioration</b> |                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| Cement Content and Type                                           | Cement content by calcium oxide – analysis for hardened concrete                                                                       | Assess concrete quality.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | Quick; low cost; reliable. Reliability is affected by knowledge of cement chemistry and aggregates related to the structure. Experience and correlation with other test data is needed for interpretation.                                                                                                                                                         |
| Chloride and Sulfate Content                                      | The sample is dissolved in hot nitric acid to provide a solution from which aliquots may be tested for chloride or sulfate content.    | Assess susceptibility of concrete to sulfate attack. Provide input data for chloride induced corrosion service life modelling.                                                                                                                                                                                                                         | Low cost; quick; direct results, reliable; accurate. Interpretation requires experience. Need to drill holes or collect core samples and repair.                                                                                                                                                                                                                   |
| Identification of Presence of Alkali Silica Reaction (ASR)        | Application of acidic uranyl acetate solution forming a complex with components of ASR gel that fluoresces under UV-C light.           | Identification of likely presence of ASR.                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | Quick and relatively inexpensive. Requires experience in interpretation, especially in structures exposed to marine or other high salinity conditions.                                                                                                                                                                                                             |
| <b>Corrosion of Embedded Steel</b>                                |                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| Carbonation Depth                                                 | Apply phenolphthalein solution uniformly to freshly exposed concrete surface and measure the depth of carbonation (absence of colour). | Assess corrosion protection value of concrete with depth and susceptibility of steel reinforcement to corrosion due to carbonation. Carbonation depth is used to assess whether the reinforcement is likely to have depassivated leading to corrosion. The results can be used to model concrete carbonation rates to estimate remaining service life. | Low cost; quick; direct results, easy; evaluation; reliable; accurate. Need trained people; need to drill holes or collect core samples and repair; only freshly exposed surface can be tested; powder contamination can affect the results; one location only; not valid for concrete with large aggregate unless a representative area of surface can be tested. |
| Corrosion Potential (Electrochemical, Half-cell)                  | Measure the potential difference (voltage) between the steel reinforcement and                                                         | Identify region or regions in a reinforced concrete structure where there is                                                                                                                                                                                                                                                                           | Quick; easy; objective data; relatively low cost; large areas can be measured; strong                                                                                                                                                                                                                                                                              |



|                                       |                                                                                                                                                                      |                                                                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |
|---------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                       | a standard reference electrode; the measured voltage provides an indication of the likelihood that corrosion is occurring in the reinforcement.                      | a high probability that corrosion is occurring at the time of the measurement.                                                                                                                                                                                         | indicator of corrosion potential; can result in timely intervention; helps to determine type of repair needed; allows quantification of area likely to be corroding. Need trained people; specialist interpretation required; requires complementary testing to verify results; calibration is required before using the results; can only measure potentials on first layer of reinforcement; needs connection to reinforcement, with subsequent repairs required; influenced by humidity in the concrete; cannot be used when it is cold, <5°C;                                                            |
| <b>Steel Structures Deterioration</b> |                                                                                                                                                                      |                                                                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |
| Steel Structures Deterioration        | Very high frequency sound waves are passed through the metal structure under test. The waves are reflected by either a defect or from the far surface of the member. | Ultrasonic flaw detection methods can detect voids and defects within a metal section and are best viewed as being complementary methods. Identifies most weld discontinuities including cracks, slag, lack of fusion; accurate metal thickness measurements possible. | Most sensitive to planar type defects; immediate results; portable; provides relatively rapid, and cost effective, defect detection; detect defects that are too small, or incorrectly oriented, for detection by radiography; requires access from one surface only; when correctly calibrated and employed, permits the detection of extremely small defects. Irregular, rough, nonhomogeneous, very small or thin components are difficult to test; surface condition should be suitable for coupling of transducer; requires highly skilled operators to use the equipment and to interpret the results. |

Availability of qualified and experienced inspectors is of paramount importance for bridge inspections. Determining the condition of the bridge and, in particular, assessing any signs of its deterioration, rely on the reports of inspectors, who are required to describe in detail any deficiencies noted in the structure.

To maintain a high level of reporting, a structured and continuous training program for bridge inspection inspectors is required to learn, maintain and improve fundamental bridge inspection skills.

The benefits of successfully implementing a training and certification program are that it will certify inspectors in specific disciplines and will serve to impart the basic knowledge necessary for accurate reporting.

Also, to improve the work of inspectors, a mandatory vision test is proposed, as well as psychological tests for fear of heights or fear of traffic.

In many countries, separate units deal with the issue of bridge inspection and maintenance. So, for example, in Thailand it is the Department of Highways (TDOH), under the Ministry of Transport; in the USA - the Department of Transportation (DOT), which is in each state, as well as the Federal Highway Administration (FHWA), which is responsible for the national bridge inspection plan [9].

In Ukraine, in 2023, the Bridge Inspection Commission was established by the Ministry of Infrastructure. As a result of their work, it was found that 24% of bridges are in critical condition. In addition, in its report, the Commission proposed to use the Analytical Expert Bridge Management System (AESUM) for the formation of strategic and tactical steps for the restoration of bridges and maintaining their operability through scientifically based recommendations to ensure the maximum efficiency of repair works and optimize the use of financial resources [10].

After the inspection of the condition of the bridge, a repair plan is drawn up, which varies from the removal of minor damage to the replacement of worn components [11].

Repair is a complex of works, the main purpose of which is to maintain the load-bearing capacity and geometric parameters within limits close to the initial state.

In civil construction, depending on the complexity of repair work, current and major repairs are distinguished.

Mainly, current repairs are carried out by operating organizations. At the same time, the movement of vehicles may be partially restricted. Current repair consists of preventive and unforeseen works [12].

Preventive repair work is the basis of normal operation of the bridge structure to ensure project durability and minimize capital repair costs. For such works, a plan is drawn up in advance with defined deadlines, scope of work and cost. Examples of preventive works:

- pothole repair of the coating;
- partial repair of deformation seams;
- sparging and injection of cracks;
- protection of reinforcement and concrete from corrosion;
- cleaning of drainage pipes.

Unpredictable works are works that eliminate accidental damages and defects formed during operation. Such repair consists in the elimination of the consequences of a traffic accident (for example, repair of railings), elimination of washouts due to an unforeseen flood, etc.

Major repairs are carried out according to projects developed by specialized organizations. At the same time, the movement of vehicles may be partially limited or completely blocked. Selective and comprehensive overhaul are distinguished [12].

Selective repair work is work on the replacement of some elements of the bridge structure (for example, replacement of the guard rail, waterproofing of the carriageway). Complex repairs are works with simultaneous performance of all types of selective work (for example, replacement of supporting parts).

In order to prevent physical wear and tear of the main structures of bridge structures and to maintain their normative service life defined in [2], it is necessary to regularly carry out preventive ongoing repairs in the specified terms. The periodicity of their execution is given in the table. 3.

The age of the structure, the state of the environment, and the intensity of traffic of vehicles are factors that affect the actual repair intervals of bridge elements.

To take into account the degree of these factors, it is customary to use correction coefficients: K1 - a coefficient that takes into account the regional location of the bridge structure; K2 is a coefficient, the value of which depends on the actual service life; K3 is a coefficient that depends on the category of the road and takes into account the intensity of vehicle traffic.

The value of the estimated repair period is found by the formula:

$$T = T_n \times K_1 \times K_2 \times K_3$$

where  $T_n$  is the normative maintenance period according to the table. 3.

Table 3

| <b>The period of repair work on bridges</b>                                                                                                                                      |                                              |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------|
| <b>Repairs</b>                                                                                                                                                                   | <b>Periodicity</b>                           |
| <b>Roadway</b>                                                                                                                                                                   |                                              |
| Repair of irregularities, potholes, cracks in the coating                                                                                                                        | 1                                            |
| Repair of expansion joints of the compensatory type, repair of waterproofing in the area of expansion joints, on sidewalks, along the fence on the roadway with a width of 70 cm | 5                                            |
| Replacement of steel sliding sheets                                                                                                                                              | 10                                           |
| Replacement of the metal barrier fence                                                                                                                                           | 20                                           |
| New surface treatment                                                                                                                                                            | 2                                            |
| Replacement of pavements                                                                                                                                                         | 5                                            |
| Painting the metal handrail                                                                                                                                                      | 5                                            |
| Replacement of asphalt concrete pavement                                                                                                                                         | 7                                            |
| <b>Reinforced concrete span structures</b>                                                                                                                                       |                                              |
| Sparing of cracks, sinks, chips                                                                                                                                                  | 1                                            |
| Restoration of the protective layer (in prestressed beams)                                                                                                                       | 10/20                                        |
| Repair of transverse union                                                                                                                                                       | 10                                           |
| Applying a protective coating                                                                                                                                                    | 8                                            |
| <b>Supports and supporting parts</b>                                                                                                                                             |                                              |
| Filling of cracks in concrete and stone supports                                                                                                                                 | 20                                           |
| Filling of cracks and chips in reinforced concrete supports                                                                                                                      | 25                                           |
| Repair of undercarriage                                                                                                                                                          | 25                                           |
| Painting and lubrication of supporting parts                                                                                                                                     | 3                                            |
| Cementing and shotcrete                                                                                                                                                          | 40                                           |
| <b>Connecting the bridge with the embankment</b>                                                                                                                                 |                                              |
| Replacement of transitional plates                                                                                                                                               | 25                                           |
| Backfilling of embankments and cones                                                                                                                                             | 2 years after construction and every 7 years |
| Restoration of areas of cones                                                                                                                                                    | 6                                            |
| Coastal cleaning and restoration                                                                                                                                                 | 10                                           |

When planning repair work, it is necessary to take into account their cost. Analyzing the graph of the dependence of operating costs, which were determined as a percentage of the cost of repair work to the cost of construction of the structure by years of operation (Fig. 1), we can conclude that the costs of repair work range from 1% to 27% and cannot be constant annually [11].

The peak of costs falls on the 30th year of the reinforced concrete bridge's existence. This is explained by the need for significant repair of reinforced concrete beams in these years.

Also, operating costs depend on the length of the runs, i.e. with an increase in the length of the run, the costs attributed to 1 run. m of the running structure are increasing, but the peak costs remain the same over the years [11].

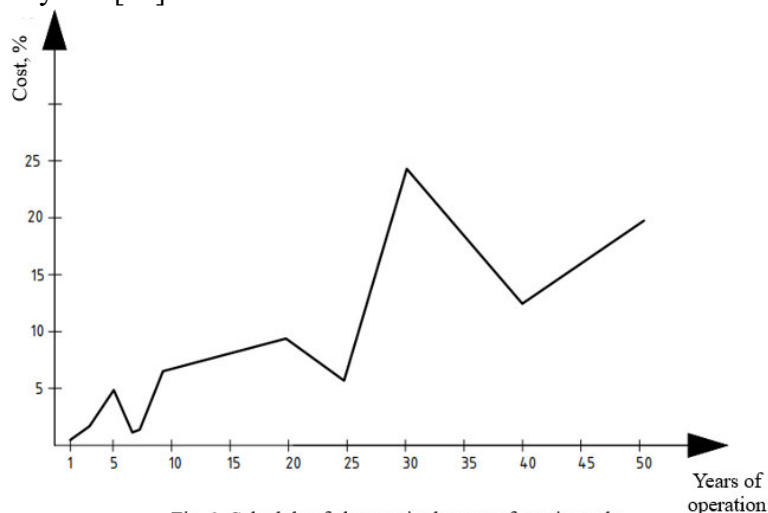


Fig. 1. Schedule of changes in the cost of repair works

**Conclusions.** It was found that the planning of repair works of existing bridge structures must begin with their survey.

An inspection and maintenance program has been found to provide a better understanding of bridge condition to ensure maximum performance of bridge structures throughout their lifetime.

It should be noted that for a productive inspection of bridges, there is a need to create a single manual on bridge inspection to standardize and simplify the monitoring procedure, which will be applied throughout the country.

It is also determined that the key to successful maintenance is a qualified and experienced inspector, whose reports are used for further planning of repairs.

### References

- [1] DBN V.2.3-22:2009. Mosty i truby. Osnovni vymohy proektuvannya. K.: Ministerstvo budivnytstva, arkhitektury ta zhytlovo-komunal'noho hospodarstva, 2009. 88 s.
- [2] DSTU 9181:2022. Nastanova z otsynyuvannya i pro-hnozuvannya tekhnichnoho stanu avtodorozhnykh mos-tiv. Kyiv: DP «DerzhdorNDI», 2022. 55s
- [3] Bridge Inspector's Reference Manual (BIRM) (2022 NBIS) Ryan, Thomas W.; Lloyd, Cassandra E.; Pichura, Michael S.; Tarasovich, Darrin M.; Fitzgerald, Sandy, 2023 [In English]
- [4] Surya Dewi Puspitasari1, Sabrina Harahap, Ika Rahmawati S, Bridge inspection implementations and maintenance planning – A comparative analysis of a few distinctive countries, 2023, DOI:10.1063/5.0110943 [In English]
- [5] Austroads' Guide to Asset Management (GAM), 2018 [In English]
- [6] Engineering guide to bridge asset management, Wright B., Pape T., SHAW P., Sydney, New South Wales, 2021, 140 p. [In English]
- [7] Highways England: CS450, Inspection of highway structures, Birmingham, Highways England, 2021 [In English]
- [8] M. C. Scutaru, C. C. Comisu, G. Boaca, N. Taranu, Proceedings of the 9th International Conference on Bridge Maintenance Safety and Management (IABMAS 2018), Melbourne, 2018,

- edited by Nigel Powers, D. M. Frangopol, Riadh Al-Mahaidi, Colin Caprani (CRC Press, Netherlands, 2018), p. 231-238 [In English]
- [9] Y. Jeong and et al, “Bridge Inspection Practices and Bridge Management Programs in China, Japan, Korea, and US,” *Journal of Structural Integrity and Maintenance* 3(2), 126 – 35 (2018) [In English]
- [10] Mininfrastruktury: Komisiya z perevirky mostiv zavershyla svoyu robotu ta predstavyla ostatochni vysnovky shchodo stanu shtuchnykh sporud v Ukraini. - [Electronic resource]. – Access mode: <https://www.kmu.gov.ua/news/mininfrastruktury-komisiia-z-perevirky-mostiv-zavershyla-svoiu-robotu-ta-predstavyla-ostatochni-vysnovky-shchodo- stanu-shtuchnykh-sporud-v-ukraini> (accessed 28 April 2024) [In Ukrainian]
- [11] Mosty: konstruktsiyi ta nadiynist' / Y.Y. Luchko, P.M. Koval', M.M. Korniyev ta in. ; za red. V.V. Panasyuka, Y.Y. Luchka. L'viv : Kamenyar, 2005. 992 s. [in Ukrainian].
- [12] Ekspluatatsiya ta rekonstruktsiya mostiv : navch. posib. / N.S. Strakhova, V.O. Holubyev, P.M. Koval'tsov ta in. ; za red. A.I. Lantukha-Lyashchenko. K. : Transportna akademiya Ukrayiny, 2000. 378 s

## АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД МЕТОДІВ ОБСТЕЖЕННЯ ТА ПЛАНУВАННЯ РЕМОНТУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТА МЕТАЛЕВИХ МОСТІВ

Талавіра Г.М., к.т.н., доцент,

[hennadii.talavira@npp.nau.edu.ua](mailto:hennadii.talavira@npp.nau.edu.ua), ORCID 0000-0002-5089-1775

Візір А.С., студентка,

[anhelinavizir@gmail.com](mailto:anhelinavizir@gmail.com), ORCID 0000-0002-0763-997X

Національний авіаційний університет

Талавіра О.Г., інженер

[tl12man@gmail.com](mailto:tl12man@gmail.com), ORCID 0009-0005-2259-1766

Національний авіаційний університет

**Анотація.** У статті проаналізовано чинники, які впливають на термін служби мостових споруд. Визначено на основі практичних рекомендацій зарубіжних проєктних установ принципи моніторингу стану мостів та їх технічного обслуговування. З'ясувано доцільність стратегій обстеження для розширення вітчизняних нормативних рекомендацій щодо ремонту та утримання мостів.

Використано загально-наукові методи, такі як аналіз, систематизація, узагальнення, порівняння. У статті розглянуто діючі норми та стандарти України, матеріали світових законодавчих документів у галузі дорожньої інфраструктури. Емпіричною базою для проведення наукової роботи став дистанційний аналіз об'єктів: наукових публікацій та статей.

В статті досліджено особливості впровадження інспекції мостів та планування технічного обслуговування. Окреслено основні рішення щодо ефективного управління мережею мостових споруд та контролю їхнього експлуатаційного стану. Опрацьовано низку українських та закордонних джерел, що розглядають дану проблему. Для створення уяви про процедуру ремонтних робіт, було вивчено світовий досвід порядку проведення обстежень мостів, систематизації оцінки стану та терміновості ремонту, рівень перевірки та її періодичність, а також проаналізовано методи, спрямовані на збільшення довговічності конкретних елементів мостів. Виявлено, що раціональний та систематичний огляд стану мостових конструкцій є економічно ефективним способом забезпечення його функціональності.

**Ключові слова:** обстеження мостів, технічне обслуговування, ремонт, термін служби, дефект, система оцінки стану, дорожня інфраструктура.

UDC 624.014

DOI:10.31650/2707-3068-2024-28-46-54

## DESIGN OF INDUSTRIAL HALLS WITH A STEEL STRUCTURE DUE TO AN ACCIDENTAL DESIGN SITUATION - THE IMPACT OF A VEHICLE ON A FRAME COLUMN

<sup>1</sup>Wojnar A., PhD, Assistant Professor

awojnar@prz.edu.pl, ORCID: 0000-0002-0537-3864

<sup>2</sup>Chernieva O., DSc., PhD, Associate Professor

chernieva@odaba.org.ua, ORCID: 0000-0002-4807-6421

<sup>1</sup>Ślęczka L., DSc., PhD, Associate Professor

slęczka@prz.edu.pl, ORCID: 0000-0002-8979-7073

<sup>1</sup>Rzeszow University of Technology<sup>2</sup>Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture

**Abstract.** The article presents the effect of vehicle impact on the behaviour of the steel structure of an industrial hall. A portal industrial hall with a span of 18.0 m, a length of 42.0 m and a column height of 7.0 m was considered. The spacing of the frames - the main transverse systems - was assumed equal to 6.0 m. The case in which a truck hits a frame column was considered. A scenario was assumed in which the impact occurs when the vehicle leaves the manoeuvring area located at the industrial hall. Therefore, according to EN 1991-1-7, the speed of the vehicle is 10 km/h. The weight of the vehicle was assumed to be 20000 kg. The direction of impact was assumed perpendicular to the side wall of the hall. The calculations were carried out in two stages. The first - optimization of cross sections of beams and columns in a permanent design situation. Static analysis was used. The second - determination of internal forces from impact in an accidental design situation. Dynamic analysis was used. Hall structural systems made of HEA, HEB and IPE sections were considered. The pinned and rigid connection of the column to the foundation was considered. The calculations were performed using Autodesk's Robot Structural Analysis 2024 computer software.

**Keywords:** industrial hall, stability of portal frame, vehicle impact, accidental design situation, FEM analysis.

**1. Introduction.** In a general, typical case, the procedure for designing a building structure can be divided into the following stages:

- acceptance of the location of the building and determination of climatic load zones: snow load and wind action;
- determination of the values of permanent loads;
- adoption of the use category of the object and determination of the value of variable loads;
- making combinatorics of loads;
- adoption of the appropriate type of analysis, making static calculations and determining the values of internal forces, deflections and displacements of elements and nodes of the structure;
- verification of the structure's limit states: ultimate limit state, serviceability limit state and general stability of the structure.

Verification of the ultimate limit state consists in checking the stability of the most stressed members and elements of the structure, as well as the load capacity of nodes and connections. Verification of serviceability limit state consists in checking that the values of permissible deflections of elements and displacements of nodes are not exceeded. The above analyses are carried out in a permanent design situation relating to the usual conditions of use of the structure.

In addition, the stability of the structure and the stability of the elements of the structure should be checked in design situations: transient, incidental and, if required, in a seismic design situation.

The paper presents an analysis of checking the stability of the structure in an accidental design situation relating to the exceptional load, which is the impact of a vehicle on a structural element - a

column of the main load-bearing system. The calculations were carried out on the example of a single-bay industrial hall with a steel structure.

The dimensions of the hall are: width 18.00m, height at the ridge 8.00m, height at the eaves 7.00m, length 42.00m, spacing of the main support systems every 6.00m (Fig. 1).

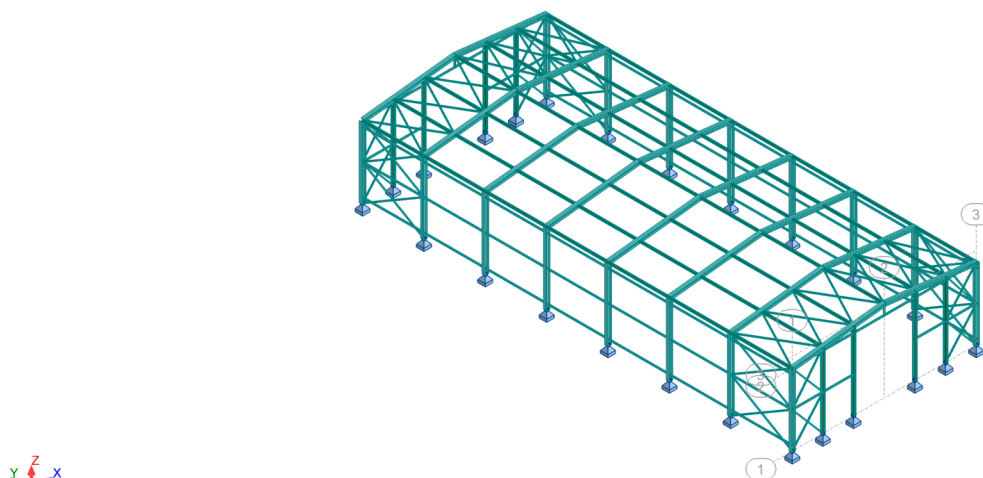


Fig. 1 Structure of the industrial hall - 3D view

## 2. Computational analysis

### 2.1. Loads

In the permanent design situation (ULS check), the following values of loads and actions (characteristic values) were assumed:

- permanent load: self-weight of the steel structure, weight of purlins and roof sheathing of  $0.30\text{kN/m}^2$ ;
- wind load - 1 wind load zone, base value of base wind speed  $v_{b,0}=22\text{m/s}$ , base speed pressure  $q_b=0.30\text{kN/m}^2$ ;
- snow load - zone 2 ground snow load,  $s_k=0.9\text{kN/m}^2$ ;

In the accidental design situation, the load from the impact of the vehicle on the column of the main frame structure was assumed. This is described in detail later in the paper.

Load combinations were adopted in accordance with the standards:

- EN 1990 Eurocode. Fundamentals of design;
- PN-EN 1991-1-1 Eurocode 1. Actions on structures. Part 1-1: General actions. Volumetric weight, dead weight, imposed loads on buildings.
- EN 1991-1-7 Eurocode 1 Actions on structures. Part 1-1: General actions. Exceptional actions.

### 2.2. Analysis

For the computational analysis, spatial models of the industrial hall's steel structure were created. Columns and beams were modelled using beam-type bar elements with 6 degrees of freedom at the node. The vertical and horizontal bracing rods were given attributes to allow them to carry only longitudinal forces (compression/tension).

Static calculations were performed using first-order linear analysis.

The computational analysis was carried out on a plane frame isolated from the model. Frames whose columns and beams are made of HEA, HEB and IPE profiles were considered. Pinned and rigid fixing of the column in the foundation was considered, this gave a total of 6 computational models (see Table 1).

The analysis was carried out in two steps:

- checking the stability of structural elements in a permanent design situation,
- checking the stability of structural elements in an accidental design situation.

Table 1. Types of computational models of the framework adopted for the analysis

| Calculation model name | The method of connecting the column to the foundation | Column – type of profile | Beam – type of profile |
|------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------|------------------------|
| Model 1 - Frame 1      | pinned                                                | HEA                      | HEA                    |
| Model 2 - Frame 2      | rigid                                                 | HEA                      | HEA                    |
| Model 3 - Frame 3      | pinned                                                | HEB                      | HEB                    |
| Model 4 - Frame 4      | rigid                                                 | HEB                      | HEB                    |
| Model 5 - Frame 5      | pinned                                                | IPE                      | IPE                    |
| Model 6 - Frame 6      | rigid                                                 | IPE                      | IPE                    |

### 2.2.1. Checking the stability of structural elements in a permanent design situation

In the first stage of calculations, the general stability of the steel frames of the hall structure was checked. Strength calculations were carried out assuming the following parameter values:

#### Frame column

- the critical length of the column for buckling in the plane of the frame was determined by linear buckling analysis as for sway frames,  $L_{cr,y} > L_0$ , where  $L_0$  is the height of the column,

- the critical length of the column in the case of buckling out of the plane of the frame was determined as for non-sway frames; no exact calculation analysis was carried out,  $L_{cr,z} = L_0$  was assumed,

- the length for calculating the lateral-torsional buckling was assumed equal to half the height of the column  $L_{cr,LT} = 3.50\text{m}$ , it was assumed that the connection of the transom to the column is sufficiently rigid and protects the cross-section of the column from rotation at the point of connection with the wall housing transom.

#### Frame rafter

- the critical length of the rafter for buckling in the plane of the frame was determined on the basis of linear buckling analysis, as for sway frames,  $L_{cr,y} > L_0$ , where  $L_0$  is the length of the rafter,

- the critical length of the rafter for buckling out of the frame plane was determined on the assumption that the connections of the rafter flange to the purlins limit the buckling length of the rafter; no detailed calculation analysis was performed,  $L_{cr,z} = 0.33 \cdot L_0$  was assumed,

- the length for calculating the lateral-torsional buckling was assumed with the assumption that the connections of the transom flange with the purlins limit the lateral-torsional length of the transom;  $L_{cr,LT} = 0.33 \cdot L_0$  was assumed.

Optimization of the structure's sections was carried out. As a criterion, the minimum weight of individual elements while maintaining their stability was used.

The results of the calculations are presented below, see Table 2.

Table 2. Results of calculations in the form of values of size and type of used steel profiles, frame weight and painting area

| Calculation model name | Natural frequency | Column                 | Rafter                 | Frame weight [kg] | Painting area [m <sup>2</sup> ] |
|------------------------|-------------------|------------------------|------------------------|-------------------|---------------------------------|
| Frame 1                | f=2,05Hz          | HEA 340<br>Ratio: 0,95 | HEA 320<br>Ratio: 0,88 | 3239              | 56,95                           |
| Frame 2                | f=4,17Hz          | HEA 300<br>Ratio: 0,92 | HEA 300<br>Ratio: 0,91 | 2836              | 55,25                           |
| Frame 3                | f=1,89Hz          | HEB 320<br>Ratio: 0,88 | HEB 280<br>Ratio: 0,97 | 3644              | 54,13                           |
| Frame 4                | f=3,97Hz          | HEB 280<br>Ratio: 0,84 | HEB 280<br>Ratio: 0,83 | 3308              | 52,03                           |
| Frame 5                | f=2,84Hz          | IPE 500<br>Ratio: 0,89 | IPE 450<br>Ratio: 0,88 | 2676              | 53,50                           |
| Frame 6                | f=6,71Hz          | IPE 500<br>Ratio: 0,78 | IPE 450<br>Ratio: 0,80 | 2676              | 53,50                           |



### 2.2.2. Checking the stability of structural elements in an accidental design situation

The analysis of the behavior of the structure due to vehicle impact (the second stage of calculations) was carried out based on the procedures described in PN-EN 1991-1-7:2006, Eurocode 1, Actions on structures, Part 1-7: General actions, Exceptional actions. The value of dynamic force from impact, and the impact model were adopted according to Appendix C - Dynamic design for impact.

Impact is an interaction phenomenon between a moving object and a structure, in which the kinetic energy of the object is suddenly transformed into deformation energy. To find the forces of dynamic interaction, the mechanical properties of the object and structure are determined.

The engineering design of structures for impact usually uses equivalent static forces.

In advanced structural design, one or more aspects are considered:

- dynamic effects,
- nonlinear material behaviour.

Analysing Calculation procedure, the dynamics of the impact, a distinction is made between:

- hard impact, in which the energy is mainly dissipated by the striking body, the structure is designed as rigid,
- soft impact, in which the structure is designed as deformable and takes the energy of the impact.

In the calculations carried out, it was assumed that there is a hard impact. The dynamic effects of the impact were considered. The nonlinear behaviour of the material was neglected.

### 2.2.3. Dynamic design for impact - description of the calculation procedure

Assumptions:

- the structure is rigid and stationary,
- the impacting object deforms linearly during impact.

Calculation procedure:

1. The dynamic interaction force was calculated using the formula (C.1 EN 1991-1-7):

$$F_{DYN} = v_r \sqrt{k \cdot m}$$

$v_r$  - velocity of the object at the moment of impact,

$k$  - equivalent elastic stiffness of the object,

$m$  - mass of the impacting object.

2. The force induced by the impact was taken as a rectangular impulse acting on the surface of the structure, see Figure 2. The duration of the pulse was calculated according to the formula (C.2 EN 1991-1-7):

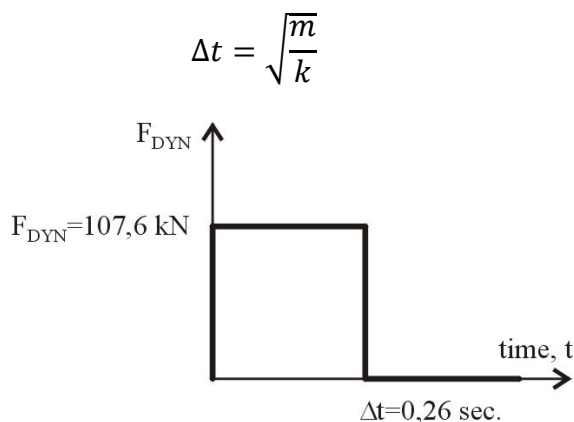


Fig. 2 Dynamic impulse from vehicle impact

3. The force caused by the impact of the vehicle is applied at a height of 0.50m for cars or from 0.50 - 1.50m for trucks.

The expression of pt. 1 gives the maximum value of the dynamic force on the outer surface of the structure. Inside the structure, these forces can lead to an increase in dynamic effects. An upper limit of these effects can be determined if it is assumed that the structure responds elastically and the load is realized as a step function, that is, a function that increases immediately to its final value and then remains constant.

Impact scenario.

- it is assumed that a 20000 kg heavy-duty delivery truck strikes a main support system frame column,

- the event takes place in the manoeuvring area located next to the hall,

- vehicle speed is assumed equal to 10 km/h = 2.78 m/sec,

- the direction of impact is perpendicular to the side wall of the hall,

- the magnitude of the dynamic force and the shape and duration of the pulse from the impact are shown below.

$k = 300 \text{ kN/m}$  - equivalent elastic stiffness of the object (vehicle stiffness, Table C.1 EN 1991-1-7),

$m = 20000 \text{ kg}$  - mass of the impacting object (truck, Table C.1 EN 1991-1-7).

$$F = v_r \sqrt{k \cdot m} = 2.78 \cdot \sqrt{300000 \cdot 20000} = 107.6 \text{ kN}$$

$$\Delta t = \sqrt{m/k} = \sqrt{20000/300000} = 0.26 \text{ sec}$$

### 2.3. Results of analysis (see Table 3,4)

Table 3. Values of internal forces and displacements calculated in Ultimate Limit State, Permanent Design Situation

| Calculation model name | Column   |        | Rafter   |        | Horizontal displacement |
|------------------------|----------|--------|----------|--------|-------------------------|
|                        | My [kNm] | N [kN] | My [kNm] | N [kN] | Ux [mm]                 |
| Frame 1                | 338,11   | 134,94 | 338,11   | 61,35  | 54                      |
| Frame 2                | 296,86   | 128,66 | 296,86   | 83,51  | 15                      |
| Frame 3                | 350,68   | 137,22 | 350,68   | 63,20  | 59                      |
| Frame 4                | 300,43   | 131,32 | 300,43   | 84,50  | 14                      |
| Frame 5                | 339,97   | 131,77 | 339,97   | 61,39  | 35                      |
| Frame 6                | 304,06   | 127,62 | 304,06   | 86,19  | 6                       |

Table 4. Values of internal forces and displacements calculated in Accidental Design Situation

| Calculation model name | Column             |        | Rafter   |        | Horizontal displacement |
|------------------------|--------------------|--------|----------|--------|-------------------------|
|                        | My [kNm]           | N [kN] | My [kNm] | N [kN] | Ux [mm]                 |
| Frame 1                | 110,19*<br>99,77** | 18,96  | 110,85   | 14,72  | 74*<br>47**             |
| Frame 2                | 101,76*<br>94,18** | 3,63   | 23,70    | 3,70   | 5*<br>3**               |
| Frame 3                | 110,31*<br>99,91** | 20,50  | 109,62   | 15,05  | 78*<br>49**             |
| Frame 4                | 103,40*<br>94,18** | 4,72   | 31,50    | 4,17   | 5*<br>3**               |
| Frame 5                | 108,41*<br>99,86** | 11,77  | 93,99    | 13,23  | 46*<br>29**             |
| Frame 6                | 99,90*<br>94,68**  | 2,15   | 7,39     | 2,71   | 2*<br>1**               |

\* dynamic analysis, \*\* static analysis

The results of the computational analyses are presented in the form of:

- values of the bending moment  $M_y$  in the frame column and transom,
- values of longitudinal force  $N$  in the frame column and transom,
- the value of the horizontal displacement of the frame corner  $U_x$ ,
- values of the natural frequency of the frame.

## 2.4. Obtained results

### 2.4.1 Ultimate Limit State, Permanent Design Situation

Considering the weight of the frame structure (Table 2, Fig. 3):

- The structure in which columns and beams are made of IPE profiles is the most favorable.

Due to the step change in the height/size of IPE profiles, the method of fixing the column in the foundation did not affect the size of the profiles used (column IPE 500, beam IPE 450). However, the method of fixing the column in the foundation had an impact on the post-tensioning of individual sections - ratio= about 0.9 in case of pinned joint and ratio= about 0.80 in case rigid joint.

- The most disadvantageous is the structure in which columns and rafters are made of HEB profiles, with an articulated connection of the column to the foundation. In the case of a rigid connection of the column to the foundation, the mass of the frame made of HEB profiles is slightly lower, but still greater than the mass of frames made of HEA and IPE profiles.

Considering the painting area of the frame structure (Table 2, Fig. 4):

- The most advantageous is the construction in which columns and transoms are made of HEB profiles, with a rigid connection between the column and the foundation.

- The most unfavorable is the construction in which columns and transoms were made of HEA profiles, with an articulated connection between the column and the foundation.

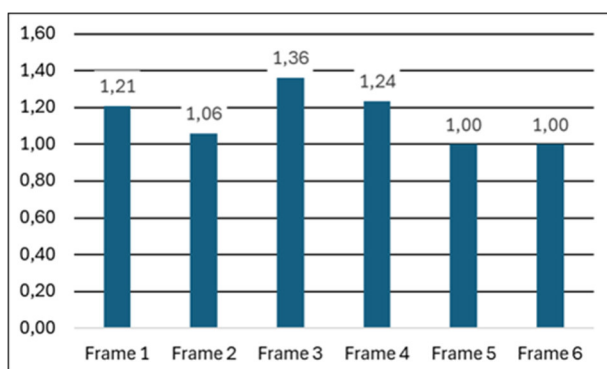


Fig. 3 Multiplicity of change of weight the frame in relation to the base frame - Frame 6 (Table 1) [number 1 is 2676 kg]

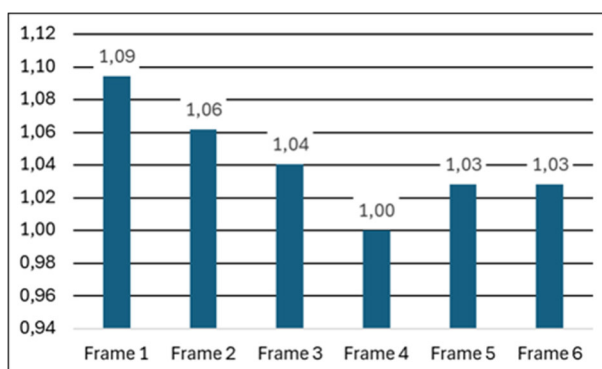


Fig. 4 Multiplicity of change the area of painting of the frame in relation to the base frame – Frame 4 (Table 1) [number 1 is 52,03 m<sup>2</sup>]

Considering the horizontal displacement of the frame corner and the natural frequency (Table 2, 3):

- The highest stiffness is characterized by a structure in which columns and transoms are made of IPE profiles, with the column rigidly fixed in the foundation. This frame is characterized by the lowest value of horizontal displacement of the frame corner and the highest value of natural frequency.

- The least rigidity is characterized by the structure in which the columns and transoms were made of HEB profiles, with an articulated fixing of the column in the foundation. This frame is characterized by the highest value of the horizontal displacement of the frame corner and the lowest value of the natural frequency of vibration.

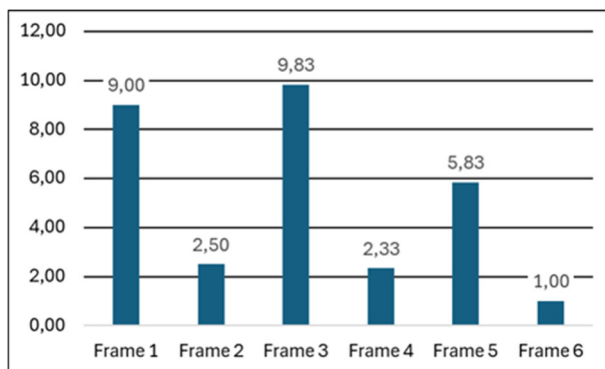


Fig. 5 Multiplicity of change of horizontal displacement of the frame corner in relation to the base frame - Frame 6 (Table 1)  
[number 1 is 6 mm]

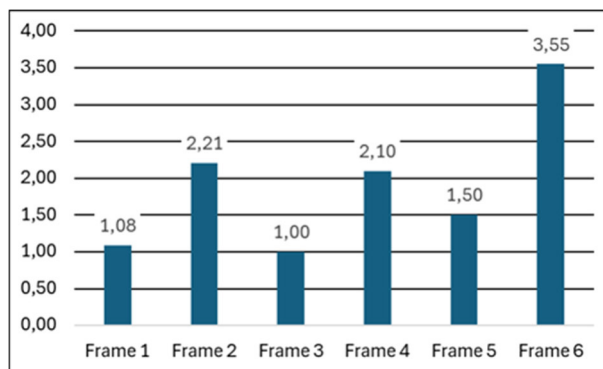


Fig. 6 Multiplicity of change of natural frequency of the frame in relation to the base frame - Frame 3 (Table 1)  
[number 1 is 1,89 Hz]

#### 2.4.2 Accidental Design Situation

Analysing the values of internal forces in the frame structure generated from the impact of the vehicle and comparing them with the values of forces at the ultimate limit state, it was found:

- Longitudinal forces reach relatively small values and can be ignored in future analyses.
- For the considered impact scenario, the value of the bending moment in the column caused by the impact of the vehicle reaches about 1/3 of the value of the bending moment calculated at the ultimate limit state and does not pose a significant threat to the safety of the structure.
- For the considered impact scenario, the values of the bending moment in the frame transom caused by the impact of the vehicle on the frame column, changes significantly depending on how the column is fixed in the foundation:
  - in the case of an articulated joint, represents about 1/3 of the bending moment calculated at the ultimate limit state and does not pose a significant threat to the safety of the structure,
  - in the case of a rigid connection is negligibly small.

Table 4 also compares the values of the bending moment in the column and the horizontal displacement of the frame corner, from the impact of the vehicle on the frame column, calculated using static and dynamic analysis. The values obtained by dynamic analysis are higher by about 10% for the bending moment and up to about 50% for the horizontal displacement of the frame corner. It should be noted, however, that this difference will increase as the vehicle speed increases, accompanied by an increase in the dynamic force from impact.

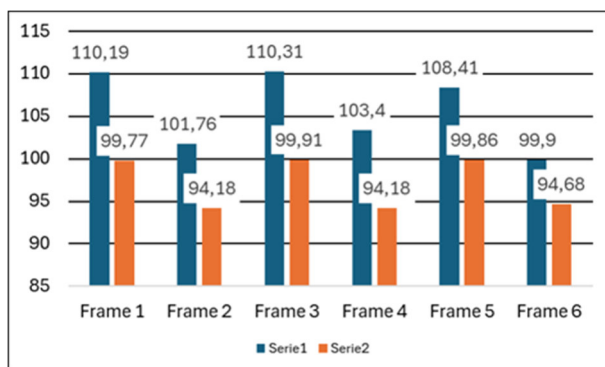


Fig. 7 Values of the bending moment in the column of the frame calculated using dynamic analysis (Serie 1) and static analysis (Serie 2)

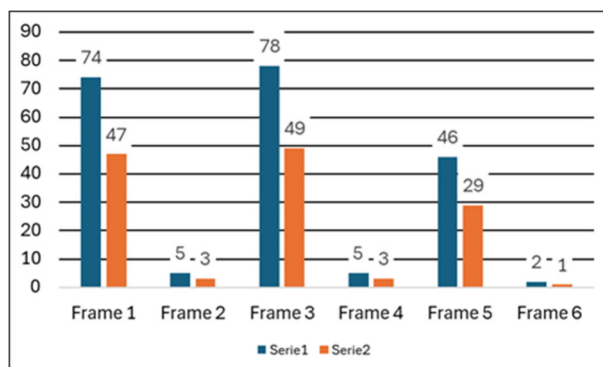


Fig. 8 Values of the horizontal displacement of the frame corner calculated using dynamic analysis (Serie 1) and static analysis (Serie 2)

#### Conclussions

In conclusion, it can be said that at low vehicle speeds the impact is not dominant due to the stability of the structure. In the case of frames made of HEA, HEB and IPE profiles, the internal

forces in the structure and their distribution in individual bars did not pose a serious threat to the safety of the hall.

The final part of the paper also compares the values of the bending moment in the column and the horizontal displacement of the frame corner caused by the impact, obtained using static and dynamic analysis. It can be noted that static analysis does not take into account dynamic effects, resulting in the determination of underestimated values of forces and displacements. These differences increase as the mass and speed of the striking object increases.

In order to use static analysis effectively, it is required to assume equivalent forces from impact in the calculations - which is described in more detail in EN 1991-1-7.

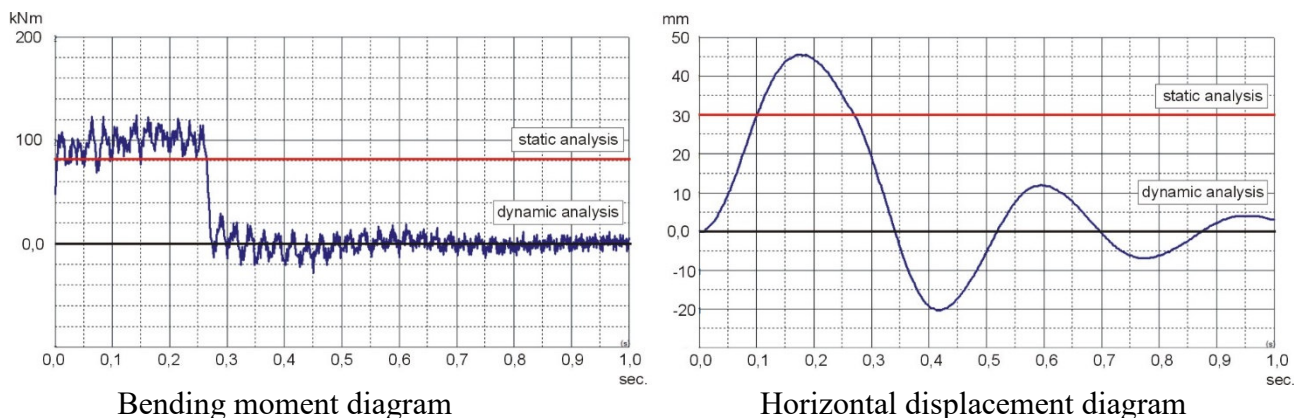


Fig. 9 Comparison of bending moment values in the column and horizontal displacement of the frame corner determined using static and dynamic analysis (same value of impulse from vehicle impact) - example diagrams.

### References

- [1] EN 1990. Eurocode 0 - Basis of structural design. European Committee for Standardisation, (2002).
- [2] EN 1991-1-1: Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions -Densities, self-weight, imposed loads for buildings. European Committee for Standardisation, (2002).
- [3] EN 1991-1-3: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-3: General actions – Snow loads. European Committee for Standardisation, (2003).
- [4] EN 1991-1-4: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions - Wind actions. European Committee for Standardisation, (2005).
- [5] EN 1991-1-7: Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions. European Committee for Standardisation, (2006).
- [6] EN 1993-1-1: Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, (2006).
- [7] Autodesk Robot Structural Analysis Professional ver. 2024

### ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕВОГО КАРКАСУ ПРОМИСЛОВОГО ЦЕХУ НА ВИНИКНЕННЯ АВАРІЙНОЇ РОЗРАХУНКОВОЇ СИТУАЦІЇ - ЗІТКНЕННЯ ТРАНСПОРТНОГО ЗАСОБУ З КОЛОНОЮ КАРКАСУ

<sup>1</sup>Вожнар А., к.т.н.,  
awojnar@prz.edu.pl, ORCID: 0000-0002-0537-3864

<sup>2</sup>Чернєва О., к.т.н., доц.  
chernieva@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0002-4807-6421

<sup>1</sup>Сленчка Л., к.т.н., доц.,  
sleccka@prz.edu.pl, ORCID: 0000-0002-8979-7073

<sup>1</sup>Жешувський технологічний університет  
<sup>2</sup>Одеська державна академія будівництва та архітектури

**Анотація.** У статті представлено результати впливу автотранспорту на поведінку сталевих конструкцій промислового цеху при зіткненні. Розглядався порталний промисловий цех з прольотом 18,0 м, довжиною 42,0 м і висотою колони 7,0 м. Відстань рам - основних поперечних систем - прийняли рівним 6,0 м. Розглядався випадок наїзду вантажівки на колону каркасу. Був припущений сценарій, в якому зіткнення відбувається, коли транспортний засіб залишає зону маневрування, розташовану в промисловому цеху. Отже, згідно з EN 1991-1-7, швидкість транспортного засобу становить 10 км/год. Вага автомобіля передбачалася 20000 кг. Напрямок удару вважався перпендикулярним бічній стіні цеха. Розрахунки проводились у два етапи. Перший етап виконувався за допомогою статичного аналізу та передбачав оптимізацію перерізів балок і колон в постійному проектному положенні. Другий етап стосувався визначення внутрішніх сил від удару в аварійній розрахунковій ситуації та проводився з використанням динамічного аналізу. В процесі дослідження були розглянуті конструктивні системи з поперечним перерізом, складеним з нормальних двотаврів із паралельними гранями полиць (ІРЕ) та з двотаврів з широкими полицями (НЕА, НЕВ). Враховані варіанти шарнірного та жорсткого з'єднання колони з фундаментом. Розрахунки проводилися за допомогою комп'ютерної програми Autodesk Robot Structural Analysis 2024. Результати дослідження показали, що на низьких швидкостях автомобіля вплив не є домінуючим завдяки стійкості конструкції. У випадку каркасів з профілів НЕА, НЕВ та ІРЕ внутрішні сили в конструкції та їх розподіл в окремих стрижнях не становили серйозної загрози для безпеки цеху.

У статті порівнюються значення згинального моменту в колоні та горизонтального зміщення кута рами, викликаного ударом, отримані за допомогою статичного та динамічного аналізу. Можна відзначити, що статичний аналіз не враховує динамічні впливи, в результаті чого визначаються занижені значення сил і переміщень. Ці відмінності зростають із збільшенням маси та швидкості об'єкта, що здійснює удар.

Для ефективного використання статичного аналізу необхідно припустити еквівалентну силу удару в розрахунках, що описано більш детально в EN 1991-1-7.

**Ключові слова:** промисловий цех, стійкість порталної рами, удар транспортного засобу, аварійна розрахункова ситуація, аналіз методом кінцевих елементів.

UDC 624.014

DOI:10.31650/2707-3068-2024-28-55-62

## DESIGN OF INDUSTRIAL HALLS WITH A STEEL STRUCTURE DUE TO A FIRE DESIGN SITUATION

**Wojnar A.**, PhD, Assistant Professor

awojnar@prz.edu.pl, ORCID: 0000-0002-0537-3864

**Szewczyk A.**, Eng, graduate student

162835@stud.prz.edu.pl, ORCID:0009-0000-6347-2046

*Rzeszow University of Technology**Aleja Powstańców Warszawy 12, Rzeszow, 35-959, Poland*

**Abstract:** The article presents the behaviour of a structure subjected to fire - fire design situation. A portal industrial hall with a span of 18.0 m, a length of 42.0 m and a column height of 7.0 m was considered. The spacing of frames - the main transverse systems - was assumed equal to 6.0 m. A case was considered in which the elements of the structure are unprotected from the influence of high temperature. The load carrying capacity, critical temperature and time required to reach the critical temperature were analysed for column cross sections. The calculations were performed using Autodesk's Robot Structural Analysis 2024 computer software.

In the case of HEB-type profiles, the time required to reach the critical temperature at which the cross-section of the element loses its compressive capacity is significantly greater compared to that of IPE-type profiles. This is (as above) a recommendation for the use of solid elements, with low wall slenderness, for structures significantly exposed to fire and high temperatures

**Keywords:** industrial hall, stability of portal frame, accidental design situation, fire design situation, FEM analysis

### 1. Introduction

The presented paper is a continuation of the paper Design of industrial halls with a steel structure due to an accidental design situation - the impact of a vehicle on a frame column [1]. The paper presents the issue of checking the load capacity of cross sections and checking the stability of selected elements of the structure exposed to fire. Calculations were carried out on the example of a steel hall structure as in the paper [1], Fig. 1.

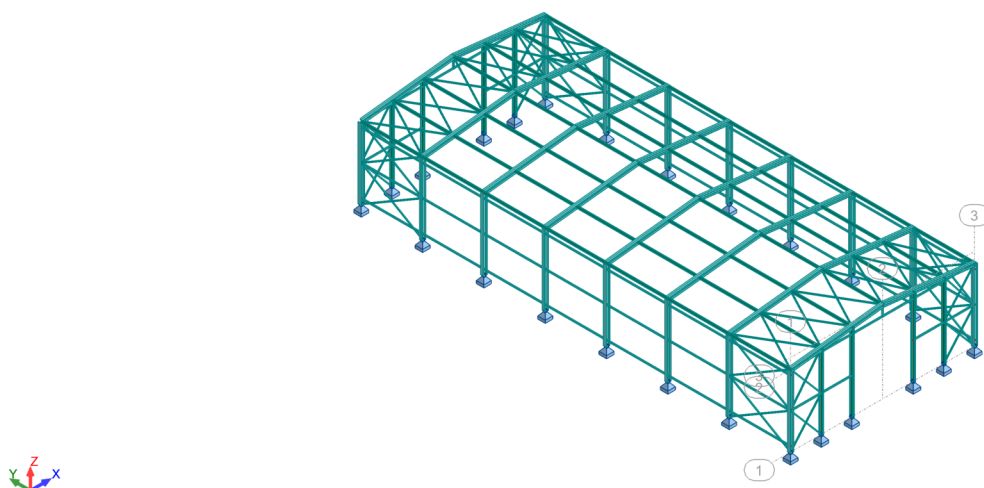


Fig. 1. Structure of the industrial hall - 3D view

### 2. Structural Fire design procedure

A structural fire design analysis should take into account the following steps as relevant:

- selection of the relevant design fire scenarios,
- determination of the corresponding design fires,



- calculation of temperature evolution within the structural members,
- calculation of the mechanical behaviour of the structure exposed to fire.

To identify the accidental design situation, the relevant design fire scenarios and the associated design fires should be determined. For each design fire scenario, a design fire, in a fire compartment, should be estimated.

The calculations adopted the Standard temperature-time curve in accordance with the Eurocode EN 1991-1-2. The temperature of the gas  $\Theta_g$  in the fire compartment after time  $t$ , was determined according to the formula:

$$\Theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

$\Theta_g$  – the gas temperature in the fire compartment  
 $t$  – the time

The critical temperature  $\theta_{a,cr}$  of carbon steel elements was calculated according to formula:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \cdot \ln \left[ \frac{1}{0,9674 \cdot \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482$$

$\mu_0$  – degree of utilization

### 3. Computational analysis

For the computational analysis, spatial models of the steel structure of the industrial hall were developed. Columns and rafters were modelled using beam-type bar elements with 6 degrees of freedom at the node. Vertical and horizontal bracing rods were given attributes to allow them to carry only longitudinal forces (compression/tension).

Static calculations were performed using first-order linear analysis.

The computational analysis was carried out on a flat frame isolated from the model. Consideration was given to frames whose columns and rafters are made of HEA, HEB and IPE profiles. Frames restrained in the foundation and articulated in the foundation were considered, giving a total of 6 computational models.

Table 1. Types of computational models of the framework adopted for the analysis

| Calculation model name | The method of connecting the column to the foundation | Column – type of profile | Beam – type of profile |
|------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------|------------------------|
| Model 1 - Frame 1      | pinned                                                | HEA                      | HEA                    |
| Model 2 - Frame 2      | rigid                                                 | HEA                      | HEA                    |
| Model 3 - Frame 3      | pinned                                                | HEB                      | HEB                    |
| Model 4 - Frame 4      | rigid                                                 | HEB                      | HEB                    |
| Model 5 - Frame 5      | pinned                                                | IPE                      | IPE                    |
| Model 6 - Frame 6      | rigid                                                 | IPE                      | IPE                    |

The analysis was carried out in two steps:

1. checking the stability of structural elements in a design situation of permanent,
2. checking the stability of structural elements in an exceptional design situation - action of fire, in accordance with the recommendations of EN 1993-1-2, the load on structural elements in an exceptional design situation was reduced by 35%.

#### 3.1. Checking the stability of structural elements in a permanent design situation

In the first stage of calculations, the overall stability of the steel frames of the hall structure was checked. Optimization of the sections of the structure was carried out. As a criterion, the minimum mass of individual elements while maintaining their stability was adopted.



The parameters and coefficients adopted for checking the stability of the bars, as well as the method of analysis, are presented in the paper [1]. The results of the calculations in the form of the type and size of the adopted profiles are presented below.

Table 2. Results of calculations in the form of values of size and type of used steel profiles, frame weight and painting area

| Calculation model name | Column                 | Beam                   | Frame weight [kg] | Painting area [m <sup>2</sup> ] |
|------------------------|------------------------|------------------------|-------------------|---------------------------------|
| Frame 1 pinned         | HEA 340<br>Ratio: 0,95 | HEA 320<br>Ratio: 0,88 | 3239              | 56,95                           |
| Frame 2 rigid          | HEA 300<br>Ratio: 0,92 | HEA 300<br>Ratio: 0,91 | 2836              | 55,25                           |
| Frame 3 pinned         | HEB 320<br>Ratio: 0,88 | HEB 280<br>Ratio: 0,97 | 3644              | 54,13                           |
| Frame 4 rigid          | HEB 280<br>Ratio: 0,84 | HEB 280<br>Ratio: 0,83 | 3308              | 52,03                           |
| Frame 5 pinned         | IPE 500<br>Ratio: 0,89 | IPE 450<br>Ratio: 0,88 | 2676              | 53,50                           |
| Frame 6 rigid          | IPE 500<br>Ratio: 0,78 | IPE 450<br>Ratio: 0,80 | 2676              | 53,50                           |

### 3.2. Checking the stability of structural elements in an accidental design situation – fire load

The analysis of the load carrying capacity of the structure under fire was carried out using the Fine Element Method and computer software Autodesk Structural Analysis 2024. Calculations were performed using the calculation procedures recommended by EN 1993-1-2.

#### 3.2.1. Structural fire design according to EN 1993-1-2

To determine the fire resistance the following design methods are permitted:

- simplified calculation models;
- advanced calculation models;
- testing.

Simple calculation models are simplified design methods for individual members, which are based on conservative assumptions. The resistance of a steel member under fire conditions is preserved after time  $t$  if the following condition is met:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t}$$

$E_{fi,d}$  - the design effect of actions for the fire design situation, according to EN 1991-1-2

$R_{fi,d,t}$  - the corresponding design resistance of the steel member, for the fire design situation, at time  $t$ .

The design resistance  $R_{fi,d,t}$  at fire duration  $t$  is determined by assuming a normally uniform temperature distribution in the section and using a modification of the design resistance at normal temperature according to EN 1993-1-1, which involves assuming the mechanical properties of steel at elevated temperatures

#### Resistance - tension members

The resistance  $N_{fi,\theta,Rd}$  of a tension member with a uniform temperature  $\theta_a$  should be determined from:

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot N_{Rd} \cdot [\gamma_{M0}/\gamma_{M,fi}]$$

$k_{y,\theta}$  – the reduction factor for the yield strength of steel at temperature  $\theta_a$  reached at time  $t$ ,

$N_{Rd}$  – the design resistance of the cross-section for normal temperature design, according to EN 1993-1-1.

### **Compression members with Class 1, Class 2 or Class 3 cross-sections**

The design buckling resistance  $N_{b,fi,t,Rd}$  at time  $t$  of a compression member with a Class 1, Class 2 or Class 3 cross-section with a uniform temperature  $\theta_a$  should be determined from:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}$$

$\chi_{fi}$  – the reduction factor for flexural buckling in the fire design situation,

$k_{y,\theta}$  – the reduction factor for the yield strength of steel at temperature  $\theta_a$  reached at time  $t$ ,

The buckling length  $L_{fi}$  of a column for the fire design situation should generally be determined as for normal temperature design.

### **Beams with Class 1 or Class 2 cross-sections**

The design moment resistance  $M_{fi,\theta,Rd}$  of a Class 1 or Class 2 cross-section with a uniform temperature  $\theta_a$  should be determined from:

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot [\gamma_{M0} / \gamma_{M,fi}]$$

$M_{Rd}$  – the plastic moment resistance of the gross cross-section  $M_{pl,Rd}$  for normal temperature design, according to EN 1993-1-1 or the reduced moment resistance for normal temperature design, allowing for the effects of shear if necessary, according to EN 1993-1-1,

$k_{y,\theta}$  – the reduction factor for the yield strength of steel at temperature  $\theta_a$ .

The design lateral torsional buckling resistance moment  $M_{b,fi,t,Rd}$  at time  $t$  of a laterally unrestrained member with a Class 1 or Class 2 cross-section should be determined from:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot W_{pl} \cdot k_{y,\theta,com} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}$$

$\chi_{LT,fi}$  – the reduction factor for lateral-torsional buckling in the fire design situation,

$k_{y,\theta,com}$  – the reduction factor from section 3 for the yield strength of steel at the maximum temperature till the compression flange  $\theta_{a,com}$  reached at time  $t$ .

### **Beams with Class 3 cross-sections**

The design moment resistance  $M_{fi,t,Rd}$  at time  $t$  of a Class 3 cross-section with a uniform temperature should be determined from:

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot [\gamma_{M0} / \gamma_{M,fi}]$$

$M_{Rd}$  – the elastic moment resistance of the gross cross-section for normal temperature design, according to EN 1993-1-1 or the reduced moment resistance allowing for the effects of shear if necessary according to EN 1993-1-1

$k_{y,\theta}$  – the reduction factor for the yield strength of steel at temperature  $\theta_a$ .

The design buckling resistance moment  $k_{ll,fi,t,Rd}$  at time  $t$  of a laterally unrestrained beam with a Class 3 cross-section should be determined from:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot W_{el} \cdot k_{y,\theta,com} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}$$

### **Members with Class 1, 2 or 3 cross-sections, subject to combined bending and axial compression**

The design buckling resistance  $R_{fi,t,Rd}$  at time  $t$  of a member subject to combined bending and axial compression should be verified by satisfying expressions:

- member with a Class 1 or Class 2 cross-section,

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_y \cdot M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_z \cdot M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} \leq 1,00$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \cdot W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_z \cdot M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} \leq 1,00$$

– member with a Class 3 cross-section.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_y \cdot M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_z \cdot M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} \leq 1,00$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \cdot W_{el,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_z \cdot M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} \leq 1,00$$

The values of coefficients, parameters and recommendations and requirements for the above cases are detailed in Chapter 4 of EN 1993-1-2.

### 3.3. Results of analysis

The results of the computational analyses performed, in the form of:

- the critical temperature value of the element,
- the degree of strain on the cross-section of the element,
- the temperature of the element after time t of fire exposure,
- the time required to reach the critical temperature.

These results relate to:

- elements made of S235 grade steel, yield strength  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ,
- the required fire resistance time of the element of 30 minutes (R30),
- calculations were performed with elements unprotected against the effects of temperature,
- standard fire curve, Figure 2.

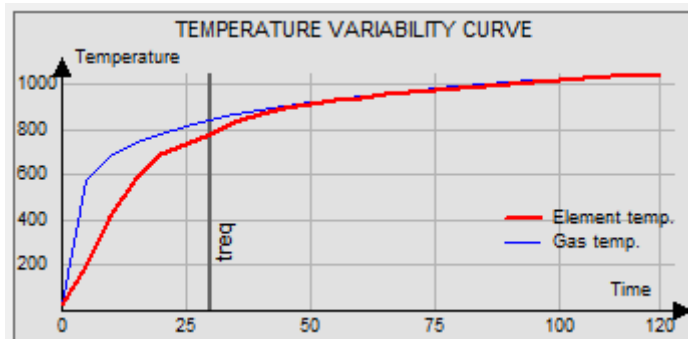


Fig. 2. Example Standard temperature-time curve, marked required fire resistance time of 30 minutes, profile temperature after 30 minutes and fire/gas temperature

Table 3. Values of internal forces and the other parameters calculated in Fire Design Situation

| Calculation model name | Column profile | Section factor | $N_{c,Rd}$<br>$N_{c,fi,t,Rd}$ | Temperature<br>$Q_{a,max}, ^\circ\text{C}$ | Temperature<br>$Q_{a,cr}, ^\circ\text{C}$ | Time<br>$t_{fi,max}, \text{min.}$ |
|------------------------|----------------|----------------|-------------------------------|--------------------------------------------|-------------------------------------------|-----------------------------------|
| Frame 1                | HEA340         | 134            | 3125<br>541                   | 757                                        | 635                                       | 17                                |
| Frame 2                | HEA300         | 152            | 2655<br>422                   | 770                                        | 560                                       | 15                                |
| Frame 3                | HEB320         | 110            | 3783<br>715                   | 736                                        | 603                                       | 20                                |
| Frame 4                | HEB280         | 123            | 3078<br>564                   | 744                                        | 575                                       | 18                                |
| Frame 5                | IPE500         | 151            | 2726<br>366                   | 790                                        | 350                                       | 9                                 |
| Frame 6                | IPE500         | 151            | 2726<br>366                   | 790                                        | 350                                       | 9                                 |

$Q_{a,max}$  - temperature of the element after time  $t=30$  min (time assumed for calculations corresponding to fire resistance class R30),  $Q_{a,cr}$  – critical element temperature,  $t_{fi,max}$  – fire resistance time of the cross-section,  $N_{c,Rd}$  – resistance of cross-section in normal temperature,  $N_{c,fi,t,Rd}$  – resistance of cross-section in temperature  $Q_{a,max}$ .

## 2.4. Conclusions

Based on the results of the above calculations, the following conclusions were drawn:

1. The compressive capacity of the cross-section of the column, under fire conditions, is several times lower than the capacity at normal temperature. Therefore, it seems mandatory to use protection of elements against temperature - Contour encasement of uniform thickness or Hollow encasement of uniform thickness.

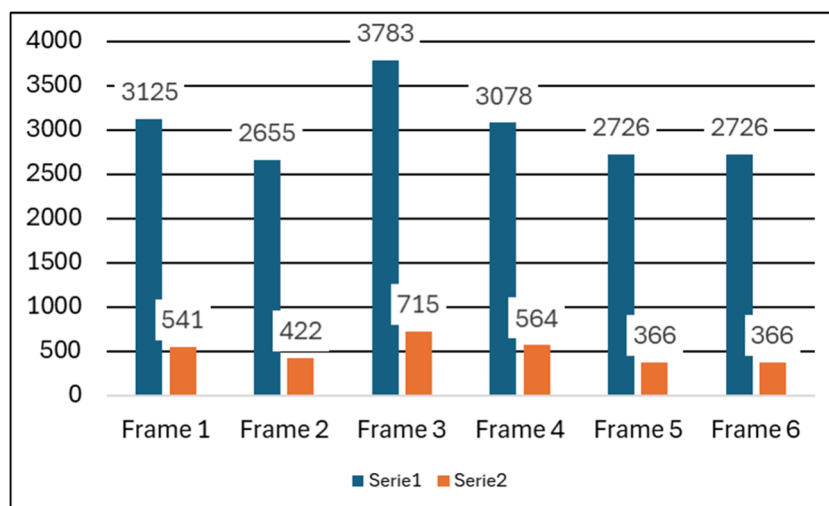


Fig. 3. Resistance of column cross-section under compression: Serie1 – normal temperature, Serie2 – fire conditions, after 30 minutes of high temperature, fire duration R30

2. The critical temperature of a section (the temperature at which it loses its compressive capacity), decreases as the slenderness of the section increases. This means that solid elements with thicker walls show greater resistance to temperature. Therefore, for structures exposed to high temperatures, it is recommended to use elements made of HEB profiles. IPE profiles are less favourable and not recommended.

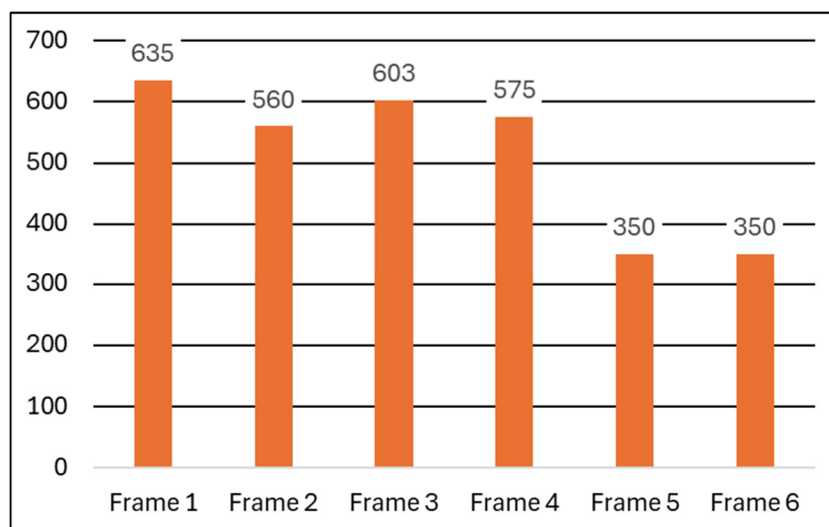


Fig. 4. The critical temperature value of the profile depending on its type - Frame 1 and 2 - HEA, Frame 3 and 4 - HEB, Frame 5 and 6 - IPE. Once the critical temperature value is reached, the section loses its load bearing capacity

3. In the case of HEB-type profiles, the time required to reach the critical temperature at which the cross-section of the element loses its compressive capacity is significantly greater compared to that of IPE-type profiles. This is (as above) a recommendation for the use of solid elements, with low wall slenderness, for structures significantly exposed to fire and high temperatures.

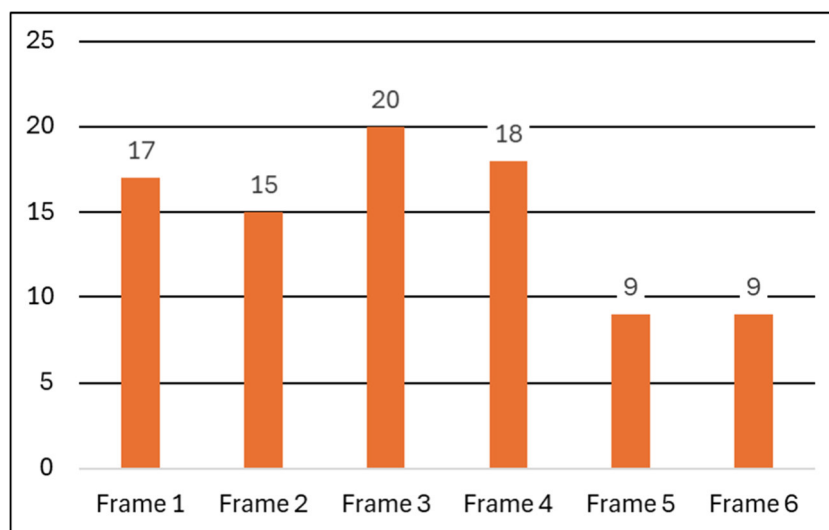


Fig. 5. The time required to reach the critical temperature of the profile depending on its type - Frame 1 and 2 - HEA, Frame 3 and 4 - HEB, Frame 5 and 6 - IPE. After this time, the section of the profile loses its load bearing capacity

### 3. Summary

In conclusion, it can be said that in the case of structures where there is an increased risk of fire, this fact should be taken into account at the stage of structural design. This is usually done using the appropriate design procedures contained in standards [2], [3], [4], and various guidelines and recommendations [5]. Thick-walled profiles with walls of low slenderness show greater resistance to high temperatures compared to slender profiles with high wall slenderness.

However, it should be noted that steel structures exposed to fire should be compulsorily protected against the effects of high temperatures by using appropriate insulating layers. Only in this way can the required safety of the structure be ensured during longer periods of fire exposure.

### References

- [1] Wojnar A., Chernieva O., Ślęczka L. Design of industrial halls with a steel structure due to an accidental design situation - the impact of a vehicle on a frame column. *Modern Structures of Metal and Wood*. – Issue 28., 2024.
- [2] EN 1991-1-2. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire.
- [3] EN 1993-1-2. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design.
- [4] EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [5] Fire Design of Steel Structures. ECCS Eurocode Design Manuals. ISBN (ECCS) 978-92-9147-099-0
- [6] Computer software Autodesk Robot Structural Analysis 2024.

## ПРОЕКТУВАННЯ ПРОМИСЛОВИХ ЦЕХІВ ЗІ СТАЛЕВИМ КАРКАСОМ НА ВИНИКНЕННЯ ПОЖЕЖНОЇ РОЗРАХУНКОВОЇ СИТУАЦІЇ

**Вожнар А.,** к.т.н.,

awojnar@prz.edu.pl, ORCID: 0000-0002-0537-3864

**Шевчик А.,** інж., аспірант

162835@stud.prz.edu.pl, ORCID:0009-0000-6347-2046

*Жешувський технологічний університет*

<sup>2</sup>*Одеська державна академія будівництва та архітектури*

**Анотація.** У статті представлено поведінку конструкції під впливом пожежі – пожежна розрахункова ситуація. Розглядався порталний виробничий цех з прольотом 18,0 м, довжиною 42,0 м і висотою колони 7,0 м. Відстань між рамами - основними поперечними системами - прийняли рівним 6,0 м. Розглянуто випадок, коли елементи конструкції незахищені від впливу високої температури. Несучу здатність, критичну температуру та час, необхідний для досягнення критичної температури, аналізували для поперечних перерізів колон. Розрахунки проводилися за допомогою комп'ютерної програми Autodesk Robot Structural Analysis 2024.

За результатами наведених розрахунків зроблено наступні висновки:

1. Міцність на стиск поперечного перерізу колони в умовах пожежі в кілька разів нижча за міцність на стиск при дії звичайної температури. Тому видається обов'язковим використання захисту елементів від дії підвищених температур - контурної обшивки або порожнистої обшивки рівномірної товщини.

2. Критична температура (температура, при якій поперечний переріз елемента втрачає здатність до стиснення) зменшується зі збільшенням гнучкості. Це означає, що масивні елементи з більш товстими стінками виявляють більшу стійкість до температури. Тому для конструкцій, що піддаються впливу високих температур, рекомендується використовувати елементи з профілів НЕВ (широкополічні двотаври). Профілі ІРЕ (нормальні двотаври) є менш сприятливими і не рекомендуються.

3. У випадку профілів типу НЕВ час, необхідний для досягнення критичної температури, за якої поперечний переріз елемента втрачає здатність до стиску, значно більший порівняно з профілями типу ІРЕ. Це (як і вище зазначене) є рекомендацією щодо використання таких профілів елементів з низькою гнучкістю стінок для конструкцій, які піддаються впливу вогню та високих температур.

Підсумовуючи, можна сказати, що у випадку з конструкціями, де існує підвищений ризик пожежі, цей факт слід враховувати на етапі проектування конструкції. Товстостінні профілі зі стінками малої гнучкості виявляють більшу стійкість до високих температур у порівнянні з тонкими профілями з високою гнучкістю стінок.

Однак слід зазначити, що сталеві конструкції, що піддаються впливу вогню, повинні бути обов'язково захищені від впливу високих температур за допомогою відповідних ізоляційних шарів. Тільки таким чином можна забезпечити необхідну безпеку конструкції протягом тривалого періоду впливу вогню.

**Ключові слова:** виробничий цех, стійкість порталної рами, аварійна розрахункова ситуація, пожежна розрахункова ситуація, аналіз методом кінцевих елементів.

УДК 624.014:624.046.5:699.852

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-63-74

## ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПОСИЛЕННЯ СТАЛЕВОГО ПІДЗЕМНОГО ЦИЛІНДРИЧНОГО РЕЗЕРВУАРУ

**Бакулін Є.А.**, к.т.н., доцент,

bakulin959@ukr.net, ORCID: 0000-0002-0238-5384

**Усенко М.В.**, к.т.н., ст. викладач

usenkonick201084@gmail.com, ORCID: 0009-0001-1969-1265

**Бакуліна В.М.**, ст. викладачка

bakulina88@ukr.net, ORCID: 0000-0003-0849-9697

*Національний університет біоресурсів і природокористування України, м. Київ*

**Анотація.** Досить часто, у реальних умовах експлуатації, підземні резервуари призначені для зберігання рідких матеріалів, втрачають експлуатаційну придатність за короткий термін експлуатації. Найбільша кількість дефектів пов'язана з втратою місцевої стійкості оболонок резервуару. У роботі проведено аналіз напружено-деформованого стану типового резервуару об'ємом  $75,0 \text{ м}^3$  з циліндричної двошарової оболонки. Визначені причини втрати місцевої стійкості оболонок та надані відповідні рекомендації.

Метою роботи є визначення напружено-деформаційного стану резервуара для виявлення причин деформацій корпусу та надання відповідних рекомендацій щодо його зміцнення. Працює в реальних умовах експлуатації за фактичного навантаження.

**Ключові слова:** підземний резервуар, циліндрична двошарова оболонка, чисельне моделювання, напружено-деформований стан, дефекти, стійкість, експлуатація, посилення.

**Постановка проблеми.** У реальних умовах експлуатації, підземні резервуари призначені для зберігання рідких матеріалів, втрачають експлуатаційну придатність за короткий термін експлуатації. Найбільша кількість дефектів пов'язана з втратою місцевої стійкості оболонок резервуару.

У роботі досліджувався підземний резервуар, призначений для зберігання паливних матеріалів, об'ємом  $75,0 \text{ м}^3$ . Резервуар складається з циліндричної двошарової оболонки, звареної із повздовжніх листів та двох боковин еліптичної форми. Зовнішній діаметр резервуару складає  $3,24 \text{ м}$ ; внутрішній діаметр –  $3,22 \text{ м}$ ; довжина резервуару –  $9,68 \text{ м}$ ; товщина зовнішньої стінки –  $4 \text{ мм}$ ; внутрішньої –  $5 \text{ мм}$ . П'ять кілець жорсткості складаються із кутика  $75 \times 75 \times 5 \text{ мм}$  та смугової сталі товщиною  $5 \text{ мм}$ .

Резервуар встановлений на заглиблений залізобетонний фундамент на якому встановлено два ложементу з кутом обхвату циліндричної оболонки у  $120^\circ$  та фіксацією резервуара сталевими поясами. Низ (днище) резервуара знаходиться на позначці –  $4,74 \text{ м}$ , верх на позначки –  $1,50 \text{ м}$  від поверхні землі. Налив палива здійснюється через люк (горловину) діаметром  $800 \text{ мм}$ , що знаходиться у верхній центральній частині резервуару. З метою запобігання забрудненню оточуючого середовища паливними матеріалами, по периметру фундаменту влаштована дренажна система з накопичувальною ємкістю та геомембранним захистом.

**Аналіз останніх джерел і публікацій.** Діюча нормативна база у галузі проєктування сталевих резервуарів [1–3], розроблена на ще початку ХХІ століття, потребує удосконалення з урахуванням актуальних розробок провідних наукових шкіл України [4–6] та ін.

Нормативне забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд [7], раціональний захист території забудови [8], реалізовані проєктні рішення тощо – на жаль не завжди забезпечує належну експлуатацію будівельних конструкцій будівель та інженерних споруд [9, 10] і спонукає інженерів та науковців постійно підвищувати власний рівень підготовки із урахуванням сучасних досягнень у галузі [4, 11].

Розроблені критерії надійності [5] та ризиків [6] під час визначення дійсного технічного стану будівельних конструкцій із урахуванням наявних дефектів [12, 13 та ін.], корозійно-механічних руйнувань [14], наявності складних інженерно-геологічних умов забудови [15] (у тому числі із урахуванням дії сейсмічних навантажень [16, 17]), необхідності проведення реконструкції у складних умовах щільної забудови [18], методи влаштування підпірних стінок [8, 19], – далеко не весь перелік викликів, які постають під час проектування, зведення, монтажу та безпечної надійної експлуатації об'єктів будівництва.

Аналіз будівельної нормативної бази розділяє резервуари на дві основні групи: **вертикальні** циліндричні сталеві для нафти та нафтопродуктів [1] та сталеві резервуари **горизонтальні** [2]. У роботі [20] наведені принципи конструювання та особливостей розрахунку вертикального циліндричного сталевих резервуару (ємністю 5 тис. м<sup>3</sup>) відкритого типу із урахуванням появи крайового ефекту. Класифікація сталевих резервуарів, зображена авторами у [21] дозволила розробити загальний алгоритм розрахунку сталевих резервуарів для зберігання вуглеводнів, а також представити типологію та основні характеристики існуючих резервуарів. Науковцями [16] систематизовані проблемні питання будівництва та експлуатації нафтових вертикальних сталевих резервуарів у складних інженерно-геологічних умовах. Отже, проведений аналіз наводить лише поодинокі випадки наукових розробок щодо проектування, технологій виготовлення, безпечної експлуатації та посилення сталевих резервуарів заритого типу.

**Постановка завдання.** Метою роботи є визначення напружено-деформованого стану резервуару, який працює у реальних умовах експлуатації від фактичного навантаження для виявлення причин деформацій корпусу та надання відповідних рекомендацій щодо його посилення.

Основним навантаженням на підземний резервуар є зовнішній тиск ґрунту. Аналітичний розрахунок резервуару виконується як горизонтальної циліндричної оболонки із еліптичними боковинами на дію зовнішнього тиску у відповідності до СОУ МПП 71.120-217:2009 [22].

**Основний матеріал і результати.** Чисельне моделювання виконувалося у тривимірній постановці за допомогою ПК «ЛІРА САПР» із урахуванням особливостей, наведених у роботі [23]. Загальний вигляд 3D моделі резервуару (рис. 1) та його просторової скінчено-елементної моделі, представлений на рис. 2.

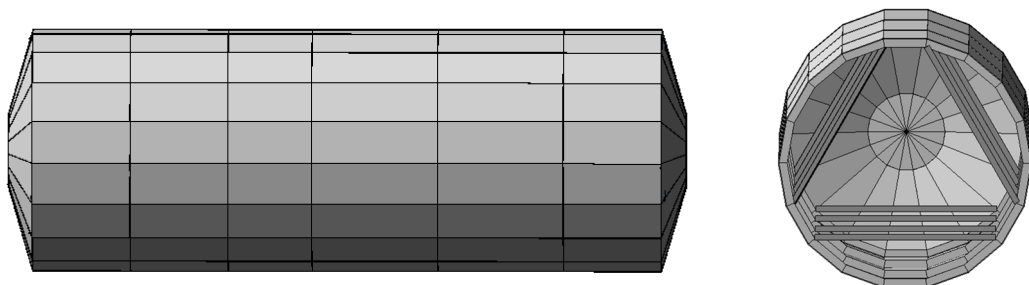


Рис. 1. Тривимірний чисельний 3D модель резервуару

Розглянуто наступний розрахунковий випадок: резервуар без продукту повинен витримувати тиск ґрунту. Аналітичні формули наведені для випадку дії зовнішнього тиску, постійного як за довжиною, так і за колом оболонки. Основні характеристики жорсткості конструктивних елементів резервуару представлені у табл. 1.

Чисельне моделювання підземного резервуару проводилося на сполучення зусиль середнього тиску, який є еквівалентним тиску ґрунту, що визначається із урахуванням [22] за наступними залежностями:

$$P_{cp} = 0,7(P_z + P_g); \quad (1)$$

$$P_g = \gamma_f \cdot \gamma_0 \cdot (H + 0,15D_n); \quad (2)$$

$$P_z = \gamma_f \cdot \gamma_0 \cdot (H + 0,5D_n) \cdot g^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (3)$$



де:  $P_{cp}$  – середній тиск ґрунту;  $P_v$  – інтенсивність вертикального тиску ґрунту;  $P_h$  – інтенсивність горизонтального (бічного тиску ґрунту);  $\gamma_f = 1,3$  – коефіцієнт надійності за навантаженням від тиску ґрунту;  $\gamma_0 = 1,73 \text{ тс/м}^3$  – питома вага ґрунту;  $H$  – висота засипки до верху резервуара;  $\varphi$  – кут внутрішнього тертя ґрунту;  $D_n$  – зовнішній діаметр резервуара;  $k = 2,4$  – коефіцієнт запасу стійкості.

Таблиця 1

**Характеристики жорсткості конструктивних елементів резервуара**

| Типи жорсткості | Найменування елементів                                            | Параметри (перерізи, жорсткість, розподілене навантаження)                                                                                                                        |
|-----------------|-------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1               | пластина Н 5 мм                                                   | $E=2.1\text{e}+007 \text{ тс/м}^2$ , $V=0.2$ ,<br>$H=0.5 \text{ см}$ , $R_0=7.85 \text{ тс/м}^3$                                                                                  |
| 2               | кутик<br>$75 \text{ мм} \times 75 \text{ мм} \times 5 \text{ мм}$ | $q=0.00579879$                                                                                                                                                                    |
|                 |                                                                   | $EF=15523.5 \text{ тс}$ , $E_{Iy}=8.3 \text{ тс} \times \text{м}^2$                                                                                                               |
|                 |                                                                   | $E_{Iz}=8.3 \text{ тс} \times \text{м}^2$ , $G_{Ik}=0.0576 \text{ тс} \times \text{м}^2$                                                                                          |
|                 |                                                                   | $Y_1=0.976 \text{ мм}$ , $Y_2=2.65 \text{ мм}$ ,<br>$Z_1=0.976 \text{ мм}$ , $Z_2=2.65 \text{ мм}$ ,<br>$RU \ Y=0 \text{ рад.} \times 1000$ , $RU \ Z=0 \text{ рад.} \times 1000$ |
| 3               | пластина Н 4 мм                                                   | $E=2.1\text{e}+007 \text{ тс/м}^2$ , $V=0.2$ ,<br>$H=0.4 \text{ см}$ , $R_0=7.85 \text{ тс/м}^3$                                                                                  |

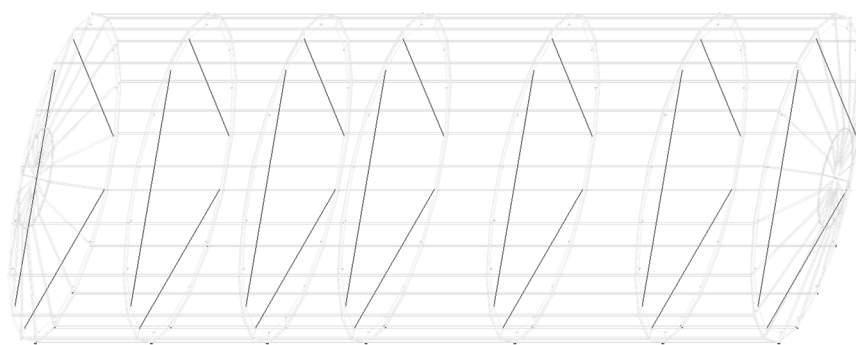


Рис. 2. Загальний вигляд скінчено-елементної моделі резервуара

Епюра природного тиску ґрунту змінюється від  $2,25 \text{ тс/м}^3$  на позначці  $-1,50 \text{ м}$  від поверхні землі до  $9,72 \text{ тс/м}^3$  на рівні фундаменту резервуара, рис. 3.

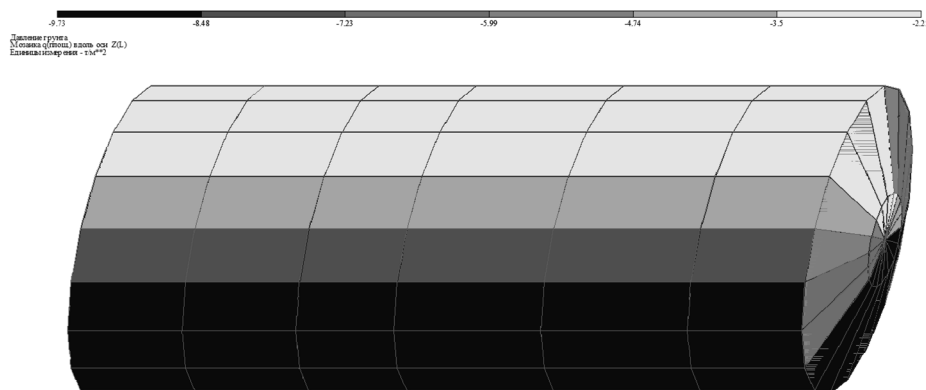


Рис.3. Мозаїка навантажень від тиску ґрунту

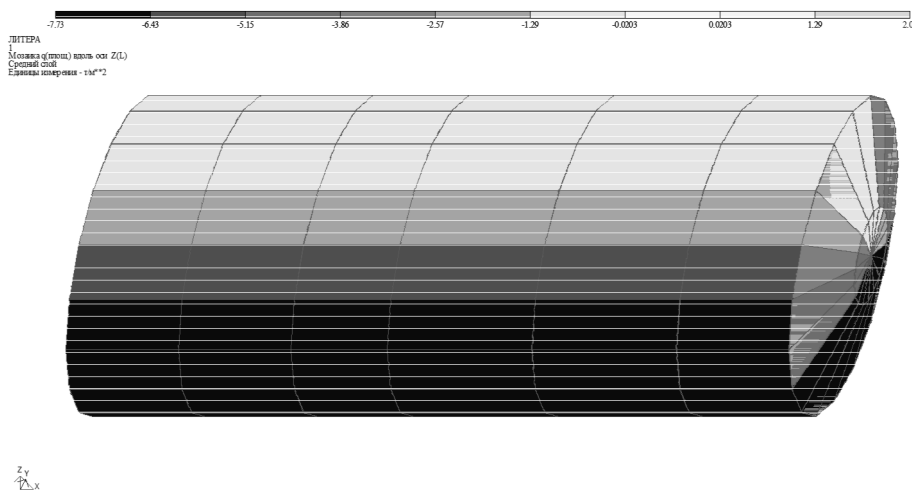


Рис. 4. Мозаїка навантажень від першого основного сполучення завантажень (власна вага, паливо, ґрунт)

Мінімальна допустима товщина стінки резервуара, без врахування кілець жорсткості, розраховуємо за формулами [22]:

$$t_{\min} = \max \left\{ 1,06 \frac{10^{-2} \cdot D}{B} \cdot \left( \frac{p \cdot L}{10^{-5} \cdot E \cdot D} \right)^{0,4} \right\} =$$

$$= 1,06 \frac{10^{-2} \cdot 3,24}{2,57} \cdot \left( \frac{9,72 \cdot 9,68}{10^{-5} \cdot 2 \cdot 10^7 \cdot 3,24} \right)^{0,4} = 0,095 \text{ м},$$

де

$$B = \max \left\{ 1; 0,47 \left( \frac{p}{10^{-5} \cdot E} \right)^{0,067} \cdot \left( \frac{L}{D} \right)^{0,4} \right\} =$$

$$= \max \left\{ 1; 0,47 \left( \frac{9,72}{10^{-5} \cdot 2 \cdot 10^7} \right)^{0,067} \cdot \left( \frac{9,68}{3,24} \right)^{0,4} \right\} = 2,57,$$

$p$  – значення розрахункового тиску ґрунту (у даному випадку – середній тиск ґрунту становить  $9,72 \text{ тс/м}^2$ );  $L$  – довжина обичайки у м;  $E$  – модуль пружності сталі у  $\text{тс/м}^2$ .

Результати чисельних розрахунків підземного резервуару, призначений для зберігання паливних матеріалів дозволили отримати ізополя переміщень вздовж осі  $OZ$  від першого основного сполучення навантажень (рис. 5), деформовану схему споруди резервуару (рис. 6),

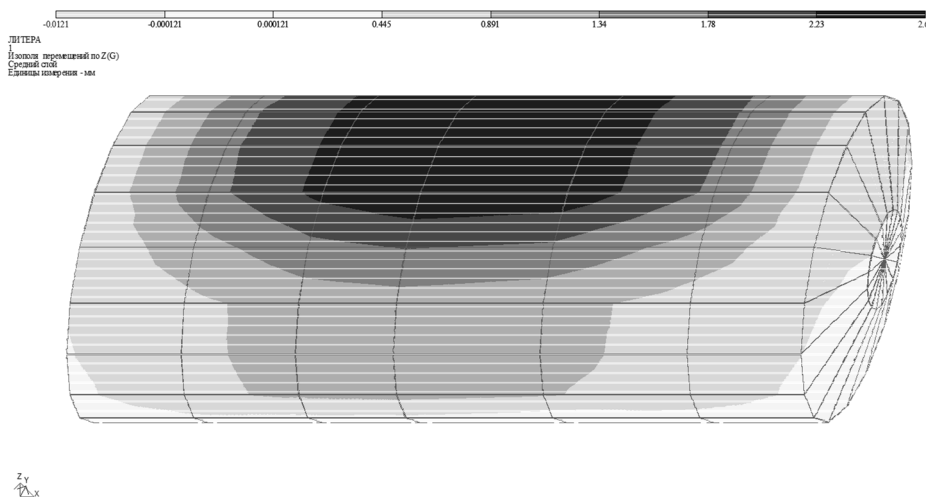


Рис. 5. Ізополя переміщень вздовж осі  $OZ$  від першого основного сполучення навантажень

форму втрати стійкості стінки резервуару із урахуванням коефіцієнту 0,25 (рис. 7), повздовжні зусилля «розтягу-стиску» у стержневих елементах кілець посилення (рис. 8), ізополя головних напружень  $N_1$  (рис. 9) та  $N_3$  (рис. 10) у пластинах обичайки резервуару, ізополя еквівалентних напружень розтягу  $NE$  у пластинах обичайки резервуару (рис. 11).

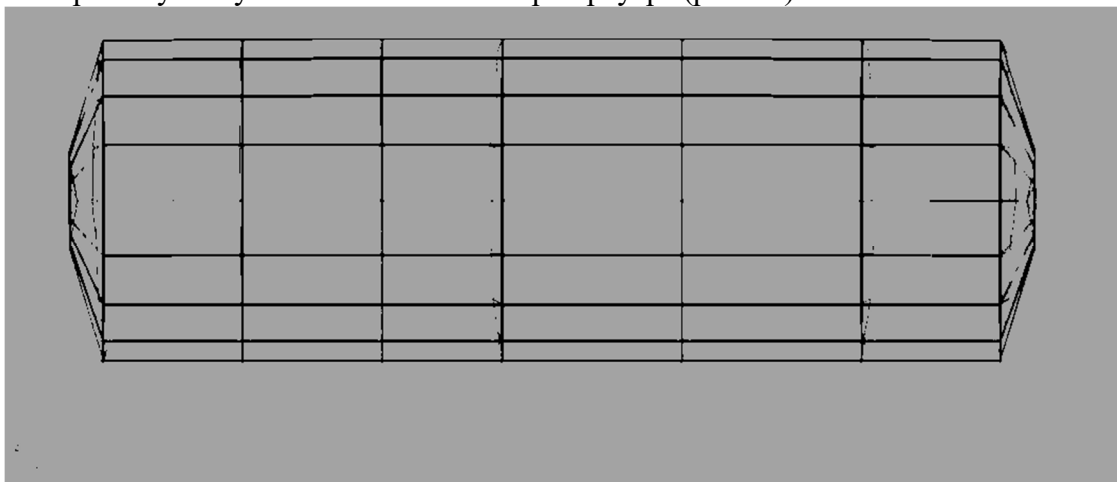


Рис. 6. Деформована схема резервуару

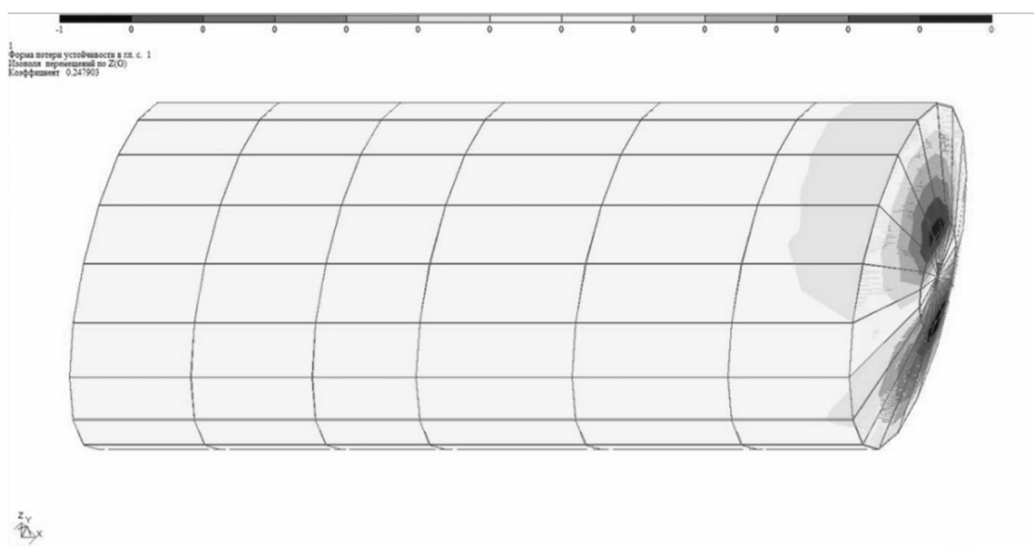


Рис. 7. Форма втрати стійкості стінки резервуару. Коефіцієнт  $0.25 < 1$

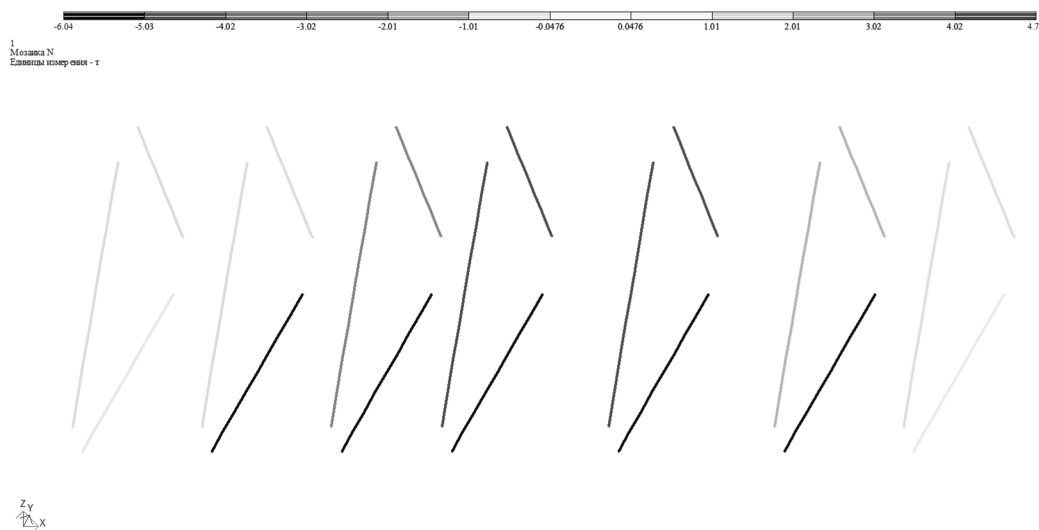
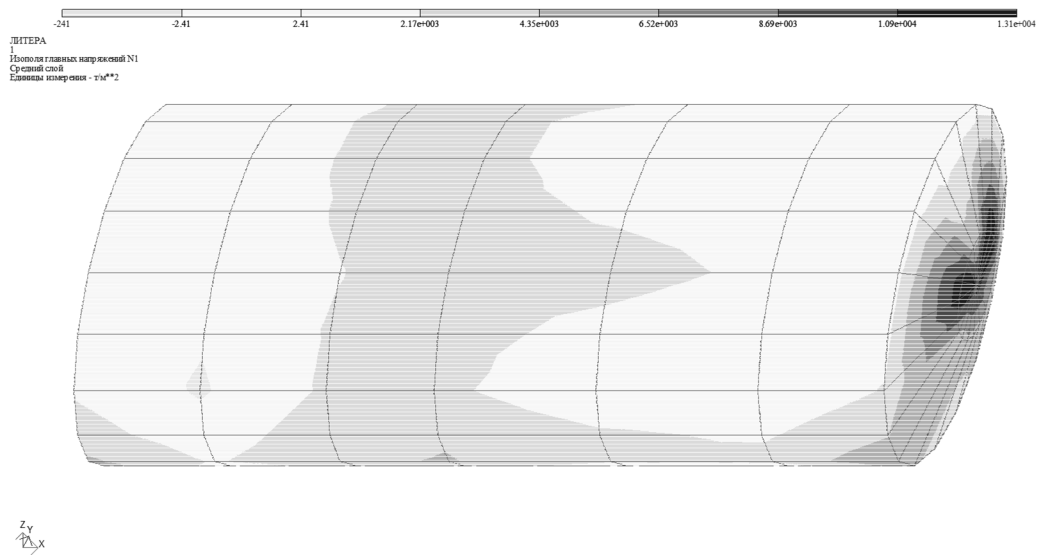
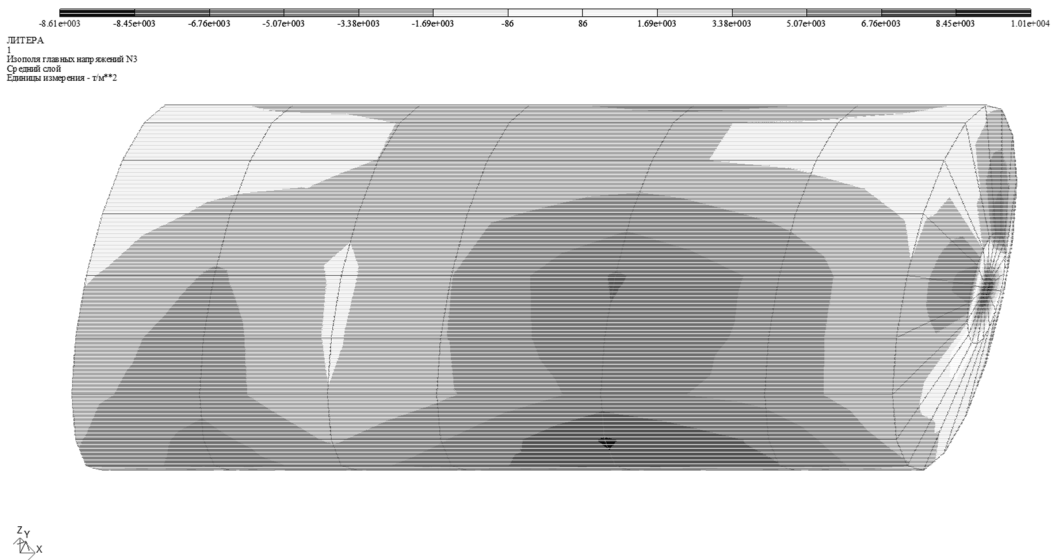
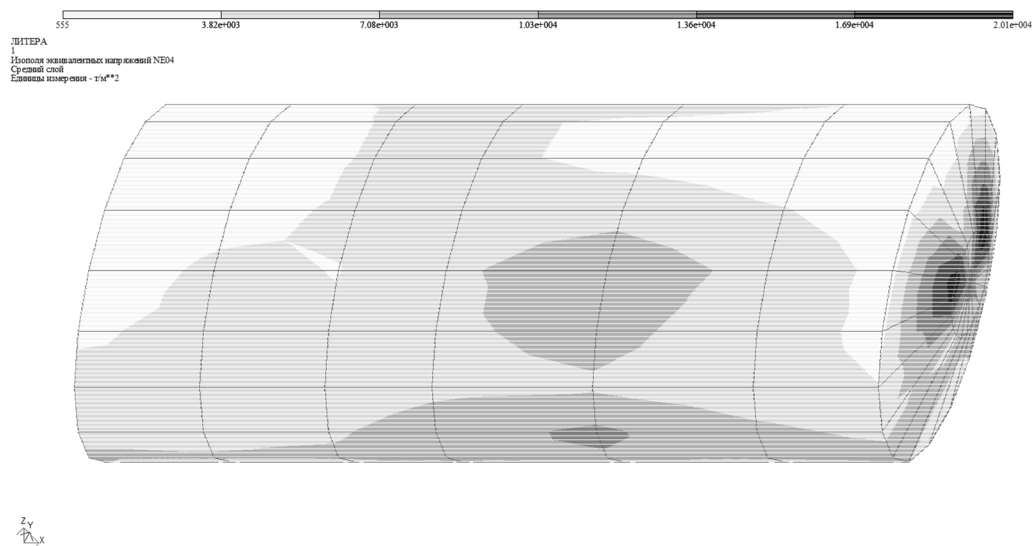


Рис. 8. Повздовжні зусилля в стержневих елементах кілець підсилення

Рис. 9. Ізополя головних напружень  $N_1$  у пластинах обичайки резервуараРис. 10. Ізополя головних напружень  $N_3$  у пластинах обичайки резервуараРис. 11. Ізополя еквівалентних напружень  $NE$  (розтяг) у пластинах обичайки резервуара

Отримані результати перевірки кілець жорсткості, виконаних із кутика за граничними станами першої групи (рис. 12) зроблені у відповідності до діючих будівельних норм [1–3 та ін.] із використанням розрахункового сполучення навантажень у ПК «ЛІРА САПР» [23].

Виконані також розрахунки щодо перевірки кілець жорсткості за граничними станами другої групи (рис. 13) та перевірені їхня спроможність на місцеву стійкість (рис. 14).

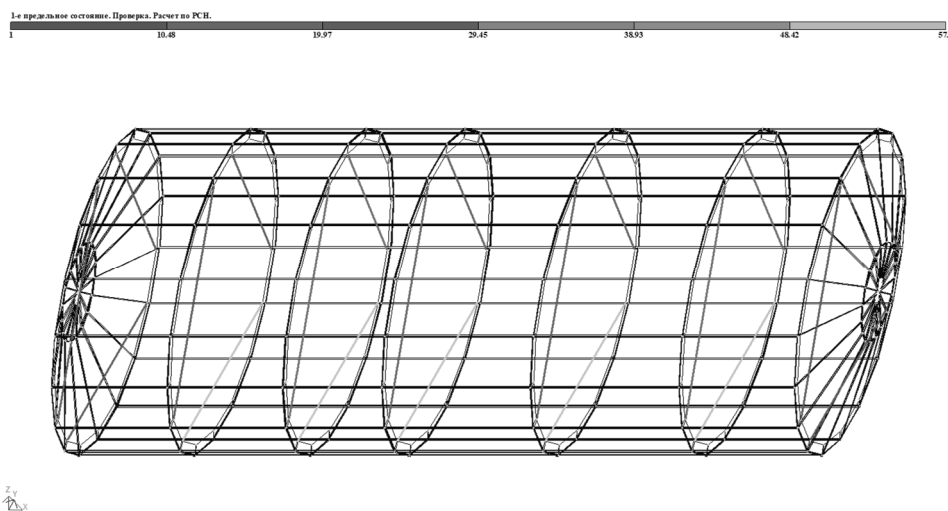


Рис. 12. Результати перевірки кілець жорсткості за граничними станами першої групи

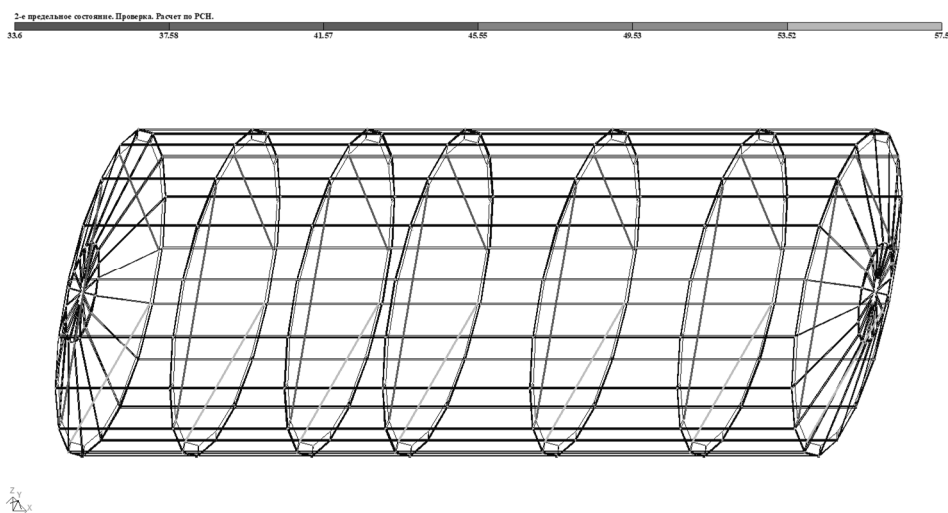


Рис. 13. Результати перевірки кілець жорсткості за граничними станами другої групи

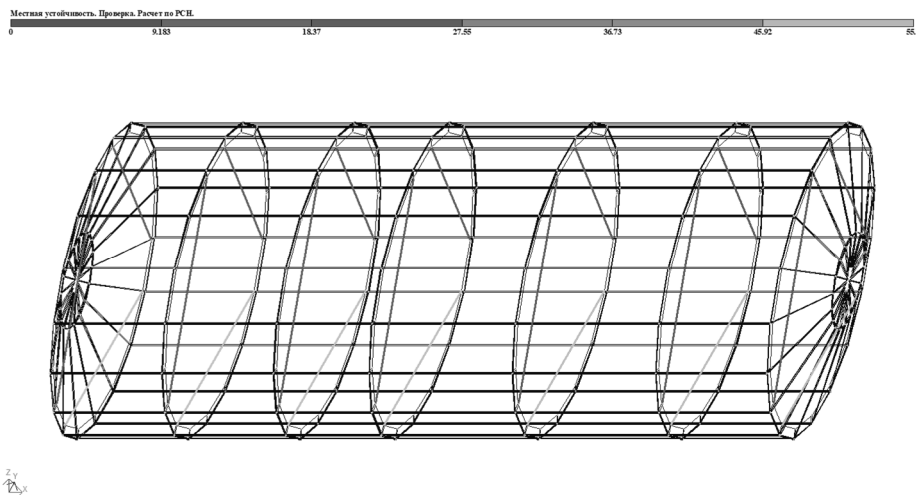


Рис. 14. Результати перевірки кілець жорсткості на місцеву стійкість

Виконаний порівняльний аналіз реальних деформацій двошарової оболонки циліндричного сталевго резервуару із чисельно-аналітичною моделлю у ПК «ЛІРА САПР» [23], який показує схожі місця утворення та розповсюдження дефектів і деформацій оболонки, рис. 15.

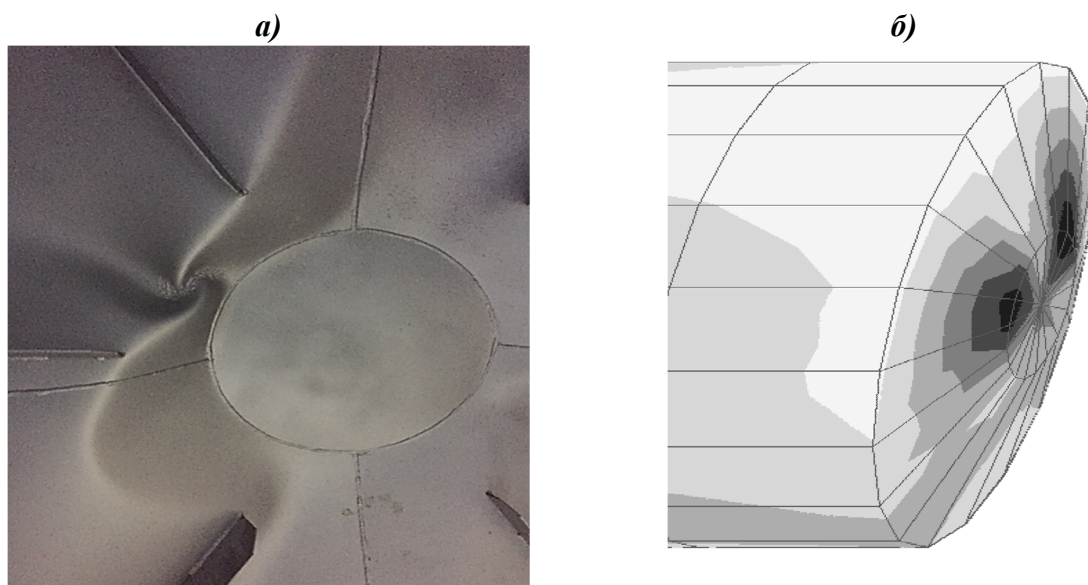


Рис. 15. Порівняльний аналіз реальних деформацій циліндричного резервуару (а) із чисельно-аналітичною моделлю (б)

Це підтверджує можливість застосування чисельних моделей будівель та інженерних споруд у складних, неординарних інженерних задачах і створює додаткові передумови до поліпшення існуючої нормативної бази у галузі будівництва.

**Висновки.** У роботі проведено аналіз напружено-деформованого стану типового резервуару об'ємом  $75,0 \text{ м}^3$  з циліндричної двошарової оболонки. Визначені причини втрати місцевої стійкості оболонок та надані відповідні рекомендації.

Реальні деформації сталевго резервуару об'ємом  $75,0 \text{ м}^3$  (рис. 15, а) та результати розрахунку чисельної моделі резервуару (рис. 15, б) мають схожий характер.

Резервуар може використовуватись із умов збільшення товщини зовнішньої обичайки до  $10,0 \text{ мм}$  та усуненню виявлених дефектів.

### Література

1. Резервуари вертикальні циліндричні сталеві для нафти та нафтопродуктів. Загальні технічні умови : ДСТУ Б В.2.6-183:2011. [Чинний з 2012–10–01]. – К. : Мінгеріон України, 2012. – 99 с. – (Національний стандарт України).
2. Настанова. Резервуари сталеві горизонтальні для нафтопродуктів. Конструкції і розміри: ДСТУ-3Т Б В.2.6-103:2010. – [Чинний від 2010-03-03]. – (Національний стандарт України).
3. Проектування складів нафти і нафтопродуктів з тиском насичених парів не вище  $93,3 \text{ кПа}$ : ВБН В.2.2-58.1-94. – [Чинні від 1994-04-01; Зміна №1 затверджена наказом Держнафтогазпрому України від 24. 12. 1999 № 136-а і введена в дію з 01 січня 2000 року]. – (Відомчі будівельні норми України).
4. Гордєєв В.М. Українська науково-технічна школа дослідження та проектування сталевих будівельних конструкцій / В.М. Гордєєв, А.В. Перельмутер, О.В. Шимановський; під заг. ред. д.т.н., проф. О. В. Шимановського. – К. : Сталь, 2022. – 444 с.
5. Пічугін С.Ф. Сучасні проблеми надійності в будівництві: навч. посібн. (теоретична частина курсу) / С.Ф. Пічугін. – Полтава: НУ ПП, 2023. – 254 с.

6. Семко О.В. Керування ризиками при проектуванні та експлуатації сталезалізобетонних конструкцій : монографія / О.В. Семко, О.П. Воскобійник. – Полтава : ПолтНТУ, 2012. – 514 с.
7. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14:2018. – [Чинний від 2019-01-01]. – К.: УкрНДІпроектстальконструкція, 2018. – 60 с. – (Державні будівельні норми України).
8. Bakulin Y.A. Engineering protection and prepatation of territories : study guide; under the editorship of cand tech. science Ye.A. Bakulin / Ye.A. Bakulin, I.A. Yakovenko, V.M. Bakulina. – Kyiv : NULES of Ukraine, 2022. – 205 p.
9. Бакулін Є.А. Визначення параметрів напружено-деформованого стану споруди башти силосу та її конструктивних елементів за наслідками руйнування / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна // Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention : collective monograph. – Riga : Izdevnieciba “Baltija Publishing”, 2022. – Р. 1–43.
10. Бакулін Є.А. Наслідки руйнування та надання комплексної оцінки можливості подальшої експлуатації будівлі корівника у смт. Немішаєво / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко // Збірник тез доповідей ХХІ Міжнародної онлайн-конференції науково-педагогічних працівників, наукових співробітників та аспірантів «Проблеми та перспективи розвитку технічних та біоенергетичних систем природокористування конструювання та дизайн» (25–26 березня 2021 р.), – К. : НУБіП України, 2021. – С. 67–69.
11. Гілодо О. Ю. Металеві конструкції у питаннях та відповідях : навч. посіб. / О.Ю. Гілодо. – Одеса : Астропринт, 2019. – 120 с.
12. Бакулін Є.А. Критерії надійності та ризиків при оцінюванні технічного стану експлуатованих будівель / Є.А. Бакулін // Будівництво України. – 2013. – №1. – С. 2–4.
13. Колесніченко С.В. Визначення залишкового ресурсу будівельних сталевих конструкцій за показниками індексу надійності / С.В. Колесніченко, Ю.В. Селютін, Д.Ф. Оболонков, О.С. Карабанов // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини : зб. наук. праць. – 2021. – Вип. № 25. – С. 48–55.
14. Макаренко В. Підвищення спротиву корозійно-механічному руйнуванню зварних оболонкових ємностей водонапірних башт / [Макаренко В., Білик С., Хомутецька Т. та ін.] // Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки. – 2022. – Вип. 39. – С. 33–43.
15. Голышев А.Б. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях: монография / А.Б. Голышев, Вл. И. Колчунов, И.А. Яковенко. – К. : «Талком», 2015. – 371 с.
16. Зоценко М.Л. Особливості проектування нафтових резервуарів у складних інженерно-геологічних умовах при сейсмічних впливах / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Вінніков, М.О. Харченко, І.І. Ларцева // Academic journal. Series Industrial Machine Building. Civil Engineering. – 2017. – Т.1(48). – С. 175–182.
17. Emelyanov, S., Nemchinov, Y., Kolchunov, V., & Yakovenko, I. (2016). Details of large-panel buildings seismic analysis. Enfoque UTE, 7(2), pp. 120 – 134.
18. Kaliukh I., Kosheleva N., Yakovenko I., Dzhalalov M., Kotlyar M. and Bashkirov G. Monitoring and mathematical modelling of the pit construction impact on the subway tunnels during reconstruction of the Postal Square // 15th International Conference Monitoring of Geological Processes and Ecological Condition of the Environment, Nov 2021, Volume 2021, p.1 – 5.
19. Бакулін Є.А. Методи розрахунку підпірних стін / Є.А. Бакулін, В.М. Бакуліна, Н.О. Костира // Науковий Вісник НУБіП. Серія Техніка та Енергетика. – 2017. – Вип. 262. С. 72 – 87.
20. Бойко А.В. Конструирование и расчет цилиндрических резервуаров емкостью 5 тыс. м<sup>3</sup> / А.В. Бойко. // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини : зб. наук. праць. – 2015. – Вип. № 19. – С. 3–9.
21. Чичулін В.П. Проектування сталевих резервуарів для зберігання вуглеводнів / В.П. Чичулін, К.В. Чичуліна // Вчені записки Таврійського національного університету імені В.І. Вернадського. Серія: Технічні науки. –2019. – Т. 30 (69). – № 1, ч. 2. – С. 133–137.

22. Посудини та апарати сталеві зварні. Загальні технічні умови : СОУ МПП 71.120-217:2009. – [Чинний від 2009-09-01]. – К. : Мінпромполітики України, 2009. – 193 с. – (Стандарт Міністерства промислової політики України).

23. Барабаш М.С. Комп'ютерні технології проектування металевих конструкцій: навч. посіб. / М.С. Барабаш, С.В. Козлов, Д.В. Медведенко. – К. : НАУ, 2012. – 572 с.

## References

- [1] *Rezervuary vertykalni tsylindrychni stalevi dlia nafty ta naftoproduktiv. Zahalni tekhnichni umovy*, DSTU B V.2.6-183:2011, Natsionalnyi standart Ukrainy, 2012.
- [2] *Nastanova. Rezervuary stalevi horyzontalni dlia naftoproduktiv. Konstruktsii i rozmyry*, DSTU-3T B V.2.6-103:2010, Natsionalnyi standart Ukrainy, 2010.
- [3] *Proektuvannia skladiv nafty i naftoproduktiv z tyskom nasychenykh pariv ne vyshche 93,3 kPa*, VBN V.2.2-58.1-94, Vidomchi budivelni normy Ukrainy, 1994.
- [4] V.M. Hordeiev, A.V. Perelmutter, O.V. Shymanovskyi, *Ukrainska naukovo-tekhnichna shkola doslidzhennia ta proektuvannia stalevykh budivelnykh konstruktsii*, prof. O.V. Shymanovskyi, Ed. Kyiv: Stal, 2022.
- [5] S.F. Pichuhin, *Suchasni problemy nadiinosti v budivnytstvi (teoretychna chastyna kursu)*. Poltava: NU PP, 2023.
- [6] O.V. Semko, O.P. Voskobiinyk, *Keruvannia ryzykamy pry proektuvanni ta ekspluatatsii stalezalizobetonnykh konstruktsii*. Poltava: PolNTU, 2012.
- [7] *Zahalni pryntsyipy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel, sporud, budivelnykh konstruktsii ta osnov*, DBN V.1.2-14:2018, Derzhavni budivelni normy Ukrainy, 2018.
- [8] Ye.A. Bakulin, I.A. Yakovenko, V.M. Bakulina, *Engineering protection and prepatation of territories*, Ye.A. Bakulin, Ed. Kyiv : NULES of Ukraine, 2022.
- [9] Ye.A. Bakulin, I.A. Yakovenko, V.M. Bakulina, “*Vyznachennia parametriv napruzhenodeformovanoho stanu sporudy bashty sylosu ta yii konstruktyvnykh elementiv za naslidkamy ruinuvannia*”, in Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention. Riga: Izdevnieciba “Baltija Publishing”, 2022. pp. 1–43. Available at:
- [10] Ye.A. Bakulin, I.A. Yakovenko, “*Naslidky ruinuvannia ta nadannia kompleksnoi otsinky mozhyvosti podalshoi ekspluatatsii budivli korivnyka u smt. Nemishaievo*” in *Proc. XXI In. Conf. Problems and Prospects of technical and bioenergy systems development for nature Environment: Construction and Design*, Kyiv, 2021, pp. 67–69.
- [11] O.Yu. Hilodo, *Metalevi konstruktsii u pytanniakh ta vidpovidiakh*. Odesa: Astroprynt, 2019.
- [12] Ye.A. Bakulin, “*Kryterii nadiinosti ta ryzykiv pry otsiniuvanni tekhnichnoho stanu ekspluatovanykh budivel*”, *Construction of Ukraine*, no 1, pp. 2–4, 2013.
- [13] S.V. Kolesnichenko, Yu.V. Seliutin, D.F. Obolonkov, O.S. Karabanov, “*Vyznachennia zalyshkovoho resursu budivelnykh stalevykh konstruktsii za pokaznykamy indeksu nadiinosti*”, *Modern structures of metal and wood*, iss. 25, pp. 48–55, 2021. Available at:
- [14] V. Makarenko, S. Bilyk, T. Khomutetska & oth., “*Pidvyshchennia sprotyvu koroziino-mekhanichnomu ruinuvanni zvarnykh obolonkovykh yemnostei vodonapirnykh basht*”, *Problems of water supply, drainage and hydraulics*, vol. 39, pp. 33–43, 2022.
- [15] A.B. Golyshev, Vl.I. Kolchunov, I.A. Yakovenko, *Soprotivleniye zhelezobetonnykh konstruktsiy, zdaniy i sooruzheniy, vozvodimyykh v slozhnykh inzhenerno-geologicheskikh usloviyakh*. Kyiv: Talkom, 2015.
- [16] M.L. Zotsenko, Yu.L. Vinnikov, M.O. Kharchenko, I.I. Lartseva, “*Osoblyvosti proektuvannia naftovykh rezervuariv u skladnykh inzhenerno-heolohichnykh umovakh pry seismichnykh vplyvakh*”, *Academic journal. Series Industrial Machine Building. Civil Engineering*, vol. 1, iss. 48, pp.175–182, 2017.



- [17] S. Emelyanov, Y. Nemchinov, V. Kolchunov, I. Yakovenko, “Details of large-panel buildings seismic analysis”, *Enfoque UTE*, vol. 7(2), pp. 120 – 134, 2016.
- [18] I. Kaliukh, N. Kosheleva, I. Yakovenko, M. Dzhalalov, M. Kotlyar & G. Bashkirov, “Monitoring and mathematical modelling of the pit construction impact on the subway tunnels during reconstruction of the Postal Square”, in *Proc. 15th Int. Conf. Monitoring of Geological Processes and Ecological Condition of the Environment*, Kyiv, 2021, pp. 1–5.
- [19] Ye.A. Bakulin, V.M. Bakulina, N.O. Kostyra “Metody rozrakhunku pidpirnykh stin”, *Scientific Bulletin of NULeS of Ukraine. Machinery & Energetics Series*, vol. 262, pp. 72 – 87, 2017.
- [20] A.V. Boyko, “Konstruirovaniye i raschet tsilindricheskikh rezervuarov emkostyu 5 tys. m<sup>3</sup>”, *Modern structures of metal and wood*, iss. 19, pp. 3–9, 2015.
- [21] V.P. Chychulin, K.V. Chychulina, “Proektuvannia stalevykh rezervuariv dlia zberihannia vuhlevodniv”, *Academic notes of the Tavri National University named by V.I. Vernadskyi. Series: Technical Sciences*, vol. 30, iss. 69, no 1, p. 2, pp. 133–137, 2019.
- [22] *Posudyny ta aparaty stalevi zvarni. Zahalni tekhnichni umovy*, SOU MPP 71.120-217:2009, Standart Ministerstva promyslovoi polityky Ukrainy, 2009.
- [23] M.S. Barabash, S.V. Kozlov, D.V. Medvedenko, *Kompiuterni tekhnolohii proektuvannia metalevykh konstruksii*. Kyiv: NAU, 2012.

## NUMERICAL MODELLING OF STEEL STRENGTHENING UNDERGROUND CYLINDRICAL TANK

**Bakulin Ye.A.**, Ph.D., Associate Professor,  
bakulin959@ukr.net, ORCID: 0000-0002-0238-5384

**Usenko M.V.**, Ph.D., Senior Teacher  
usenkonick201084@gmail.com, ORCID: 0009-0001-1969-1265

**Bakulina V.M.**, Senior Teacher  
bakulina88@ukr.net, ORCID: 0000-0003-0849-9697

**Abstract.** Quite often, underground tanks designed to store liquid materials lose their operational suitability in a short period of operation in real conditions. The largest number of defects is associated with the loss of tank shell local resistance. It was carried out the stress-strain state analysis for a typical tank with a volume of 75.0 m<sup>3</sup> made of a cylindrical two-layer shell. There are determined the reasons for the local stability loss of the shells and the corresponding recommendations are given.

The purpose of the paper is to determine the tank's stress-deformation state to identify the causes of deformations of the casing and to provide appropriate recommendations for its strengthening. It works in real operating conditions by the actual loading.

The main load on the underground tank is the external pressure of the soil. The calculation of the tank is performed as for a horizontal cylindrical shell with elliptical sidewalls under the action of external pressure.

**The main results.** It is considered following calculation case: the tank without product must withstand the soil pressure. Analytical formulas are given for the case of external pressure, which is constant both along the length and around the circumference of the shell.

The natural pressure curve of the soil varies from 2.25 tf/m<sup>3</sup> at the mark -1.50 m from the surface of the earth to 9.72 tf/m<sup>3</sup> at the level of the foundation of the tank. The numerical calculations results of the underground tank made it possible to obtain: the isofields of movements along the vertical axis; the deformed scheme of the structure; the form of the loss of stability of the tank wall; the longitudinal forces of "tension-compression" in the core elements of the strengthened rings; the isofields of the main and equivalent tensile stresses in the plates of the tank lining.

The obtained results of the verification of the rigidity rings according to the ultimate and serviceability limit states in accordance with the current building regulations using the calculated combination of loads in PC "LIRA FEM". It was verified their capacity for local stability.

It was performed the comparative real deformations analysis for two-layer shell of cylindrical steel tank with a numerical analytical model in PC "LIRA FEM". It shows similar places of formation and distribution of defects and deformations for shell.

**Conclusions.** The paper analyzes the typical tank stress-strain state with a volume of  $75.0 \text{ m}^3$ , which is made of cylindrical two-layer shell. There are determined the reasons for local stability loss for the shells. The corresponding recommendations are given.

The real deformations of steel tank with a volume of  $75.0 \text{ m}^3$  and the calculation results of the tank's numerical model have a similar character.

The tank can be used under the conditions of increasing the thickness of the outer layer to  $10.0 \text{ mm}$  and removing the detected defects.

**Key words:** underground tank, cylindrical two-layer shell, numerical modelling, stress-strain state, defects, stability, operation, strengthening.

УДК 340:007 (623.126, 624)

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-75-84

## ПОРІВНЯННЯ МЕТОДИК ПРОНИКНЕННЯ ДІЇ ЗАСОБІВ ПОВІТРЯНОГО НАПАДУ ПРОТИВНИКА В ЗАЛІЗОБЕТОНІ КОНСТРУКЦІЇ СПОРУД ЗАХИСТУ ОБ'ЄКТІВ КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ

**Білик С.І.**, док. техн. наук, проф.,  
vartist@ukr.net, ORCID: 0000-0001-8783-5892

**Білик А.С.**, канд., техн. наук, доцент,  
artem.bilyk@gmail.com, ORCID: 0000-0002-9219-920X

*Київський національний університет будівництва і архітектури, м. Київ,  
управління інноваційних проєктів Центрального воєнно-наукового управління ГШ ЗСУ*

**Анотація.** На основі огляду літератури виявлено тенденції розвитку досліджень споруд інженерного захисту об'єктів критичної інфраструктури. Визначено і узагальнено проведені експериментальні і теоретичні дослідження залізобетонних захисних конструкцій. Оглянуто дослідження конструкцій із використанням різних матеріалів. Визначено, що одним із перспективних напрямків є використання багатошарових композитних конструкцій. Виконано огляд основних методик розрахунку проникнення бойових частин засобів повітряного нападу противника під час удару в захисні конструкції. Зроблено узагальнений висновок щодо використання модифікованої методики NDRC (США) для оцінки експериментальних досліджень.

**Ключові слова:** захисні споруди, залізобетонні конструкції, інженерний захист, проникнення, ракети, об'єкти критичної інфраструктури, Країна-фортеця.

**Вступ.** Збройна агресія РФ зумовила найбільший виклик для національної безпеки України за весь час з 1991 року. Внаслідок атак на території України вже уражено досить велику кількість **об'єктів критичної інфраструктури (ОКІ)** [1].

В 2022-2023 роках була розроблена і получила розвиток концепція «Країна-фортеця» [1], реалізація якої створює умови захисту виробничих, військових та інфраструктурних об'єктів України. Для втілення вказаної концепції необхідно розвивати та вирішувати нові наукові теоретичні, експериментальні і методологічні задачі, які виникають під час інженерно-технічного та наукового супроводу проєктування і будівництва захисних конструктивних систем [1, 2]. Виникнення таких задач обумовлені такими об'єктивними факторами:

1. Ураження агресором ОКІ ракетами, які відсутні на озброєнні України. Моделювання захисних споруд у разі прямого влучання ракетами з надзвуковою швидкістю в момент контакту, з подальшим вибухом бойової частини (БЧ) зі значною масою в тротиловому еквіваленті – це складна задача, приклади розрахунку якої зазвичай відсутні у відкритому доступі. Бойові характеристики засобів ураження агресора зазвичай також не є загальнодоступними [1, 2].

2. Відсутність сучасних нормативних положень щодо розрахунку захисних споруд ОКІ на ураження сучасними засобами агресора. Відсутність у відкритому доступі перевірених методик розрахунків влучання засобів повітряного нападу (ЗПН) при швидкостях 800-1100 м/с в момент контакту з цілью, яка має складну композитну структуру; перевірених методик розрахунків влучання ЗПН, які мають проникаючі БЧ.

3. Відсутність типових проєктів захисних споруд та норм із проєктування із узагальненими рекомендаціями щодо будівництва та експлуатації. Норми проєктування споруд цивільного захисту не підходять для проєктування споруд інженерного захисту ОКІ, так як вони мають різне функціональне призначення, технологію і фактори ураження,

головними з яких є удари, осколки, проникнення БЧ з подальшим вибухом вибухової речовини (ВР).

4. Можливість використання сталей високої міцності із реалізацією роботи на максимальні навантаження і впливи, та із урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій.

5. Необхідність підвищення живучості, вогнестійкості конструкцій [4, 5] при імпульсних і динамічних діях [3, 6]. Аналіз та уникнення обвалення поведінки захисної конструкції внаслідок прогресуючого руйнування, забезпечення живучості конструктивних систем [1, 4].

6. Можливість використання бетонів високих класів міцності, композитних сумішей, при захисті від ударних навантажень з проникненням всередину залізобетонної товщі.

7. Необхідність уточнення навантажень на будівельні конструкції у разі вибуху в стиснених умовах, у тому числі поряд і всередині захисної споруди. Уточнення коефіцієнтів затікання в залежності від конструктивних особливостей захисного коридору. Врахування можливого подальшого вдосконалення засобів повітряного нападу агресора.

8. Необхідність проведення експериментальних досліджень на моделях з наступним аналізом, створення та пристосування обладнання для фіксації частот коливань і переміщень будівельних конструкцій з точністю до 0,001 с, для фіксації часу вибуху і амплітуд коливань конструкцій до і після вибуху.

9. Розробка захисних конструкцій від дії БЧ безпілотних літаючих апаратів (БпЛА).

**Аналіз основних джерел.** До фортифікаційних, інженерних захисних споруд, та споруд цивільного захисту – висуваються різні вимоги, та застосовуються різні підходи у проектуванні. Послідовність збільшення вимог до захисних споруд тісно пов'язані із удосконаленням факторів ураження. Так для захисту інфраструктурних та військових об'єктів, починаючи з першої світової війни, стали широко використовувати сталь та залізобетон з метою захисту від ураження артилерійськими снарядами. Друга світова війна додала до переліку небезпечних факторів авіабомби, а «холодна» війна – загрози, пов'язані із ядерною зброєю. Широкомасштабна війна РФ, яка ведеться наразі проти України, засвідчила появу нових, раніше не врахованих загроз для споруд від високоточних ЗПН противника, зокрема ракет та БпЛА. Це призводить до розширення сценаріїв загроз, навантажень і впливів на будівлі і споруди. Аналіз досліджень вказує на необхідність узагальнення класифікації силових дій від сучасних факторів ураження для споруд з урахуванням воєнного стану з різними характеристиками і наслідками.

Потенційні антропогенні фактори ураження воєнного часу, які впливають на захисні споруди, можна розділити за основним впливом на:

- 1) кінетичні,
- 2) вибухові,
- 3) температурні,
- 4) осколкові,
- 5) кумулятивні,
- 6) ударні ядра,
- 7) хімічні,
- 8) електромагнітні,
- 9) комбіновані,
- 10) непрямі і вторинні ефекти.

В будівельних нормах (ДБН В.1.2-14) і у постановах (№471 постанова КМУ) закладена концепція одиничної живучості, що в даному випадку пов'язана із ефективністю систем протиповітряного прикриття ОКІ [1, 4], ремонтпридатністю захисних споруд, вчасністю та оперативністю проведення ремонтних робіт після влучань.

Дія різних типів ЗПН на споруду відрізняється фізикою утворення динамічного навантаження, часом ударного імпульсу, спектром наслідків пошкоджень цілі тощо. Важливими факторами, які характеризують ударні і вибухові дії від ЗПН є вага, швидкість в

момент контакту, характеристики БЧ, кут влучання. На опір проникненню ЗПН всередину захисної конструкції або вибухової хвилі впливають такі характеристики захисної споруди як її густина, конструкція і міцність матеріалів, умови обпирання, взаємодії з іншими конструкціями комплексної системи захисту тощо. Згідно концепції «Країна-фортеця» введено три рівня захисту ОКІ. Захисні інженерні споруди другого рівня повинні витримувати пряме влучання БпЛА, а третього рівня – прямі влучання ракет.

Ударна взаємодія ЗПН і захисної споруди характеризується глибиною і часом проникнення, відповідно імпульсом динамічного навантаження, деформаціями самого ЗПН, деформаціями і руйнуванням захисної споруди. Задача проникнення ЗПН актуальна для проникних БЧ із затримкою вибуху для спричинення більших руйнувань для захищених об'єктів.

Удар ЗПН призводить як до локального пошкодження захисної споруди, проникнення в середину конструкції на певну величину, так і до загальної динамічної реакції захисної споруди. Також коефіцієнт динамічності самого ЗПН достатньо значний, і тому момент вибуху, проникнення ЗПН всередину захисної конструкції та деформація ЗПН є пов'язані між собою події у часі.

Для ракет і БпЛА, на відміну від артилерійських снарядів, ключове значення для проникнення у захисну товщу споруди, має конструкція БЧ. Проникні типи БЧ мають як правило потовщені стінки із твердих, сталевих і титанових сплавів, оживальну або наближену до неї форму оболонки. Також для збільшення глибини проникнення можуть застосовуватися спеціальні реактивні прискорювані руху БЧ ЗПН всередині товщі, та форвардні кумулятивні додаткові заряди і ударні ядра (дуpletні БЧ) тощо.

Аналіз результатів досліджень різних авторів свідчить про те, що серед 20 методик розрахунку на удар з проникненням в залізобетонну конструкцію виділяють 3-4 методики, які дають достовірний результат.

Важливим є проведення досліджень з новими характеристиками композитного бетону [11-14]. Так в роботі [11] наведено результати експериментального дослідження ударостійкості бетону з межею міцності на стиск 45–235 МПа при ударі 12,6-мм круглого снаряда зі швидкостями в діапазоні від ~620 до 700 м/с. Результати показують, що глибина проникнення та діаметр воронки демонструють загальне зменшення в цільових зразках зі збільшенням міцності бетону на стиск. Однак тенденція не є лінійною. Наявність крупних фракцій гранітних заповнювачів виявляється корисною з точки зору зменшення глибини проникнення, діаметра воронки та поширення тріщин, що сприяє підвищенню ударостійкості. Введення сталевих волокон (фібри) у бетон зменшує діаметр воронки та поширення тріщин, але не мало істотного впливу на глибину проникнення. Підвищення температури затвердіння з 30°C до 250°C не змінило суттєво ударостійкість бетону. Виходячи з поточних висновків і розгляду вартості, високоміцний фібробетон з міцністю на стиск ~100 МПа виявляється найбільш ефективним для захисту від удару снарядів.

Також важливими є дослідження у напрямку удосконалення конструктивних рішень багатошарових систем захисту [12] для досягнення максимального опору/розсіювання енергії. Досліджена багатошарова конструкція включає шари залізобетону, валуни, шар еластомеру, бетонну панель із надвисокими характеристиками та шар сталевих пластин. Загалом було розглянуто шість різних конфігурацій, щоб отримати найбільш ефективну конструкцію захисту. Оптимізація запропонованих конфігурацій була виконана шляхом використання понять питомого поглинання енергії та ударного опору. Крім того, також вивчені характеристики пошкодження та руйнування кожної конфігурації. Спостерігається пластичне розширення отворів у шарі піщаного ґрунту, фрагментаційне руйнування валунів, пелюсткове руйнування сталевих пластин та відколювання бетонного шару. На основі підходів до конкретного поглинання енергії та ударного опору пропонується оптимальна послідовність укладання кожного матеріалу для зниження балістичного впливу.

Важливими є дослідження композитних сумішей бетону при ураженні ЗПН зі швидкістю до 1300 м/с із подальшим вибухом [13]. Також проведені дослідження, які дали

змогу показати взаємозв'язок між глибиною проникнення кулі і її деформативністю [14] при проникненні у фібробетонну плиту.

**Основний матеріал досліджень.** Розглянуто основні методики розрахунку захисних залізобетонних захисних конструкцій на ударні навантаження від ЗПН. Ряд досліджень присвячені захисту від осколків мають обмежене використання. Ряд методик відносяться тільки до визначення проникнення суцільного снаряду, а ще ряд методик можна використовувати при обмеженій швидкості і ваги ракети або снаряду. Всі методики призначені для дослідження без урахування пружної основи, це захисні конструкції споруд, які захищають людей та обладнання. Тому в методиках приводяться рекомендації по розрахунку максимальної глибини проникнення або пробиття, а також рекомендації по призначенню розрахункової проектної товщини захисної залізобетонної конструкції з урахуванням відколювання (відлучення поверхневого шару бетону з протилежної від фронтальної поверхні – поверхні конструкції яка сприймає удар) захисного шару бетону з протилежного поверхні від зовнішньої поверхні, яка сприймає контакт удару. Удар снаряду наноситься із зовнішньої сторони конструкцій, при цьому із середини конструкція не має додаткової основи для гасіння динамічної складової, та погашення уламків відколювання. Тому в багатьох дослідженнях пропонується вплив уламків відколювання при ударі зменшувати за рахунок збільшення товщини захисної конструкції, або встановлювати спеціальний противідколюний шар.

Огляд досліджень показав, що в основі формул із визначення проникнення снаряду у тіло захисної конструкції використовують емпіричну модель, побудовану на характеристиках аналітичної моделі та експериментальних даних. Експериментальні дані, як свідчать результати досліджень, отримані шляхом статистичної обробки експериментальних даних і аналітично зв'язані із фізичними законами, які описуються теорією пружності, опору матеріалів, теорією руйнування, теорією міцності будівельних конструкцій.

Для систематизації різних формул введені позначення параметрів та характеристик ударного навантаження. До основних характеристик ударного навантаження відносять такі:

$x_C = z_C$  – глибина проникнення,  $e$  – межа перфорації,  $h_s$  – межа утворення відколювання, максимальна проектна товщина конструкції,  $m = M$  – маса ракети,  $d$  – діаметр ЗПН,  $V_0$  – швидкість ЗПН,  $H_0$  – товщина цілі,  $N, N_h$  – коефіцієнт форми носової частини ЗПН,  $K_P$  – коефіцієнт проникнення бетону,  $A_p$  – тиск на секцію ракети,  $f_C$  – розрахункова максимальна міцність бетону на стиск,  $f_t = f_{cd}$  – максимальна міцність бетону на розтяг,  $E_s$  – модуль пружності матеріалу БЧ ЗПН,  $E_{st}$  – модуль пружності сталі,  $G$  – функція, що представляє удар.

Методики, які наразі застосовуються (ПФ 43, атомні, UFC, лфті) розглянуті раніше [1]. Нижче розглянемо чотири поширені методики розрахунків для проникнення ЗПН.

**Методика 1. Формула проникнення Петрі (Petri).** Формула Петрі розроблена у 1910 році. Формула потім була модифікована для різних залізобетонних захисних конструкцій, достатньо популярна для розрахунку глибини проникнення снаряду із умови, що висота захисної конструкції значна і достатня для виконання захисту [7-9]. Дослідження з модифікованої формули Петрі були представлені в Чикаго, Іллінойс 11-14 жовтня 1950 р. на зустрічі Американського товариства інженерів-будівельників. Відповідно до методики, існує три основні чинники, що визначають проникнення ЗПН в ціль: 1. Швидкість ЗПН при ударі, 2. Фізичні властивості ЗПН, та 3. Характеристика матеріалу цілі. Ці фактори були об'єднані, щоб отримати емпіричне вираження для проникнення ЗПН з найбільш характерними балістичними характеристиками. Модифікована формула Петрі виражається як:

$$z_C = D_C = k A_p V^*$$

(1)

де  $D_C$  – глибина (у футах) проникнення,  $k$  – експериментально отриманий коефіцієнт проникнення матеріалу (див. таблицю 1),  $A_p$  – поперечний тиск, отриманий діленням ваги  $P$  ракети на її максимальну площу поперечного перетину (виражену як фунти ваги на квадратний фут), а  $V^*$  – коефіцієнт швидкості, який, у свою чергу, визначається виразом

$$V^* = \log\left(1 + \frac{v_0^2}{215000}\right) \quad (2)$$

Таблиця 1 – Значення коефіцієнта проникнення ( $k$ ) для різних матеріалів [8]

| Матеріал                                                                                                             | $k$ – експериментально отриманий коефіцієнт проникнення матеріалу $\text{ft}^3 \text{lb}^{-1}$ (фунт <sup>3</sup> /фут) |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Вапняк                                                                                                               | $5,38 \times 10^{-3}$                                                                                                   |
| Бетон. Маса бетону з міцністю на роздавлювання 2200 фунтів на квадратний дюйм                                        | $7,99 \times 10^{-3}$                                                                                                   |
| Звичайний залізобетон з міцністю на роздавлювання 3200 фунтів на квадрат                                             | $4,76 \times 10^{-3}$                                                                                                   |
| Спеціально армований залізобетон з міцністю на роздавлювання 5700 фунтів на квадратний дюйм і 1,4 відсотка арматури. | $2,82 \times 10^{-3}$<br>Іноді вказується значення $2,84 \times 10^{-3}$ [5]                                            |
| Кам'яна кладка                                                                                                       | $11,72 \times 10^{-3}$                                                                                                  |
| Цегляна кладка                                                                                                       | $20,48 \times 10^{-3}$                                                                                                  |
| Піщаний ґрунт                                                                                                        | $36,7 \times 10^{-3}$                                                                                                   |
| Ґрунт з рослинністю                                                                                                  | $48,2 \times 10^{-3}$                                                                                                   |
| М'який ґрунт                                                                                                         | $73,2 \times 10^{-3}$                                                                                                   |

В американських системах одиниць вимірювання використовують модифіковану формулу [7-9]:

$$z_C = 12K_p \log\left(1 + \frac{v_0^2}{215000}\right) \quad (3)$$

В системі одиниць СІ модифікована формула Петрі має запис [7-9]:

$$\frac{z_C}{d_{rk}} = K_p \frac{M}{d_{rk}^3} \log\left(1 + \frac{v_0^2}{19974}\right)$$

У формулі рекомендовано приймати  $K_p = 6.36 \times 10^{-4}$  – для бетонної захисної конструкції,  $K_p = 3.39 \times 10^{-4}$  – для звичайної залізобетонної конструкції, для спеціального бетону  $K_p = 2.26 \times 10^{-4}$ . Для захисних залізобетонних конструкцій, без обпирання на розподільчу ґрунтову основу

товщину перфорації рекомендовано прийняти  $e = 2z_C$ , а з урахуванням відколювання товщину захисної конструкції рекомендовано приймати  $s = 2,2z_C$ . Такі залежності і приймають за модифіковану формулу Petri.

**Методика 2. Формула лабораторії балістичних досліджень, BRL. Необхідність врахування міцності бетону призвела до проведення додаткових досліджень [8,9], які виконала Лабораторія балістичних досліджень (Ballistic Research Laboratory, США), була розроблена для розрахунку глибини проникнення в бетон твердого снаряду. У загальному виді**

формулу слід використовувати з урахуванням уточнених властивостей бетону і матеріалу снаряду через коефіцієнт  $k_{perf}=0,00133$  при вимірюванні у американських системах одиниць

$$x_C = z_C = \frac{k_{perf} M}{\sqrt{f_C} d^{2,8}} (V_0)^{1,33}$$

(4)

Відповідно глибину перфорації і товщину захисної конструкції з урахуванням відколювання рекомендовано приймати за такими співвідношеннями для захисної залізобетонної конструкції без додаткових розподільчих шарів:

$$\frac{e_C}{d} = 1,3 \frac{z_C}{d}; \quad \frac{h_s}{d} = 2,0 \frac{z_C}{d}$$

**Методика 3. Формула інженерів Корпусу армії США (Army Corps of Engineers, ACE).** У 1946 році ACE була запропонована формула [8, 9]:

$$\frac{z_C}{d} = \frac{282}{\sqrt{f_C}} \frac{M}{d^3} d^{0,215} \left( \frac{V_0}{1000} \right)^{1,5} + 0,5$$

(5)

Дослідження базувались на випробуваннях залізобетонних конструкцій при влучанні сталевих снарядів діаметром 37 мм, 75 мм, 155 мм. Відповідно, для захисної залізобетонної конструкції без додаткових розподільчих шарів, глибину перфорації і товщину захисної конструкції з урахуванням відколювання рекомендовано приймати за такими співвідношеннями:

$$\frac{h_s}{d} = 2,12 + 1,36 \frac{z_C}{d}; \quad \left( 3 \leq \frac{h_s}{d} \leq 18 \right)$$

$$\frac{e_C}{d} = 1,32 + 1,24 \frac{z_C}{d}; \quad \left( 3 \leq \frac{e_C}{d} \leq 18 \right)$$

Проте дана формула не враховує форму носа БЧ ЗПН, властивості і деформативність її матеріалу, композитність та багатошаровість захисної конструкції. Також для сучасних ЗПН характерні високі швидкості при зіткненні з ціллю, які перевищують швидкість звуку.

**Методика 4. Модифікована формула NDRC, Modified National Defense Research Committee Formula.** Найбільшого поширення набула формула, розроблена Національним оборонним дослідницьким комітетом (NDRC) США [7] на основі формул ACE [7, 8]. При моделюванні роботи системи «ракета-захисна споруда» в дослідженнях встановлено, що контактна сила зростає лінійно до постійного максимального значення, коли глибина проникнення мала. Новим є введення параметра форми БЧ ЗПН, який для плоскої циліндричної форми:  $N = 0,72$ ; для тупої форми  $N = 0,84$ ; напівсферичної  $N = 1,0$ ; і дуже для гострого носа БЧ ракети відповідно  $N = 1,14$ . В метричних одиницях США маємо:

$$\frac{z_C}{d} = \begin{cases} 2\sqrt{G} & G = 3,8 \times 10^{-5} \frac{NM}{d\sqrt{f_C}} \left( \frac{V_0}{d} \right)^{1,8} \quad \text{при } G \geq 1, \\ G + 1, & \text{при } G \leq 1; \end{cases}$$

(6)

**Методика 5. Модифікована формула NDRC [10].** Дана формула була отримана на підставі обробки експериментальних даних математичними методами статистики, були враховані розміри та матеріал БЧ через модулі Юнга відносно модуля деформації сталі. Якщо БЧ із сталі, ця формула ідентична формулі NDRC (6):



$$\frac{z_C}{d} = \begin{cases} 2\sqrt{G}, -G = 3,8 \times 10^{-5} \left( \frac{E}{E_s} \right)^{1,25} \frac{NM}{d\sqrt{(f_C)}} \left( \frac{V_0}{d} \right)^{1,8}, \text{ при } G \geq 1, \\ G + 1, \quad \text{при } G \leq 1; \quad \frac{z_C}{d} \leq 1 \end{cases} \quad (7)$$

Характеристики захисних залізобетонних плит слід приймати з урахуванням величин проникнення та утворення зони відколювання зворотної поверхні захисної конструкції:

$$\begin{aligned} e_C - a &= 1,32d + 1,36z_C \quad \text{для } 1,35 \leq \frac{z_C}{d} \leq 13,5 \\ \frac{e_C - a_c}{d} &= 3,19 \left( \frac{z_C}{d} \right) - 0,718 \left( \frac{z_C}{d} \right)^2 \quad \text{для } 1,35 \leq \frac{z_C}{d} \leq 13,5 \\ (h_s - a_c)b_c &= 2,12d + 1,36z_C \quad \text{для } 0,65 \leq \frac{z_C}{d} \leq 11,75; \quad b_c = \left( \frac{E}{E_s} \right)^{0,2} \\ \frac{(h_s - a_c)b_c}{d} &= 7,19 - 5,06 \left( \frac{z_C}{d} \right)^2 \quad \text{для } \frac{z_C}{d} \leq 0,65. \end{aligned} \quad (8)$$

Для одиниць системи США, запис відрізняється коефіцієнтами.

$$\frac{z_C}{d} = \begin{cases} 2\sqrt{G} \quad G = 180 \left( \frac{E}{E_s} \right)^{1,25} \frac{NM}{\sqrt{(f_C)}} \left( \frac{V_0}{1000d} \right)^{1,8} \quad \text{при } G \geq 1, \\ G + 1, \quad \text{при } G \leq 1; \quad \frac{z_C}{d} \leq 1. \end{cases}$$

**Висновки.** Проаналізовано різні методики розрахунку глибини проникнення ЗПН в залізобетонну товщу захисної конструкції. В статті представлені методики, які більш повно відображають фізико-механічні характеристики взаємодії захисних залізобетонних плит споруд і ЗПН. Ці методики історично зв'язані між собою і враховують велику базу експериментальних досліджень. На основі них, узагальнено критерії проникнення можна записати так:

$$\begin{aligned} \frac{z_C}{d} &= K_{pn} N \left( \frac{E}{E_s} \right)^n \frac{M}{d^3} \left( \frac{V_0}{d} \right)^m \frac{d^2}{\sqrt{(f_{C,pr})}}; \\ \frac{z_C}{d} &= K_{pn} N \left( \frac{E}{E_s} \right)^n \frac{M}{d \sqrt{(f_{C,pr})}} \left( \frac{V_0}{d} \right)^m. \end{aligned} \quad (9)$$

Представлений підхід дозволяє використовувати експериментальні дані під час випробувань на проникнення різних композитних матеріалів з урахуванням міцності як захисної конструкції так і БЧ ЗПН. Також є можливість в подальшому оцінити результати числових досліджень моделей з різними фізико-механічними характеристиками матеріалів БЧ ЗПН і захисної споруди.

### Література:

1. Організаційно-технічні засади побудови системи інженерного захисту об'єктів критичної інфраструктури енергетичної галузі України Білик А.С. / Коваль М.В., Коваль В.В., Коцюрба В.І., Білик А.С. // Наука і оборона /2023
2. Зброя Російсько-української війни 2022-2023 років: довідник каталог основних зразків озброєння та військової техніки, які застосовувались протиборчими сторонами під час відсічі широкомасштабного вторгнення РФ в Україну (24.02.2022 –30.06.2023) /Міністерство оборони України, апарат Головнокомандуючого Збройних Сил України Генеральний штаб Збройних Сил України, Центр дослідження воєнної історії Збройних Сил України – Київ: Видавництво Ліра,2023-К, 2023.
3. Shugaylo O. P., Bilyk S.I. Research of the stress-strain state for steel supportstructures of nuclear power plant components under seismic loads. Nuclear and Radiation Safety. 2022. № 3(95). С. 15-26. [https://doi.org/10.32918/nrs.2022.3\(95\).02](https://doi.org/10.32918/nrs.2022.3(95).02).
4. Bilyk S.I., Tonkacheiev H.M., Bilyk A.S., Tonkacheiev V.H. Tall von-Mises trusses' skew-symmetric deformation // Strength of Materials and Theory of Structures. – Kyiv: KNUBA, 2020. – Issue 105. – P. 114-126. DOI: 10.32347/2410-2547.2020.105.114-126. (
5. Mykhailo Daurov, Artem Bilyk. Investigation of changes in steel frames stress state in fire and influence on its vitality// Strength of materials and theory of structures. 2022. Issue. 108. pp.325-336. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.108.325-336>
6. Bilyk S. Determination of changes in thermal stress state of steel beams in LIRA-SAPR software. /Bilyk S., Bashynska O., Bashynskiy O. //Strength of materials and theory of structures. 2022. Issue. 108. pp.189-202. <https://doi.org/10.32347/2410-547.2022.108.189-202>.
7. NDRC. Effects of impact and explosion. Summary Technical Report Division 2, 1, National Defence Research Committee, Washington, DC, 1946. <https://apps.dtic.mil/sti/tr/pdf/AD0221586.pdf>
8. Amirikian A, 1950. Design of protective structures. Report NT-3726, Bureau of Yards and Docks, Department of the Navy.
9. Kennedy, R.P. A review of procedures for the analysis and design of concrete structures to resist missile impact effects. Nucl. Eng. Design, 1976, 37, 183-203. [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(76\)90015-7](https://doi.org/10.1016/0029-5493(76)90015-7)
10. Kar, A.K. (1978) Local Effects of Tornado-Generated Missiles. Journal of the Structural Division, 104, 809-816. <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/JSDEAG.0004915>
11. Zhang a, V.P.W. Shim b, G. Lu a, C.W. Chew a Resistance of high-strength concrete to projectile impact International Journal of Impact Engineeringhttps: Volume 31, Issue 7, August 2005, Pages 825-841//doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2004.04.009
12. Shashwat Kapoor a 1, Sonalisa Ray a 2, Jagdish Prasad Sahoo b 2, Yugal Kishor Joshi c 3 Optimization of multi-layered composites against ballistic impact: A mesoscale approach Composite Structures. Volume 338, 15 June 2024, 118097 <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0263822324002253>
13. Jianzhong Lai, Jiehang Zhou, Xuexiang Yin, Xiaobo Zheng Dynamic behavior of functional graded cementitious composite under the coupling of high speed penetration and explosion Composite Structures. Volume 274, 15 October 2021, 114326. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2021.114326>
14. Anna L. Mina Michael F. Petrou Konstantinos G. Trezos Resistance of an Optimized Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete to Projectile Impact Buildings. Building Materials, and Repair & Renovation 2021, 11(2), 63; <https://doi.org/10.3390/buildings11020063>

### References

- [1] Orhanizatsiyno-tekhnichni zasady pobudovy systemy inzhenernoho zakhystu ob"yektiv krytychnoyi infrastruktury enerhetychnoyi haluzi Ukrayiny / Koval' M.V., Koval' V.V., Kotsyuruba V.I., Bilyk A.S. // Nauka i oborona /2023
- [2] Zbroya Rosiys'ko-ukrayins'koyi viyny 2022-2023 rokiv: dovidnyk katalog osnovnykh zrazkiv ozbroynnya ta viys'kovoyi tekhniky, yaki zastosovuvalys' protyborchymy storonamy pid chas vidsichi shyrokomasshtabnoho vtorhnennya rf v Ukrayinu (24.02.202 –30.06.2023) /Ministerstvo obrony Ukrayiny, aparat Holovnokomanduyuchoho Zbroynykh Syl Ukrayiny Heneral'nyy shtab Zbroynykh Syl Ukrayiny, Tsentr doslidzhennya voyennoyi istoriyi Zbroynykh Syl Ukrayiny – Kyiv: Vydavnytstvo Lira,2023-K, 2023.
- [3] Shugaylo O-r P., Bilyk S.I. Research of the stress-strain state for steel supportstructures of nuclear power plant components under seismic loads. Nuclear andRadiation Safety. 2022. № 3(95). C. 15-26. [https://doi.org/10.32918/nrs.2022.3\(95\).02](https://doi.org/10.32918/nrs.2022.3(95).02).
- [4] Bilyk S.I., Tonkacheiev H.M., Bilyk A.S., Tonkacheiev V.H. Tall von-Mises trusses' skew-symmetric deformation // Strength of Materials and Theory of Structures. – Kyiv: KNUBA, 2020. – Issue 105. – P. 114-126. DOI: 10.32347/2410-2547.2020.105.114-126.
- [5] Mykhailo Daurov, Artem Bilyk. Investigation of changes in steel frames stress state in fire and influence on its vitality// Strength of materials and theory of structures. 2022. Issue. 108. pp.325-336. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.108.325-336>.
- [6] Bilyk S. Determination of changes inthermal stress state of steel beams in LIRA-SAPR software. /Bilyk S., Bashynska O., Bashynskyi O. //Strength of materials and theory of structures. 2022. Issue. 108. pp.189-202. <https://doi.org/10.32347/2410-547.2022.108.189- 202> .
- [7] NDRC. Effects of impact and explosion. Summary Technical Report Division 2, 1, National Defence Research Committee, Washington, DC, 1946. <https://apps.dtic.mil/sti/tr/pdf/AD0221586.pdf>
- [8] Amirikian A, 1950. Design of protective structures. Report NT-3726, Bureau of Yards and Docks, Department of the Navy. <https://www.osti.gov/servlets/purl/4390750>.
- [9] Kennedy, R.P. A review of procedures for the analysis and design of concrete structures to resist missile impact effects. Nucl. Eng. Design, 1976, 37, 183-203. [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(76\)90015-7](https://doi.org/10.1016/0029-5493(76)90015-7)
- [10] Kar, A.K. (1978) Local Effects of Tornado-Generated Missiles. Journal of the Structural Division, 104, 809-816. <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/JSDEAG.0004915>.
- [11] Zhang a, V.P.W. Shim b, G. Lu a, C.W. Chew a Resistance of high-strength concrete to projectile impact International Journal of Impact Engineeringhttps: Volume 31, Issue 7, August 2005, Pages 825-841//doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2004.04.009.
- [12] Shashwat Kapoor a 1, Sonalisa Ray a 2, Jagdish Prasad Sahoo b 2, Yugal Kishor Joshi c 3 Optimization of multi-layered composites against ballistic impact: A mesoscale approach Composite Structures. Volume 338, 15 June 2024, 118097. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0263822324002253>.
- [13] Jianzhong Lai, Jiehang Zhou, Xuexiang Yin, Xiaobo ZhengDynamic behavior of functional graded cementitious composite under the coupling of high speed penetration and explosionComposite Structures. Volume 274, 15 October 2021, 114326. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2021.114326>.
- [14] Anna L. Mina Michael F. Petrou Konstantinos G. Trezos Resistance of an Optimized Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete to Projectile ImpactBuildings. Building Materials, and Repair & Renovation 2021, 11(2), 63. <https://doi.org/10.3390/buildings11020063>.

## COMPARISON OF THE METHODS OF PENETRATION OF THE ENEMY'S AIR ATTACK MEANS IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OF CRITICAL INFRASTRUCTURE FACILITIES PROTECTION

**Bilyk S.I.**, ScD, Professor,  
vartist@ukr.net, ORCID: 0000-0001-8783-5892

**Bilyk A.S.**, PhD, Associated Professor,  
artem.bilyk@gmail.com, ORCID: 0000-0002-9219-920X

*Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv,  
Office of Innovative Projects of the Central Military-Scientific Department of the General Staff of  
the Armed Forces of Ukraine*

**Abstract.** On the basis of the literature review, trends in the development of studies of engineering protection of critical infrastructure objects were revealed. The review of scientific works revealed the direction of improving the physical and mechanical properties of building protective structures. It is noted that large-scale experimental and theoretical studies of reinforced concrete structures and reinforced concrete protective plates with the use of fiber were carried out. Experimental and theoretical studies of reinforced concrete protective structures on the impact of rockets and the subsequent explosion have been identified and summarized. The study of structures using different materials is shown. It was determined that one of the promising directions is the use of multilayer composite structures. The results of experimental studies by various authors were analyzed and it was concluded that air damage impacts should be classified into 4 categories: an impact, a soft impact, a hard impact of a projectile with a steel shell; a semi-solid impact is the impact of a missile whose outer shell is made of a composite material or a thin-walled titanium alloy. The authors also draw attention to the possibility of studying an all-plastic impact - the impact of a concrete-piercing warhead of a missile with a 20-22 mm titanium body, the impact is accompanied by the development of plastic deformations in the shell during penetration into the composite reinforced concrete layer. An overview of the main methods of calculating the penetration of combat units during an impact on defensive structures was carried out. The formulas of the main methods are based on the results of experimental and theoretical studies NDRC. Effects of impact and explosion. Summary Technical Report Division 2, 1, National Defense Research Committee, Washington, DC, 1946". A generalized conclusion is made regarding the use of the modified NDRC (USA) method for evaluating experimental studies.

**Keywords:** defensive structures, reinforced concrete structures, engineering protection, penetration, missiles, critical infrastructure facilities, Fortress Country.

УДК 624.014

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-85-94

## ПРОЄКТ РЕАБІЛІТАЦІЙНОГО ЦЕНТРУ ДЛЯ ВІЙСЬКОВОСЛУЖБОВЦІВ ТА ВЕТЕРАНІВ ВІЙНИ В М. ЖИТОМИР, ЯКИЙ ЗАЙНЯВ ПЕРШЕ МІСЦЕ В АРХІТЕКТУРНОМУ КОНКУРСІ «STEEL FREEDOM»

**Вознюк Л.І.**, к.т.н., доцент

leonid.i.vozniuk@lpnu.ua, ORCID: 0000-0001-9512-8338

**Баб'як В.І.**, к.арх., доцент

volodymyr.i.babiak@lpnu.ua, ORCID: 0000-0002-9672-0971

**Мазур Д.В.**, бакалавр

dmytro.mazur.ar.2020@lpnu.ua, ORCID: 0009-0003-1593-2847

**Лейбич С.Р.**, бакалавр

sofiia.leibych.ar.2020@lpnu.ua, ORCID: 0009-0006-1533-8284

**Кійко С.Ю.**, бакалавр

sofiia.kiiko.ar.2020@lpnu.ua ORCID: 0009-0001-0877-7645

**Іваськів Я.Я.**, бакалавр

yaroslav.ivaskiv.ar.2020@lpnu.ua, ORCID: 0009-0002-0869-4812

**Мицик О.С.**, магістр

oleksandr.mytsyk.mbdpts.2023@lpnu.ua, ORCID: 0009-0003-4935-159X

*Національний університет «Львівська політехніка»*

**Анотація.** Стаття присвячена дослідженню досвіду використання металевих конструкцій при проєктуванні реабілітаційних центрів на прикладі проєкту команди R-240 “Реабілітаційний центр для військовослужбовців та ветеранів війни в м. Житомир” для конкурсу “Steel Freedom”. Розглянуто застосовану конструктивну схему та розрахункову модель будівлі, поєднання прийнятих конструктивних рішень із архітектурними. Стаття має на меті довести переваги використання металевих конструкцій в проєктуванні та будівництві, реабілітаційних центрів. Результати дослідження будуть корисними для інженерів, архітекторів та студентів ВНЗ відповідних спеціальностей.

**Ключові слова:** сталевий каркас, структура, вузли, метод скінченних елементів.

**Вступ.** Через російське вторгнення в Україну велика кількість людей, в першу чергу військовослужбовців, отримала фізичні та психічні травми. Внаслідок цього зросла потреба в реабілітаційних центрах. Вони повинні бути збудованими в якомога швидші терміни, економічно доцільними, але при цьому залишатися зручними та функціональними. Перед інженерною та архітектурною спільнотою стоїть завдання знайти способи задовольнити ці вимоги. Для цього потрібно розглядати та досліджувати нові для нашої країни методи в проєктуванні таких об'єктів. Як відомо, металеві конструкції завдяки своїй високій надійності, індустріальності, можливості надання архітектурної виразності, ізотропності самого матеріалу й невразливості до різноманітних факторів посідають чільне місце у сфері будівництва. Враховуючи ці переваги, їхнє використання може бути доцільним при спорудженні реабілітаційних центрів. Взявши до уваги вищенаведене та вимоги до студентського конкурсного проєкту, викладені організатором конкурсу “Steel Freedom”, було розроблено проєкт команди R-240 “Реабілітаційний центр для військовослужбовців та ветеранів війни в м. Житомир” із застосуванням металевих великопролітних конструкцій.

**Аналіз останніх джерел досліджень і публікацій.** Для аналізу досвіду використання металевих каркасів при будівництві були обрані декілька будівель. AZ Alma Hospital -

медичний заклад, розташований у місті Екло, Бельгія [1]. Вестибюлем лікарні виступає атриум, акцентом якого є скляний дах. Конструкція має площу 1400 м<sup>2</sup> і здіймається на висоту 25 м. Поєднання сталевих конструкцій, алюмінієвих елементів, скла, жолобів, гідроізоляції робить цей проєкт унікальним у своєму регіоні. Unileão School Veterinary Hospital [2] - ветеринарний центр в Бразилії. Основним архітектурно-конструктивним рішенням проєкту є великий дах, відокремлений від будівлі, що забезпечує тінь і комфортний мікроклімат. Цей дах вигнутий і забезпечує вентиляцію за рахунок виходу гарячого повітря, а деякі зони обладнані напівпрозорими полікарбонатними листами, щоб використовувати переваги природного освітлення. Ця покрівля підтримується великопрольотними конструкціями.

Науковими дослідженнями сталевих несучих конструкцій займається багато науковців, зокрема в [3, 4] описано підхід до вибору найбільш оптимальної структурної сталевих конструкції на основі біоенергетичного методу, а в [5] подано реальні об'єкти, які запроєктовані із урахуванням цього методу. У [6] пропонується новий обчислювальний процес, який зменшує складність конструкцій просторових рамних конструкцій довільної форми за рахунок мінімізації варіативності їх з'єднань. Велика кількість складних вузлів часто призводить до похибок у монтажі, що в свою чергу може спричинити аварійні ситуації та прогресуюче обвалення конструкції [7], що дуже важливо враховувати при проєктуванні. У багатьох дослідженнях активно вивчаються питання оптимізації [8, 9] та раціоналізації [10-12] сталевих конструкцій.

**Постановка завдання.** Завданням роботи була розробка проєкту реабілітаційного центру для військовослужбовців та ветеранів війни в м. Житомирі, в архітектурному студентському конкурсі “STEEL FREEDOM”. Особливістю завдання є те, що будівля має бути запроєктованою із сталевих конструкцій, враховуючи сучасні реалії, які склалися в Україні.

**Основний матеріал і результати.** Використання металевих конструкцій в реабілітаційних центрах в Україні не є широко поширеною практикою, незважаючи на всі переваги такого рішення. Під час роботи над проєктом реабілітаційного центру для військовослужбовців та ветеранів війни в м. Житомир” було використано металевий каркас, проведено відповідні розрахунки, що доводять його ефективність. Окрім того, використання сталевих конструкцій дозволило створити впізнаваний фасад із консольною конструкцією вильотом 9 метрів (рис. 1). Використання сталевих конструкцій з можливістю розширення 1-3 поверхів за рахунок консолей дозволило ефективно використовувати простір і збільшити кількість палат на одному рівні. Це дозволило зменшити загальну висоту будівлі, забезпечивши при цьому необхідну функціональність і зручність для пацієнтів і персоналу. Зменшення загальної висоти будівлі важливо для інтеграції об'єкта в ландшафт і навколишнє середовище. Конструктивні елементи вирішено не приховувати, а навпаки, інтегрувати їх в архітектуру таким чином, щоб вони стали не лише функціональними, а й естетично привабливими елементами.



Рис. 1 (а,б). Візуалізації голованих фасадів з просторовою консольною конструкцією

Формотворення будівлі (рис. 2) розпочалося з розташування основного блоку з медичними приміщеннями та палатами вздовж ділянки, що забезпечує меридіальну орієнтацію, для максимальної інсоляції житлових приміщень. Ідея розділення будівлі на блоки була запроваджена з метою оптимізації функціональності. Так, їдальня та спортивні зали були

відокремлені у власні блоки, оскільки їх облаштування під житловими зонами не є ефективним через велику кількість вертикальних інженерних комунікацій для обслуговування палат пацієнтів.

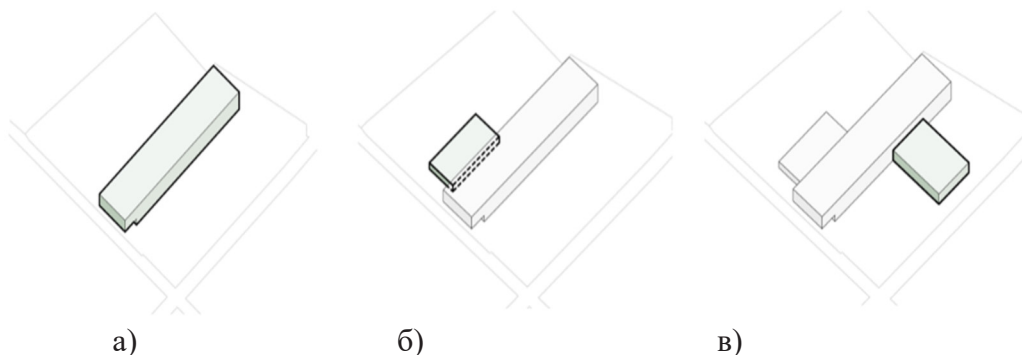


Рис. 2. Формотворення будівлі: а) – основні приміщення; б) – їдальня; в) - спортивний блок

Основним принципом при проектуванні реабілітаційного центру було зменшення протяжності і складності шляхів пересування пацієнтів. В центрі будівлі розташовано вестибюль з рецепцією, навколо якого сформовано декілька блоків. Вестибюль запроєктовано таким чином, щоб розділити потоки амбулаторних пацієнтів та пацієнтів стаціонару. Послідовність відвідування процедур та тренувань пацієнтів зумовлює розташування лікувальних та спортивних приміщень поруч. Вид з їдальні розкривається на тиху частину ділянки. Розташування приміщень персоналу та адміністрації мінімізує потребу в пересуванні пацієнтів цим блоком.

Ліфти у вестибюлі забезпечують максимально швидкий та зручний доступ пацієнтів стаціонару до їдальні та реабілітаційних приміщень. Також завдяки цьому розосереджено потоки пацієнтів амбулаторії та стаціонару. Протипожежну безпеку забезпечено великою кількістю евакуаційних виходів з будівлі та наявністю незадимлюваних зон, з'єднаних вертикальними комунікаціями.

Житлові палати знаходяться на 2, 3 та 4 поверхах. На кожному поверсі запроєктовані зони для відпочинку та комунікації пацієнтів, на 2 і 3 поверхах є відкриті озеленені тераси. Окрім рекреаційної функції вони виконують також і естетичну.

Конструктивна схема запроєктованого реабілітаційного центру – металевий рамно-в'язевий каркас (рис. 3), у якому колони та ригелі формують основні плоскі тримальні одиниці системи каркасу – поперечні рами (рис. 4).

Оскільки будівля має досить великі розміри в плані (91,5×68,9 м в осях), різну висоту окремих частин та є багатофункційною, то від добових, річних коливань температури та різних температурно-вологісних режимів експлуатації приміщень існує ймовірність виникнення значних деформацій елементів каркасу. Щоб уникнути появи неконтрольованих несприятливих переміщень та розмежувати різні за призначенням зони, будівлю розділено деформаційними (температурними) швами [13] на три блоки. Кожен блок представляє собою незалежний каркас, непов'язаний із поруч розташованими конструкціями.

Жорсткість та стійкість каркасу в поперечному напрямку (у площині рами) забезпечується жорсткістю самих елементів і жорсткими з'єднаннями ригелів з колонами; у повздовжньому напрямку (перпендикулярно до площини рами) – групами вертикальних зв'язків. Крім цього, вагому роль у створенні геометричної незмінності відіграють монолітні ліфтові шахти-ядра та диски перекриттів по профнастилу, що перешкоджають взаємному зсуву вертикальних елементів.



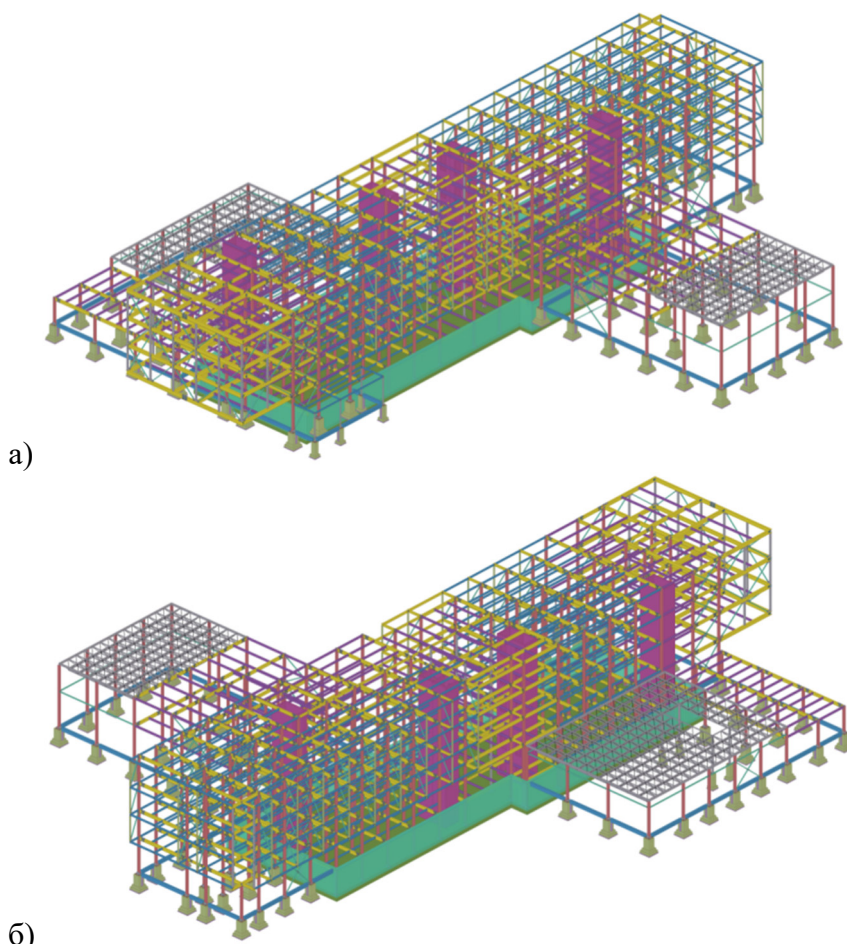


Рис. 3. Конструктивна модель каркасу:  
а) – передній вигляд каркасу; б) – задній вигляд каркасу

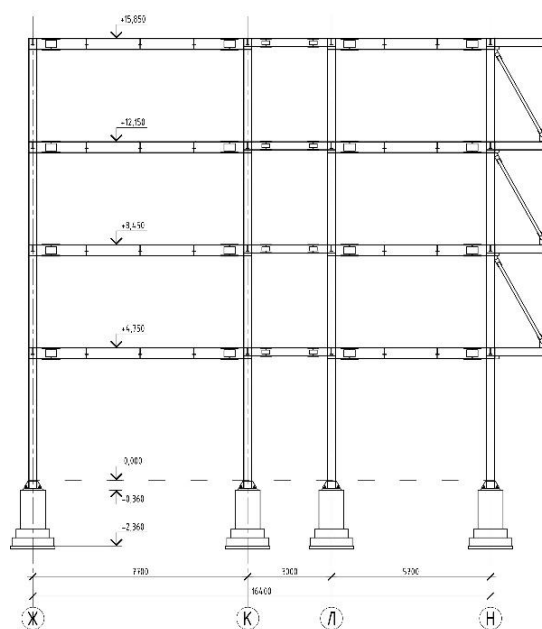


Рис. 4. Типова поперечна рама правої частини основного блоку будівлі

Системи в'язей запроєктовано окремо для кожного температурного блоку будівлі [13]. Застосовано хрестові в'язі в площині фасадів та порталні – в місцях проходів для збереження функціональності внутрішнього об'єму. Поперечний переріз в'язей – труба профільна квадратного перерізу. В'язі забезпечують правильну роботу каркасу (рис. 5), сприймають горизонтальні зусилля та передають їх на фундаменти.



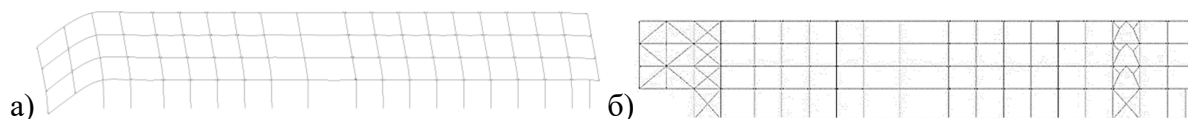


Рис. 5. Схеми роботи каркасу:

а) – некоректна робота каркасу (відсутні в'язі); б) – правильна робота каркасу

Своєрідною особливістю каркасу є просторова консольна конструкція з вильотом 9 м. Високе співвідношення між міцністю і густиною сталі та отримані допустимі значення прогинів [14] у розрахунковій програмі (рис. 6) доводять доцільність використання сталевих конструкцій та реальність реалізації задуму.

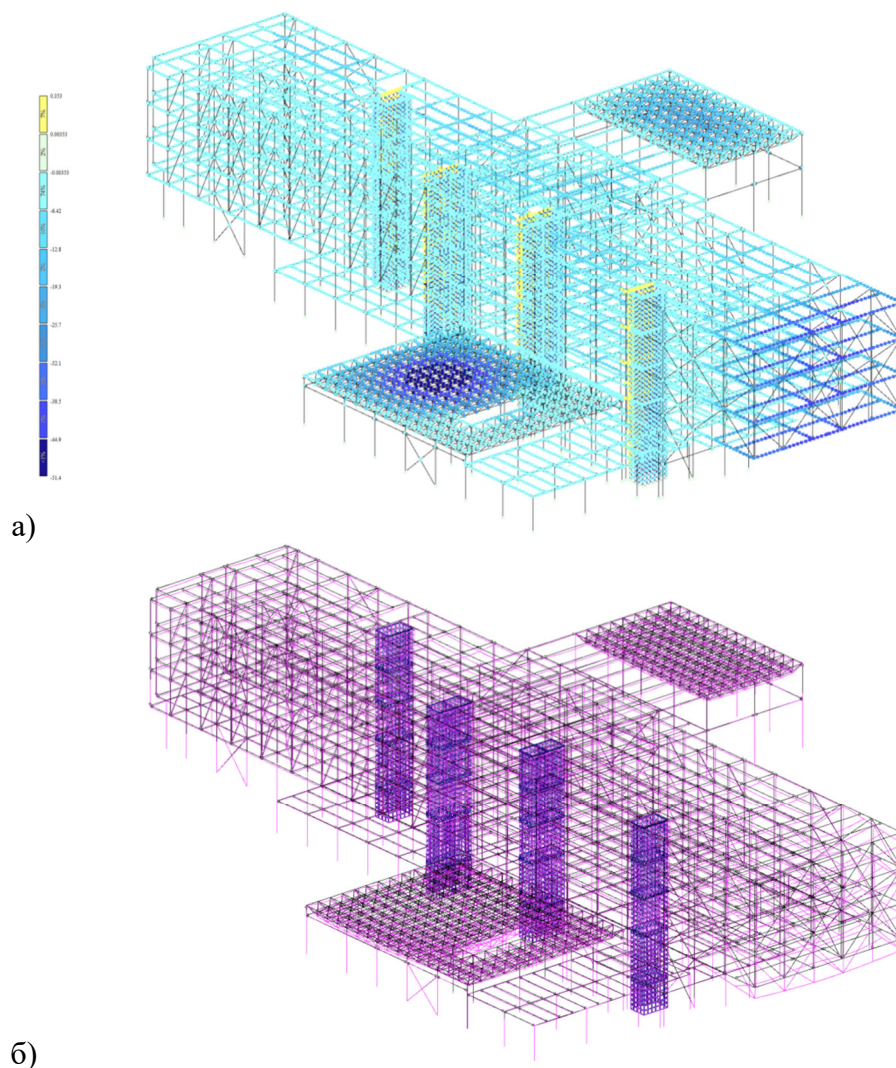


Рис. 6. Розрахункова схема каркасу: а) – мозаїка переміщень елементів каркасу вздовж осі Z; б) – вихідна та деформована схеми

Покриття басейну та їдальні – просторові стержневі структури на основі пентаедрів із будівельною висотою 1 м, що дозволили перекрити великі прольоти та надати архітектурної виразності приміщенням, зберігаючи їхню висоту (рис. 7). Така конструкція дискретно розподіляє зусилля всередині системи й передає їх на опори. Сила, прикладена до будь-якого вузла структури, спочатку викликає зусилля в елементах, які безпосередньо примикають до цього вузла, а потім – просторову реакцію всієї системи, що нагадує реакцію суцільного середовища. При завантаженні структури можна зауважити, що розподілення потенціальної енергії деформації у місцях виникнення найбільших розтягувальних зусиль є близьким до рівномірного, що є черговою перевагою таких конструкцій [3, 5].



Рис. 7. Інтер'єр їдальні з просторовими стержневими структурами на основі пентаєдрів

На жаль, наразі українські підприємства не мають можливості виготовляти всього переліку прокатних профілів, виробництво яких велося на знищених росією металургійних комбінатах. Зважаючи на цей виклик сьогодення, було застосовано зварні складені перерізи та профілі наявні в Україні, зокрема й імпортні з країн Європейського Союзу. Відповідно до вимог конкурсного проєкту детально розроблено характерні вузли будівлі:

1. Жорстка база колони із траверсами (рис. 8).
2. Жорстке з'єднання з привареними до колони опорними частинами ригелів і виносними стилями на високоміцних болтах та шарнірне з'єднання другорядних балок з колоною (рис. 9).

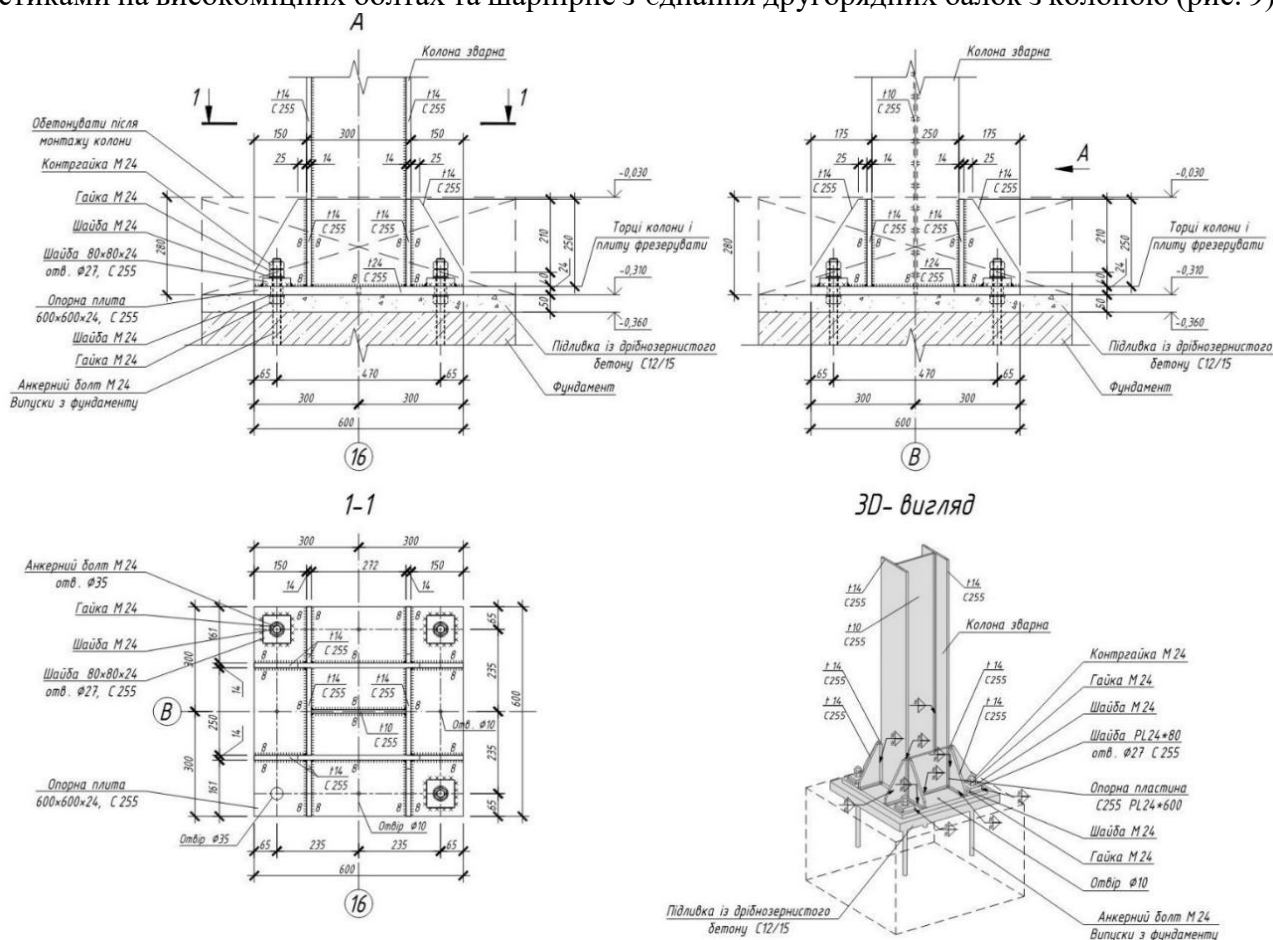


Рис. 8. Вузол з'єднання колони з фундаментом

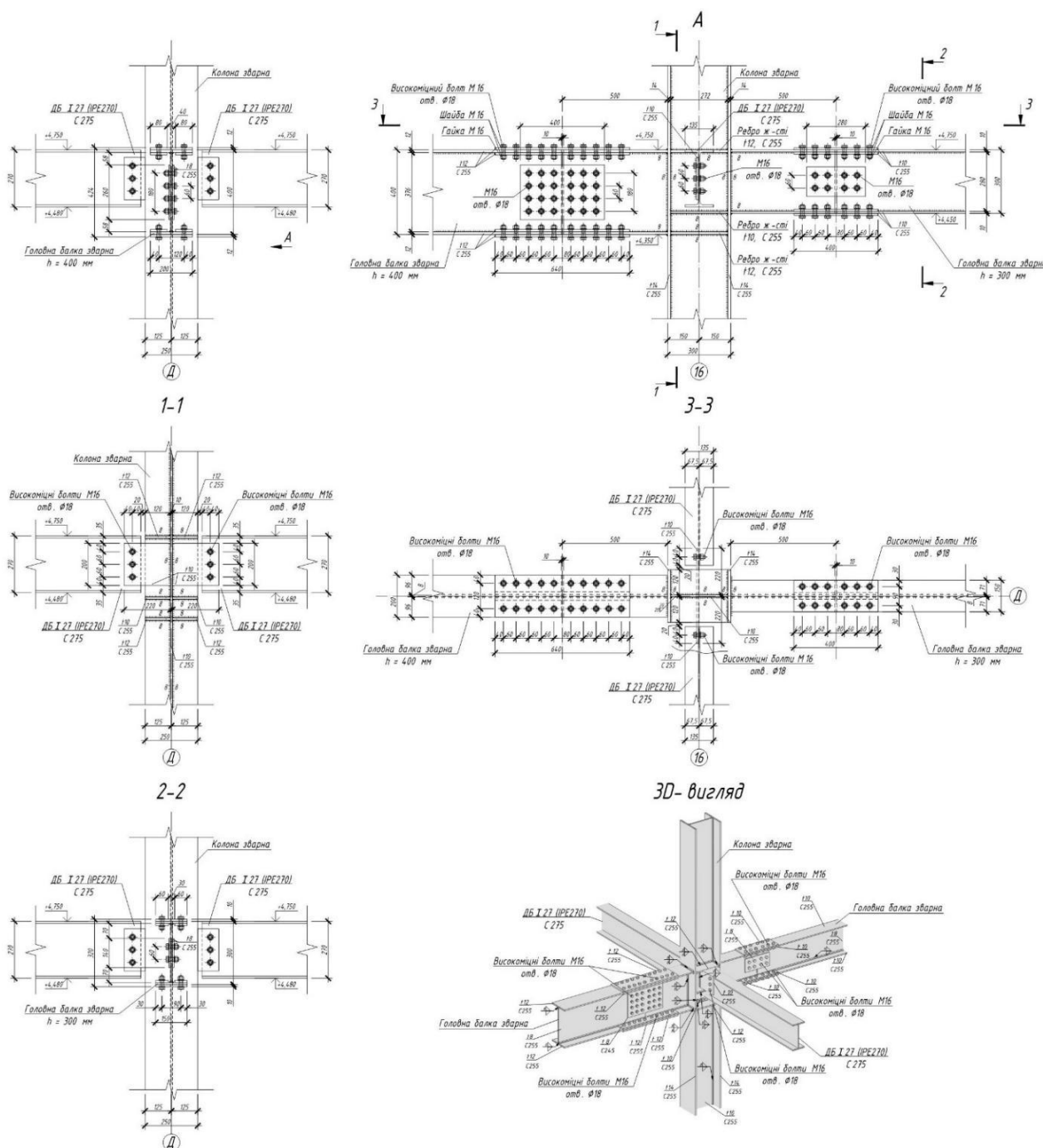


Рис. 9. Вузол з'єднання ригелів з колоною

Фізична реалізація та легкість монтажу каркасу підтверджується обраним способом компоновки на відправні елементи.

**Висновки.** При створенні проєкту були розглянуті особливості металевого каркасу в контексті актуальних для України реалій часу, способи його використання для підкреслення особливостей архітектурного образу. У світлі сучасних викликів та потреб, створення реабілітаційних центрів для військовослужбовців та ветеранів стає надзвичайно важливою соціальною місією. Проектування цих об'єктів вимагає ретельних обрахунків, адже забезпечення економічної доцільності проектування є також важливим аспектом в контексті країни, що розвивається і має обмежені ресурси. Сталеві конструкції є надійними, відносно дешевими та відкривають нові можливості для архітекторів та конструкторів. Приклад використання їх в представленому проєкті доводить, що вони якнайкраще підходять для

зведення нових будівель та споруд, а також реконструкції існуючих об'єктів під час післявоєнної відбудови України.

### Література:

1. Luco, A. Unileão School Veterinary Hospital / Lins Arquitetos Associados. ArchDaily. [https://www.archdaily.com/1011616/unileao-school-veterinary-hospital-lins-arquitetos-associados?ad\\_source=search&ad\\_medium=projects\\_tab](https://www.archdaily.com/1011616/unileao-school-veterinary-hospital-lins-arquitetos-associados?ad_source=search&ad_medium=projects_tab)
2. Caballero, P.. Educán School for Dogs, Humans and Other Species / Eeestudio + Lys Villalba. ArchDaily. <https://www.archdaily.com/972435/educan-school-for-dogs-humans-and-other-species-eeestudio-plus-lys-villalba>.
3. Vozniuk L. Selection of a Variant Steel Space Truss Structure Based on the Bioenergetic Method // Lecture Notes in Networks and Systems. – 2024. – Vol. : 807: 2nd International conference on Smart technologies in urban engineering, STUE 2023, 8–10 June 2023. P. 104–116.
4. Шмуклер В. С., Вознюк Л. І., Бережна К. В. Енергетичний портрет конструктивної системи як критерій варіантного проектування // Вісник ХНАДУ. 2022. Вип. 98. С. 136–143.
5. Lachowicz M., Shmukler V., Kot H., Vozniuk L., Demchyna K. Use of innovative solutions in the area of construction process planning // AIP Conference Proceedings. – 2023. – Vol. 2949, iss. 1 : XI International scientific session on Applied mechanics, 18 November 2022, Bydgoszcz, Poland.
6. Koronaki A., Shepherd P., Evernden M.: Rationalization of freeform space-frame structures: Reducing variability in the joints. International Journal of Architectural Computing, vol. 18, pp. 84-99 (2020).
7. Lee T.-U., Liu Y., Xie Y.M.: Dividing a Sphere Hierarchically into a Large Number of Spherical Pentagons Using Equal Area or Equal Length Optimization. CAD Computer Aided Design, vol. 148, 116016 (2022).
8. Yan S., Zhao X., Chen Y., Xu Z., Lu Y.: A new type of truss joint for prevention of progressive collapse. Engineering Structures, vol. 167, pp. 203-213 (2018).
9. Sun G., Xiao S., Qu X., Zhuang P.: Experimental and numerical study on truss string structure considering hysteretic performance asymmetry. Journal of Building Engineer-ing, vol. 70, Article number 106311 (2023).
10. Shmukler, V.: About one approach to the formation of design technology of rational designs; Bulletin of Kharkiv National Automobile and Highway University, vol. 98, pp. 93-113 (2022).
11. Shmukler, V., Babaev, V., Shimanovskyi, O. and other.: Rational Design of Structural Building Systems; Berlin: DOM publishers – 384 p. (2020).
12. Koronaki A, Shepherd P, Evernden M.: Geometry optimization of space frame structures for joint modularity. In: Adriaenssens S, Mueller C (eds) IASS annual symposium: creativity in structural design, Boston, MA, pp. 16–20 (2018).
13. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014. 199 с.
14. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Вимоги до проектування. - 10 с.

### References:

- [1] Luco, A. Unileão School Veterinary Hospital / Lins Arquitetos Associados. ArchDaily. [https://www.archdaily.com/1011616/unileao-school-veterinary-hospital-lins-arquitetos-associados?ad\\_source=search&ad\\_medium=projects\\_tab](https://www.archdaily.com/1011616/unileao-school-veterinary-hospital-lins-arquitetos-associados?ad_source=search&ad_medium=projects_tab)
- [2] Caballero, P.. School for dogs, people and other species / Eeestudio + Lys Villalba. ArchDaily. <https://www.archdaily.com/972435/educan-school-for-dogs-humans-and-other-species-eeestudio-plus-lys-villalba>.
- [3] Vozniuk L. Selection of a variant of steel spatial truss structure based on the bioenergy method // Lecture notes on networks and systems. - 2024. - Issue 807: 2nd International Conference on Smart Technologies in Urban Construction, STUE 2023, 8-10 June 2023 - P. 104-116.



- [4] Shmukler V.S., Vozniuk L.I., Berezhna K.V. Energy portrait of a constructive system as a criterion for variant design // Bulletin of Kharkiv National Automobile and Highway University. 2022. Issue 98. Pp. 136-143.
- [5] Lakhovych M., Schmukler V., Kot G., Vozniuk L., Demchyna K. The use of innovative solutions in the field of planning construction processes // AIP Conference Proceedings. 2023. Vol. 2949, iss. 1: XI International Scientific Session on Applied Mechanics, 18 November 2022, Bydgoszcz, Poland.
- [6] Koronaki A., Shepherd P., Evernden M.: Rationalisation of free-form space-frame structures: Reducing variability in connections. International Journal of Architectural Computing, vol. 18, pp. 84-99 (2020).
- [7] Li, T.-W., Liu, Y., Xie, Y.M.: Hierarchical partitioning of a sphere into a large number of spherical pentagons using equal area or equal length optimisation. CAD Computer Aided Design, vol. 148, 116016 (2022).
- [8] Yan S., Zhao X., Chen Y., Xu Z., Lu Y.: A new type of truss connection to prevent progressive failure. Structural Engineering, vol. 167, pp. 203-213 (2018).
- [9] Sun G., Xiao S., Qu X., Zhuang P.: Experimental and numerical study of string truss structure considering hysteresis asymmetry of characteristics. Journal of Structural Engineering, volume 70, article number 106311 (2023).
- [10] Schmuckler, W.: About one approach to the formation of technology for designing rational structures; Bulletin of Kharkiv National Automobile and Highway University, vol. 98, pp. 93-113 (2022).
- [11] Schmuckler, V., Babayev, V., Shimanovsky, O. et al: Rational design of structural building systems; Berlin: DOM publishers. 384 p. (2020).
- [12] Koronaki, A., Shepherd, P., Evernden, M.: Optimising the geometry of spatial frame structures for joint modularity. In: Adriaenssens S, Mueller C (eds) IASS annual symposium: creativity in structural design, Boston, MA, pp. 16-20 (2018).
- [13] DBN V.2.6-198: 2014. Steel structures. Design standards. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2014. 199 c.
- [14] DSTU B V.1.2-3: 2006 deflections and displacements. Design requirements. 10 c.

## PROJECT OF A REHABILITATION CENTRE FOR MILITARY PERSONNEL AND WAR VETERANS IN ZHYTOMYR, WHICH WON FIRST PLACE IN THE «STEEL FREEDOM» ARCHITECTURAL COMPETITION

**Vozniuk L.I.**, PhD in Engineering, Associate Professor  
leonid.i.vozniuk@lpnu.ua, ORCID: 0000-0001-9512-8338

**Babiak V.I.**, Candidate of Architecture, Associate Professor  
volodymyr.i.babiak@lpnu.ua, ORCID: 0000-0002-9672-0971

**Mazur D.V.**, Bachelor Student  
dmytro.mazur.ar.2020@lpnu.ua, ORCID: 0009-0003-1593-2847

**Leibych S.R.**, Bachelor Student  
sofiia.leibych.ar.2020@lpnu.ua, ORCID: 0009-0006-1533-8284

**Kiiko S.**, Bachelor Student  
sofiia.kiiko.ar.2020@lpnu.ua ORCID: 0009-0001-0877-7645

**Ivaskiv Y.**, Bachelor Student  
yaroslav.ivaskiv.ar.2020@lpnu.ua, ORCID: 0009-0002-0869-4812

**Mytsyk O.S.**, Master Student  
oleksandr.mytsyk.mbdpts.2023@lpnu.ua, ORCID: 0009-0003-4935-159X  
*Lviv Polytechnic National University*

**Annotation.** The article is devoted to the study of the experience of using metal structures in the design of rehabilitation centres on the example of the project of the R-240 team ‘Rehabilitation Centre for Military Personnel and War Veterans in Zhytomyr’ for the Steel Freedom competition. Due to the Russian invasion of Ukraine, a large number of military personnel have suffered physical and mental injuries. As a result, the need for rehabilitation centres has increased. The engineering and architectural community is faced with the challenge of finding ways to meet these demands. Metal structures, due to their high reliability, industrial nature, the ability to provide architectural expression, the isotropic nature of the material itself and their invulnerability to various factors, are best suited for this purpose. When working on the project of a rehabilitation centre for military personnel and war veterans in Zhytomyr, a metal frame was used, and relevant calculations were carried out to prove its effectiveness. The structural scheme of the projected rehabilitation centre is a metal frame and ligature frame, in which columns and crossbars form the main flat supporting units of the frame system - transverse frames. As the building is quite large in plan (91.5×68.9 m in axes), has different heights of individual parts and is multifunctional, there is a possibility of significant deformation of the frame elements due to daily and annual temperature fluctuations and different temperature and humidity conditions of the premises. To avoid uncontrolled adverse movements and to differentiate between zones with different purposes, the building is divided into three blocks by expansion joints. Each block is an independent frame that is not connected to adjacent structures. A distinctive feature of the frame is the spatial cantilever structure with a 9 m overhang. The high ratio between the strength and density of steel and the permissible deflection values obtained in the calculation programme prove the feasibility of using steel structures and the reality of the plan. The study proves that the use of a metal frame is best suited for the construction of new buildings and structures, as well as the reconstruction of existing facilities during the post-war reconstruction of Ukraine.

**Keywords:** steel frame, structure, nodes, finite element method

УДК 624.076.2

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-95-104

## ТЕХНОЛОГІЧНІ РИЗИКИ НА ЕТАПІ ДЕМОНТАЖУ КРАНОВИХ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ

Гібаленко О.М., д.т.н., професор,  
grin196102@gmail.com, ORCID:0000-0003-2979-5225

Гібаленко В.А., к.т.н., доцент,  
vita.ktn@gmail.com, ORCID: 0000-0001-5590-6641  
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М.Шимановського», м. Київ

Терещенко С.А., аспірант,  
tsa73@ukr.net, ORCID: 0009-0006-0675-4681

ТОВ «СВІТОВІ СТАНДАРТИ», м. Київ  
Ткаченко Є.Ю., аспірант,  
tkachenko-sert@ukr.net, ORCID: 0009-0009-7902-012X  
ТОВ «ПЕРШЕ УКРАЇНСЬКЕ ЕКСПЕРТНЕ БЮРО», м. Київ

**Анотація.** Стаття присвячена дослідженню зниження ризиків можливого виникнення виробничих небезпек під час демонтажу металоконструкцій баштового крана в умовах обмеженого простору будівельного майданчику, розташованого в зоні міської агломерації.

Представлені розробки з аналізу процесу демонтажу баштового крана в умовах обмеженого простору будівельного майданчика та міської забудови. Мета наукової роботи – виявлення факторів, що впливають на безпеку технологічного процесу демонтажу, аналіз і систематизація даних про хід робіт в умовах обмеженого простору будівельного майданчика, з'ясування варіантів демонтажу кранів, які є найбільш вигідним для підприємства. Запропонована методика спрямована на зниження ризиків технологічного процесу демонтажу підкранових конструкцій та розмірів збитку, що є актуальним завданням у сфері будівництва.

**Ключові слова:** технологія робіт, безпека, будівництво, ризики, демонтаж, металоконструкції, будівельні майданчики, робочий простір, баштовий кран, транспортні мережі, виробничі фактори.

**Постановка проблеми.** Забезпечення технологічної безпеки в будівельній галузі економіки, запобігання виникненню аварій і надзвичайних ситуацій техногенного характеру є основою створення безпечних умов життєдіяльності та невід'ємною частиною функціонування будівельної галузі в цілому [1].

Неприпустимість подальшого зниження рівня безпеки та зменшення надійності важливих об'єктів будівництва під час експлуатації вантажопідіймальних механізмів, конструкцій, механізмів, незадовільний стан устаткування та інженерних мереж, що працюють в умовах обмеженого виробничого простору та становлять потенційну небезпеку для життєдіяльності, відсутність системного підходу до розв'язання цієї задачі зумовлюють необхідність використання системного підходу до рішення проблеми забезпечення технологічної безпеки та зниження ризиків.

Вимоги забезпечення надійності металоконструкцій вантажопідіймних механізмів зумовлені необхідністю зниження рівня ризиків на методологічній основі з використанням процесного підходу, що визначено на міжнародному рівні вимогами стандарту ISO 9001/МЕК 300-1. При використанні принципів процесного підходу здійснюється постановки та реалізації завдання управління експлуатаційним терміном служби, забезпечення надійності включаючи обґрунтування послідовності етапів для оцінки живучості будівельних металоконструкцій на основі принципів робастного проектування, вдосконалення та контролю заходів технології виконання робіт [2].

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Дослідження спрямовані на забезпечення можливості продовження ресурсу конструкцій за рахунок використання методів, що обумовлюють довговічність відповідних матеріалів з одночасним раціональним конструюванням, розробкою та використанням виразних архітектурних форм і об'ємно-планувальних та технологічних рішень. Використання умов надійності та конструктивної раціональності з одночасною розробкою методів демонтажу, транспортування і довгострокового зберігання досягається шляхом забезпечення технологічної безпеки з урахуванням методології загального управління якістю. Значний рівень зносу при збільшенні часу знаходження у несприятливих умовах є загрозами зниження якості вантажопідіймального обладнання, а власно будівель і споруд, що тягне за собою підвищення вимог до поліпшення експлуатаційних властивостей конструкцій, що втрачають якість [3].

**Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми.** Життєвий цикл металоконструкцій вантажних кранів визначений значним часовим інтервалом. Для отримання достовірної інформації та даних на основі статистичного аналізу ушкоджень, недоліків, недосконалостей необхідний часовий проміжок, за якого ускладнено збирання, оброблення, накопичення та зберігання інформації. При цьому, характеристики надійності можуть бути визначені на основі властивостей конструкції та експлуатаційного середовища, що мають масовий характер і оцінюються статичними методами. До цих властивостей належать: властивості матеріалів конструкцій; величини зовнішніх впливів, які часто повторюються і реєструються; геометричні параметри будівель, споруд та їхніх конструктивних елементів; характеристики вузлів, сполучень і з'єднань вантажопідіймальних механізмів. Ці параметри в теорії надійності визначають як базисні змінні  $X_1, X_2, \dots, X_i$ , які не можуть бути подані математично як випадкові величини або стохастичні процеси і знайдені на основі натурних досліджень. При цьому граничний стан конструкції (наявність недоліків, недосконалостей, пошкоджень) визначається як функція базисних змінних [4]. Для розв'язання основної задачі теорії надійності несучих будівельних конструкцій і теоретичного визначення ймовірності настання стану відмови використовується вихідна інформація - отримані статистичні дані про базисні змінні  $X_i$ .

Дослідження стану конструкцій, що демонтуються, з урахуванням найбільш несприятливого поєднання технологічних впливів та стану елементів були розглянуті відповідно методичного підходу з обґрунтування складу і структури параметрів довговічності конструкцій для управління технологічною безпекою шляхом зниження ризиків. Це свідчить про можливість забезпечення ресурсу конструкцій за рахунок комбінованого використання методів аналізу, що обумовлюється раціональною технологічною стратегією, розробкою та використанням передових засобів планування та забезпечення раціональності будівельних процесів [5].

**Постановка цілей і завдань досліджень.** Метою роботи є виявлення чинників, що впливають на безпеку технологічного процесу демонтажу несучих конструкцій та механізмів кранового обладнання, аналіз і систематизація даних щодо процесу виконання робіт в умовах обмеженого простору будівельного комплексу майданчика, виявлення варіантів демонтажу кранів, найбільш вигідних для підприємства, та урахування існуючих недоліків, недосконалостей, пошкоджень. Проведено дослідження з аналізу процесу демонтажу баштових кранів в умовах обмеженого простору будівельного майданчика та міської агломерації. Методика спрямована на зниження ризиків технологічного процесу демонтажу кранових конструкцій, є актуальним завданням у галузі цивільного будівництва.

**Основний матеріал і результати.** Крани значної вантажопідйомності багато в чому полегшують сучасне будівництво і забезпечують створення оригінальних форм конструкцій при дотриманні якості і термінів будівництва. У роботі йдеться про етап будівництва після завершення «чорнового будівництва» комплексу будівель житлового району. Процес демонтажу баштового крану та переміщення його до місця тривалого зберігання відбувається згідно з графіком роботи та вимогами технологічних правил і правил безпеки (рис. 1). При аналізі технологічного прогресу будівництва з використанням підйомних пристроїв



використовується методика «моделі систем масового обслуговування» [6] для визначення необхідного часу з демонтажу металоконструкцій крана та його механізмів.

Для демонтажу баштового крана LIEBHERR 125 EC-B6 було використано додаткове підйомне обладнання – телескопічний кран LIEBHERR LTM 1100-4.2 (рис. 2). Виходячи з досвіду попередньої операції, цей процес є травмонебезпечним і трудомістким, вимагає присутності та участі кваліфікованих фахівців, які мають необхідний досвід і допуск з професійної компетентності.



Рис. 1. Розташування баштового крана в комплексі будівельного майданчика



Рис. 2. Обмежений простір будівельного майданчика для демонтажу кранових конструкцій

Демонтаж конструкцій проводився із забезпеченням безпеки робітників, які працювали на будівельному майданчику (оздоблювальних роботах) у повній відповідності до норм і правил нормативних документів і законодавчих актів. Роботи виконувала монтажна організація, яка відповідала наступним вимогам:

- має технічну компетентність для проведення демонтажу кранових конструкцій та механізмів відповідно до норм безпеки та технічних норм;
- оснащена необхідним обладнанням на демонтаж крана, а також засобами і матеріалами відповідної якості;
- має кваліфіковану та атестовану бригаду робітників з достатнім досвідом виконання даного виду робіт, а також вмінням керувати механізмами крана (рис. 3 а);
- має систему контролю за якістю виконаних робіт та працездатністю конструкцій.

Процес демонтажу є демонтажем елементів крана і пов'язаний з підвищеною небезпекою, оскільки демонтовані частини баштового крана мають велику вагу і складну технологічну конструкцію (рис. 3 б). Прийнята технологічна процедура демонтажу металоконструкцій і механічного обладнання баштового крану проходила в кілька етапів:

1. Визначено організаційні елементи будівельного виробництва, які наведені в проекті організації будівництва та проекті виробництва.

2. Визначено характерні особливості розміщення основного вантажопідйомного обладнання, задіяного у виробничому процесі – монтажних кранів на будівельному майданчику.

3. Визначено місця розташування інженерних мереж, доріг будівництва та інших шляхів, у тому числі збережених на території будівництва зелених насаджень (дерев, кущів).

4. Кран розділено на окремі елементи для зручності демонтажу та перенесення з території будівельного майданчика.



б)



а)

Рис. 3. Дотримання вимог технології роботи – залучення висококваліфікованих спеціалістів з достатнім досвідом роботи: а) демонтаж механізмів; б) розбирання стріли баштового крана

5. Попередня інспекція будівельного майданчика спеціалістами монтажно-ї організації для огляду крана, визначення типу демонтажного обладнання та його технологічних особливостей.

6. Внесені доповнення та зміни до технологічного проекту, які відповідали всім нормам безпеки проведення демонтажних робіт.

7. Погодження із замовником проекту, вартості робіт та інші організаційних заходів:

- дозвіл на в'їзд і виїзд на будівельний майданчик;

- погодження дозволу з управлінням дорожнього господарства на тимчасове обмеження руху (в тому числі громадського транспорту) з метою руху вулицями міста.

Важливість управління процесом демонтажу крана впливає з ризику аварій баштових кранів, що використовуються в будівництві. Розглянутий перелік ризиків, які виникають за наявності факторів або причин, що їх викликають, наведено на схемі на (рис. 4).

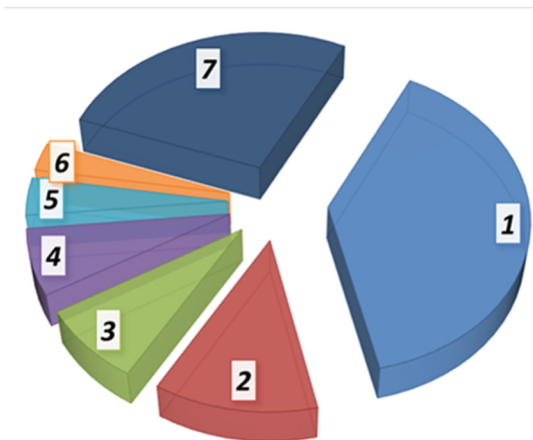


Рис. 4. Основні фактори виникнення трудових ризиків

Особливості розбирання та демонтажу крана включали етапи роз'єднання вузлів і демонтажу окремих елементів, механізмів згідно, з проектом, переміщення на визначені



майданчики для подальшого транспортування з простору виконання робіт, завантаження на платформи та вивезення з будівельного майданчика. Процес демонтажу крана відбувався в порядку, протилежному монтажу конструкцій. При цьому враховувався фактор розташування інших монтажних механізмів різного типу на будівельному майданчику (рис. 8). З метою раціонального використання будівельної ділянки простір демонтажу розділили на блоки, а роботи – на цикли. Усі цикли виконувалися за допомогою автокрана.

Важливим аспектом було положення механізму повороту стріли. Кран був демонтований після будівництва будівлі, що обумовлювало обмеженість місця для переміщення стріли та інших частин. Критерії обмеженості простору для проведення робіт на будівельному майданчику забудованої частини міст встановлені згідно з діючими нормами і характеризуються наявністю низки суттєвих чинників:

- інтенсивний рух міського транспорту та пішоходів у безпосередній близькості від місця проведення робіт, що потребує обмеженості демонтажу та транспортування монтажних елементів;

- розгалужена мережа існуючих підземних інженерних комунікацій, які потребують підвіски або нового прокладання (включаючи підземний паркінг - обмеження навантаження на плиту перекриття в місцях руху тягачів і напівпричепів);

- житлова громадська забудова, а також зберігання та відновлення зелених насаджень;

- обмеженість простору умов зберігання матеріалів або неможливість їх зберігання на будівельному майданчику для забезпечення виконання робіт;

- необхідність дотримання вимог правил техніки безпеки (проектом організації будівництва передбачено обмеження повороту стріли баштового крана).

Роботи проводилися в міській забудові. Важливою проблемою були будівлі в безпосередній близькості від будівельного майданчика, які потрапили в зону досяжності крана. Башту крана необхідно було розташувати так, щоб її стріла проходила між існуючими конструкціями і в той же час був обмежений кут нахилу стріли. Межа небезпечної зони крана визначається відповідно до вимог норм щодо відстані відльоту вантажу у разі його падіння під час руху краном. Зменшення відстані можливого падіння демонтованих елементів крана забезпечується в окремих зонах, в межах будівельного майданчика розвантаження вантажів і складування матеріалів. Ці зони позначені на робочих схемах. Відповідно до робочого проекту для зменшення розмірів небезпечного простору крана були вжиті наступні заходи:

- встановлені обмежувачі повороту стріли крана;

- забезпечено функціонування координатного захисту крана;

- обмежено до мінімуму швидкість обертання стріли крана в робочій зоні (якщо відстань від вантажу, що транспортується, до межі зони менше 5 м);

- переміщення вантажів на ділянках, розташованих на відстані менше 5 м від межі небезпечної зони, здійснювалося з використанням запобіжно-захисних пристроїв, що запобігають падінню вантажу;

Використання автокрана для демонтажу конструкції баштового крана дозволило в найкоротші терміни підготувати демонтовану стрілу та частини баштової конструкції на окремі блоки (рис. 5). Довжина блоків у транспортному положенні коливалася від 7,5 до 12,0 м. Розміри опори монтажного крана становили 6×6×7 м. Для переміщення крана за межі місця установки використовувалися платформи зі спеціальними поворотними колесами, які дозволяють маневрувати з невеликим радіусом. Радіус розвороту не перевищував 50 метрів. Демонтовані частини крана складали у відповідному місці – проїзді на будівельному майданчику, а потім за допомогою автокрана вантажили частинами на платформи і вивозили з будівельного майданчика (рис. 6).

Економічна оцінка вартості робіт, що проводяться при демонтажі кранових конструкцій, враховує наступних факторів:

- модель (тип) крана, що демонтується, його розташування на будівельному майданчику, умови його роботи для демонтажу стріли, башти та механічного обладнання крана;

- трудомісткість робіт з демонтажу та транспортування конструкцій до місця тривалого зберігання;
- умови доступу до вузлів та споруд баштового крана, умови існуючого будівельного майданчика та тісноту існуючої забудови;
- наявність іншої будівельної техніки під час виконання робіт.



Рис. 5. Розміщення частини конструкції стріли баштового крана на вантажівці



Рис. 6. Вивезення з будівельного майданчика металоконструкцій баштового крана в зоні міського руху

Моделювання взаємодії факторів і параметрів навколишнього середовища [7, 8] (система БАШТОВИЙ КРАН – ЗОНА ЗАБУДОВИ – ВНУТРІШНІ ТА ЗОВНІШНІ ВПЛИВИ) здійснюється за допомогою орієнтованого ациклічного графа (рис. 7).



Рис. 7. Модель системи обслуговування «БАШТОВОГО КРАНУ - БУДІВЕЛЬНИЙ МАЙДАНЧИК - ВНУТРІШНІ ТА ЗОВНІШНІ ВПЛИВИ»

Процедура оцінки ризику процесу демонтажу конструкції баштового крана та взаємодії внутрішніх параметрів з факторами істотного зовнішнього впливу представлена структурною схемою, яка визначає стан моделі в кожен момент часу  $t$  значеннями вхідні –  $F_i$ , внутрішні –

**IN<sub>i</sub>** та вихідні – **OP<sub>i</sub>** координати, при цьому вхідні та внутрішні – змінні, а вихідні – функція [9]. Графічне зображення процесу діагностики при виконанні процедури моніторингу розбирання конструкції баштового крану представлено у вигляді блок-схеми (рис. 8).

Умовний поділ предмета дослідження (**CCO**) на складові пов'язаний з рядом об'єктивних умов і суб'єктивних припущень. Складовими **Sb** вибирають конструкції, деталі, вузли, що утворюють окремі самостійні системи або елементи (вузли, елементи, вузли, металеві конструкції або інженерно-технологічне обладнання, інструмент тощо). Об'єкт керування як логічна система може бути заданий графічно, аналітично, фізичною моделлю чи іншою віртуальною формою, придатною для обробки обчислювальними методами [10, 11].

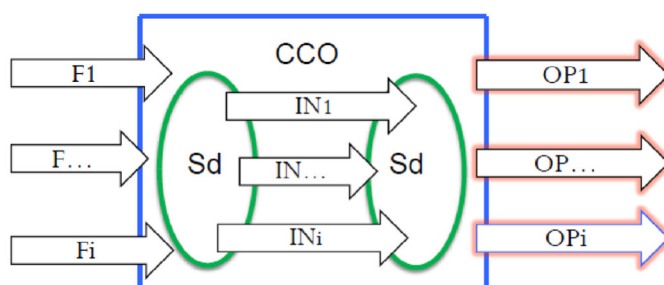


Рис. 8. Блок-схема моніторингу стану параметрів процедури демонтажу конструкції (механізмів баштового крану) та складових факторів ризику

Незалежно від форми **Sb** необхідно визначити вихідні умови та внутрішні стани системи. Складання програми перевірки вимагає виконання аналізу конструкції досліджуваного об'єкта як в робочому стані, так і при можливому відмовному стані конструкцій і механізмів. Формалізація процесу аналізу пропонує опис можливих дефектів, пошкоджень (наявність недоліків, недосконалостей, пошкоджень) об'єкта, отриманих в результаті експлуатації або на етапах розбирання, транспортування та зберігання, які, в свою чергу, зумовлені інтенсивністю відмов компонентів.

Введення та визначення вхідних функцій дефектних елементів здійснюється шляхом перерахування можливих недосконалостей (дефектів і пошкоджень сталевих конструкцій крана, зміни технічних властивостей машин, механізмів внаслідок тривалої експлуатації, впливу факторів середовища зберігання на будівництві), умов майданчика, визначальних параметрів форми конструкції та якості матеріалу або шляхом визначення дефектів (деформації) конструкцій тощо.

Об'єкт описується станом **L** компонентів. Якщо **Si** – кількість можливих індивідуальних недосконалостей **j**-го компонента, то загальна кількість **M** – можливих недосконалостей об'єкта контролю буде:

- чи є окремі недоліки (одна частина має один недолік);

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

- у разі недосконалості окремих деталей і множинних дефектів об'єкта (один або кілька компонентів мають один недолік):

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

- для кратних недосконалостей компонентів і кратних недосконалостей об'єктів (один компонент має одну недосконалість);

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

У випадку відомого реалізованого об'єкта експлуатації його технологічне призначення (а саме порядок демонтажу), можливі недосконалості об'єкта та реалізованих функцій, а також методики проведення діагностики стану конструкцій і механізмів. Крім того, складено

таблицю функцій недосконалостей, в якій прийнято наступні умовні позначення (табл. 1).

Таблиця 1 – Матриця функцій R металоконструкцій крана та його механізмів

| R      | E          |            |            |
|--------|------------|------------|------------|
|        | $f_0$      | $f_i$      | $f_M$      |
| $t_1$  | $r_{01}$   | $r_{j1}$   | $r_{M1}$   |
| ...    | ...        | ...        | ...        |
| $t_j$  | $r_{0j}$   | $r_{ij}$   | $r_{Mj}$   |
| ...    | ...        | ...        | ...        |
| $t(T)$ | $r_{0(T)}$ | $r_{1(T)}$ | $r_{M(T)}$ |

**E** – набір функцій, які реалізують усі працездатні та несправні об'єкти;

$f_0, f_i$  – функція, що реалізується працездатною та несправною структурою;

$r_{M1}$  – функція, що реалізується об'єктом з **M** несправними;

**R** – кількість результатів окремих структурних досліджень;

**T** – множина, на якій визначена функція, реалізована структурою сервісу;

$t_j(T)$  – окремі дослідження (експерименти) на структуру;

$r_{ij}(R)$  – результати окремих дослідів.

При розбитті множини **E** на непересічні і непорожні підмножини можна виділити три групи ознак:

- кількість підмножин дорівнює двом, при цьому одна з них містить один елемент – конструкцію з недосконалістю, а інша містить усі **i** – конструкції з недосконалістю. Ця умова відповідає процедурі перевірки процедури розбирання об'єкта;

- кількість підмножин на одиницю більша за кількість елементів структури, при цьому одна підмножина містить структуру з недосконалістю, а одна з інших підмножин містить лише ті **i** - структури, які відповідають одному елементу з недосконалістю, що відповідає заданий набір елементів;

- кількість підмножин дорівнює кількості елементів множини **E**.

**Висновки.** Дане структурне зображення моніторингу процесу демонтажу крана для забезпечення умов цілісності металоконструкцій, механізмів і безпеки виконання робіт відповідає умовам з детальним описом кожного конкретного недоліку або невідповідності виконання робіт технології.

Методика дозволяє визначити та оцінити ризики при плануванні процедури виведення з експлуатації баштового крана. У цьому випадку виникає можливість економічної оптимізації матеріальних витрат з метою зниження вартості будівництва в цілому. Підвищення ефективності даного методу забезпечується при виведенні з експлуатації кількох кранів, задіяних у будівництві.

### Література

1. Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин / Цільова комплексна програма НАН України. Зб. наук. ст. за результатами, отриманими в 2013 – 2015 рр. Наук. керівник – академік Б.Є. Патон. – К.: ІЕЗ ім. Є. О. Патона НАН України, - 2015. – 816 с.

2. Gibalenko, O.; Gibalenko, V.; Bocharova, O. /Anticorrosive Protection Of Structures In Robust Design/ Eastern-European Journal of Enterprise Technologies 2020 | Journal article DOI: 10.15587/1729-4061.2020.214821 EID: 2-s2.0-85098892881 Part of ISSN: 17294061 17293774. P.66-72

3. Шимановський О.В. Концептуальні основи системи технічного регулювання надійності й безпечності будівельних конструкцій / Шимановський О.В., Корольов В.П. // Промислове будівництво та інженерні споруди, №1, -2008, с. 4-9.

4. Ealey, L. A. (1994). *Quality by Design: Taguchi Methods and U.S. Industry*. ASI Press and Irwin Professional Publishing.
5. Estimation of steel structure corrosion risk level / V. P. Korolov, Y. Vysotsky, O. M. Gibalenko, P. V. Korolov // *Eurocorr-2010. The European Corrosion Congress (13.09-17.09.2010) / From the Earth's Depths to Space Heights*. – Moscow, 2010. – Book of Abstracts. – 534 p.
6. Пешко, Ш.: Стохастичні моделі, 5-я Международная конференция ТЕХСТА. Прага, 2007, 9-12 вересень 2007, С.413.
7. Gibalenko O.M. Corrosion Protection of Metal Structures in Manufacturing Conditions/ O.M. Gibalenko, V. A Gibalenko // *International Conference BUILDING INNOVATIONS/ Proceedings of the 2nd International Conference on Building Innovations*. 2020. - P. 45–52.
8. Моніторинг залишкового ресурсу металоконструкцій в корозійному середовищі / А. Н. Гібаленко // *Збірник наукових праць [Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка]. Серія: Промислове машинобудування, будівництво*. - 2015. - Випуск 3. - С. 110-116. Посилання на сайт - [http://nbuv.gov.ua/UJRN/Znpgmb\\_2015\\_3\\_16](http://nbuv.gov.ua/UJRN/Znpgmb_2015_3_16).
9. A. Onyshchenko, O. Gibalenko. Evaluation Criteria the Corrosion Protection of Structures by Actual Condition / *International Conference BUILDING INNOVATIONS © 2023// Proceedings of the 4th International Conference on Building Innovations*. pp 243–252.
10. ISO 9001:2015. Quality management systems – Requirements. Available at: <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 // Journal article DOI: 10.1007/s11003-021-00479-5 Part of ISSN: 1573885X 1068820X / Pp. 661*.

### References

- [1] Paton B.E. (2015). Resource and safety issues for the operation of structures, structures and machines / Target comprehensive program of NAS of Ukraine. Coll. Sciences. Art. according to the results obtained in 2013 - 2015. NAN Ukraine. 816.
- [2] Gibalenko, O.; Gibalenko, V.; Bocharova, O. /Anticorrosive Protection Of Structures In Robust Design/ *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies* 2020 | Journal article DOI: 10.15587/1729-4061.2020.214821 EID: 2-s2.0-85098892881 Part of ISSN: 17294061 17293774. P.66-72.
- [3] Shimanovskiy O.V. (2008). Conceptual bases of system of technical regulation of reliability and safety of building structures. *Industrial construction and engineering*. №1, 4-9.
- [4] Ealey, L. A. (1994). *Quality by Design: Taguchi Methods and U.S. Industry*. ASI Press and Irwin Professional Publishing.
- [5] Estimation of steel structure corrosion risk level / V. P. Korolov, Y. Vysotsky, O. M. Gibalenko, P. V. Korolov // *Eurocorr-2010. The European Corrosion Congress (13.09-17.09.2010) / From the Earth's Depths to Space Heights*. – Moscow, 2010. – Book of Abstracts. – 534 p.
- [6] PEŠKO, Š.: Stochastic models, 5th International Conference TECHSTA. Praha, 2007., 19-20 September 2007. P.413.
- [7] Gibalenko O.M. Corrosion Protection of Metal Structures in Manufacturing Conditions/ O.M. Gibalenko, V. A Gibalenko // *International Conference BUILDING INNOVATIONS/ Proceedings of the 2nd International Conference on Building Innovations*. 2020. - P. 45–52.
- [8] Gibalenko, O. Monitoring of residual resource steel in corrosive environments. / *Academic journal // Industrial Machine Building, Civil Engineering*, (2015). 3 (45), 110–116.
- [9] A. Onyshchenko, O. Gibalenko. Evaluation Criteria the Corrosion Protection of Structures by Actual Condition / *International Conference BUILDING INNOVATIONS © 2023// Proceedings of the 4th International Conference on Building Innovations*. pp 243–252.
- [10] ISO 9001:2015. Quality management systems – Requirements. Available at: <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 // Journal article DOI: 10.1007/s11003-021-00479-5 Part of ISSN: 1573885X 1068820X / Pp. 661.

## **TECHNOLOGICAL RISKS IN THE DISMANTLING OF CRANE STEEL STRUCTURES**

**Gibalenko O.M.**, D.Sc., Professor,

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

**Gibalenko V.A.**, Ph.D, Associate Professor,

vita.ktn@gmail.com, ORCID: 0000-0001-5590-6641  
OJSC "V. Shimanovsky UkrDIsteelconstruction", Kyiv

**Tereschenko S.A.**, Postgraduate

tsa73@ukr.net, ORCID: 0009-0006-0675-4681

LLC 'GLOBAL STANDARDS', Kyiv

**Tkachenko E.Y.**, Postgraduate

tkachenko-sert@ukr.net, ORCID: 0009-0009-7902-012X

LLC 'FIRST UKRAINIAN EXPERT BUREAU', Kyiv

**Abstract.** The article analyses unfavorable factors arising during dismantling and moving of crane structures, mechanical equipment in the conditions the urban transport network, access roads to the long-term storage warehouse.

Paper is based on the analysis the causes accidents and emergencies and shows that many them are man-made (technical condition of buildings, structures, equipment and engineering networks, poor organization work technology).Article presents developments in the analysis process of dismantling a tower crane in the conditions limited space a construction site, urban development.

Purpose of the research - identify factors affecting the safety dismantling process, analyses and systematize data e progress work in a cramped construction site and identify options dismantling cranes that are most beneficial enterprise.

Proposed methodology is aimed at reducing the risks of the technological process dismantling crane structures, which is an urgent task in the field construction.

Assessing principles the conditions limited space a construction site during construction depending on the technology work production are presented. Recommendations for dismantling metal structures tower-type cranes and determining technological safety are given.

Methodology allows identifying and assessing risks when planning the decommissioning procedure for a tower crane. In this case, it is possible to optimize material costs economically to reduce the overall cost of construction. The efficiency of this method is increased when decommissioning several cranes involved in construction.

Study of the state structures, considering the most unfavorable combination influences, was considered in accordance with the methodological approach to substantiate composition and structure parameters of structural durability for managing technological safety by reducing risks. The possibility ensuring service life structures through the combined use of analysis methods has been established, which is due to the rational design, development and use advanced means planning and ensuring the technology of construction processes.



**РЕКОНСТРУКЦІЯ ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ ЗІ СТАЛЕВИМ КАРКАСОМ**

**Голоднов О.І.**, д.т.н., проф.,  
Національний авіаційний університет, м. Київ, Україна,  
golodnow@ukr.net; ORCID: 0000-0002-9722-9164;

**Ткачук І.А.**, к.т.н.,  
ТОВ «Ост-Вест Експрес», м. Київ, Україна,  
igortkachyk26@gmail.com; ORCID: 0000-0002-6587-8354.

**Анотація.** Реконструкція існуючої будівлі зі сталевим каркасом виконана у зв'язку з необхідністю переобладнання необігрованих виробничих приміщень під склад з метою підвищення тепло- та енергоефективності.

Було проведено обстеження несучих сталевих конструкцій існуючої виробничої будівлі, визначено їх технічний стан, виконано комп'ютерне моделювання, розрахунки і проектування конструкцій реконструйованої будівлі відповідно до вимог чинних нормативних документів і зроблено висновок про можливість проведення реконструкції будівлі. Існуючі конструкції були частково демонтовані. Виготовлені та змонтовані конструкції посилення та заміни.

**Ключові слова:** існуюча будівля, сталеві несучі конструкції, технічний стан, реконструкція, проектування, виготовлення, монтаж конструкцій.

**Вступ. Постановка проблеми.** Необхідність у проведенні обстеження конструкцій існуючої будівлі виникла у зв'язку зі зміною функціонального призначення, необхідністю збільшення об'єму, заощадження тепла та енергоефективністю, а також із заміною окремих конструктивних елементів, утепленням стінового огороження і покрівлі.

Виробнича будівля являла собою прямокутну в плані одноповерхову споруду зі сталевим каркасом, яку побудовано в 70-х роках минулого століття. Документація по будівлі відсутня. Будівля мала розміри в осях 46,5х13,1 м, висота до низу кроквяних конструкцій становила 6,2 м (рис. 1, 2).



Рис. 1 – Загальний вигляд будівлі



Рис. 2 – Загальний вигляд основних несучих конструкцій будівлі

Конструктивна система будівлі – каркасна. Колони наскрізного перерізу виконано зі сталевих швелерів №20. Габаритні розміри перерізу колон – 200х400 мм. Колони з'єднано з окремими залізобетонними фундаментами за допомогою анкерних болтів.

Покрівлю будівлі виконано з прокатних профілів. Як несучі елементи покрівлі використано сталеві арки, на верхні пояси яких обпирались прогоны.

Стінове огороження і покриття виконано зі сталевих листів. Утеплення конструкцій було виконано шляхом устрою внутрішніх стін з пінобетону товщиною 100 мм. Покрівлю не утеплено, було виконано підвісну стелю.

Просторова жорсткість конструкцій будівлі забезпечувалась сумісною роботою жорстко з'єднаних з фундаментами колон, кроквяних конструкцій, системою вертикальних в'язів по колонах, горизонтальними розпірками по колонах, прогонами та системою горизонтальних і вертикальних в'язів по покриттю.

**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, а також добудови у зв'язку зі зміною функціонального призначення або необхідністю покращення експлуатаційних і тепло- та енергоефективних показників будівлі. 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 виконуються відповідно до вимог чинних нормативних документів [1, 2].

**Формулювання мети та методів дослідження.** Мета цієї роботи полягає в розробці взаємозв'язаних заходів щодо визначення параметрів технічного стану експлуатованих будівельних конструкцій і будівлі в цілому, обґрунтуванні можливості реконструкції існуючої будівлі у зв'язку зі зміною функціонального призначення та необхідністю покращання експлуатаційних показників будівлі.

Методи досліджень:

- аналіз даних, що містяться в наданих Замовником матеріалах;

- виконання обмірних робіт, натурне візуальне та інструментальне обстеження несучих конструкцій будівлі, виявлення та фотофіксація дефектів і пошкоджень;
- комп'ютерне моделювання, виконання необхідних розрахунків конструкцій;
- оцінка технічного стану на основі проведених досліджень;
- висновок про можливість подальшої експлуатації за умови реконструкції з можливістю добудови (за необхідності);
- проєктування, виготовлення, транспортування і монтаж конструкцій посилення (добудови).

**Основний матеріал і результати.** Обстеження, оцінку технічного стану конструкцій, розрахунки, підготовку висновку про технічний стан і обґрунтування можливості реконструкції виробничої будівлі виконано відповідно до вимог чинних нормативних документів [1, 2, 3, 4].

Відповідно до поставлених задач було проведено такі роботи:

- ознайомлення з об'єктом досліджень;
- візуальне й інструментальне обстеження конструкцій;
- обмірні роботи з розробкою обмірних креслень;
- розробка комп'ютерної моделі і виконання необхідних розрахунків конструкцій з урахуванням результатів обстеження конструкцій будівлі, обґрунтування рекомендацій щодо утеплення стінового огороження і покрівлі будівлі;
- оцінка технічного стану конструкцій на основі результатів проведених візуального й інструментального обстеження;
- підготовка висновку про технічний стан конструкцій, обґрунтування можливості реконструкції будівлі;
- розробка технічної документації на реконструкцію будівлі;
- демонтаж окремих конструкцій, виготовлення і монтаж конструкцій.

Обстеження з метою визначення технічного стану конструкцій будівлі проведено після вилучення стінового огороження та покрівлі шляхом проведення візуального та інструментального обстеження з фотофіксацією виявлених дефектів і пошкоджень. В ході обстеження було виявлено наступні характерні дефекти та пошкодження:

- руйнування захисного антикорозійного покриття на окремих ділянках конструкцій;
- з'єднання елементів в'язів і розпірок з колонами виконано з відступами від типових проєктних рішень;
- відсутність болтів в з'єднаннях, контргайок або інших заходів проти саморозгвинчування гайок в частині болтових з'єднань;
- відсутність круглих шайб під гайками в частині болтових з'єднань;
- корозію метизів у болтових з'єднаннях;
- відсутність окремих горизонтальних в'язів в покритті;
- відсутність окремих вертикальних в'язів в покритті.

Подальша надійна експлуатація конструкцій будівлі можлива за умови заміни несучих конструктивних елементів у зв'язку зі зміною функціонального призначення, ремонту окремих конструкцій і заміни стінового огороження і покрівлі (утеплення стінового огороження і покрівлі у відповідності з вимогами чинних норм). Під час проведення ремонту існуючих конструкцій було запропоновано виконати наступні заходи:

- в місцях руйнування захисного антикорозійного покриття зачистити поверхню металу від корозії, виконати захисне антикорозійне покриття у відповідності з вимогами чинних нормативних документів;
- в місцях, де відсутні болти в болтових з'єднаннях, а також в місцях, де болти піддано корозії, встановити нові оцинковані болти, гайки та шайби із забезпеченням заходів проти саморозгвинчування у відповідності з вимогами чинних нормативних документів;
- з'єднання елементів в'язів і розпірок з колонами виконати без відступів від типових проєктних рішень у відповідності з вимогами чинних нормативних документів.

Проєктування сталевих конструкцій було виконано у відповідності з вимогами чинних

нормативних елементів [1, 2, 3, 4 та ін.].

Основні вимоги щодо проєктування сталевих конструкцій викладено в розділі 5 ДБН В.2.6-198:2014 [3]. При проєктуванні були враховані наступні вимоги [5, 6, 7, 8, 9]:

- забезпечити надійність конструкцій за рахунок виконання вимог до вибору матеріалів, конструювання та розрахунків;
- прийняти конструктивні рішення, що забезпечують міцність, жорсткість, стійкість і просторову незмінюваність конструкцій і будівлі в цілому та їхніх окремих елементів під час транспортування, монтажу та експлуатації, при цьому передбачаючи в'язі залежно від основних параметрів будівлі та режиму її експлуатації (конструктивної схеми, прольотів, типів обладнання та режимів їх роботи, температурних впливів тощо);
- передбачити заходи щодо забезпечення довговічності конструкцій та захисту їх від корозії, впливу вогню і тепла, зносу та старіння;
- врахувати вимоги чинних нормативних документів стосовно забезпечення міцності та стійкості несучих конструкцій в умовах пожежі;
- передбачити технологічність виготовлення та монтажу конструкцій;
- забезпечити складальність конструкцій розрахунком точності геометричних параметрів зі встановленням необхідності контрольного чи загального складання або використанням регулювальних пристроїв;
- врахувати відхилення від проєктних розмірів і геометричної форми елементів конструкцій, які допускаються під час виготовлення та зведення;
- встановити методи та обсяги контролю під час виготовлення та зведення конструкцій, а також у процесі їхньої експлуатації, включаючи, за необхідності, виконання випробувань окремих елементів, вузлів, з'єднань і конструкцій у цілому, а також, за необхідності, встановлення контрольно-сигнальних систем чи інших засобів моніторингу;
- передбачити можливість огляду, обстеження та діагностики, а також проведення профілактичних і ремонтних робіт. Для нормальних умов експлуатації будівлі передбачені ходові сходи та площадки, спеціальні пристосування (столики, провусини, фіксатори тощо) для забезпечення можливості кріплення постійних і тимчасових інженерних комунікацій, а також пристосувань для встановлення засобів діагностики технічного стану конструкцій в процесі експлуатації.

Кліматичні дані району будівництва (для м. Києва) прийнято згідно з вимогами розділу 11 ДБН В.1.2-2:2006 [4]. Розрахункові технологічні температури встановлено завданням на розроблення будівельної частини проєкту.

Згідно з розділом 11 ДБН В.1.2-2:2006 [4], температурні кліматичні впливи являють собою змінні впливи, для яких встановлено три розрахункові значення:

- граничне розрахункове значення;
- експлуатаційне розрахункове значення;
- квазіпостійне розрахункове значення.

Визначення параметрів температурного впливу виконано у відповідності до вимог розділу 11 ДБН В.1.2-2:2006 [4, 5].

Через все вищевикладене передбачено, що йдеться про розрахунок і застосування посилення (добудови) будівлі за цілком певною схемою із заздалегідь заданими параметрами і при відомих впливах на неї. Підтвердженням правомірності прийнятої схеми посилення або добудови будівлі є результати моделювання конструкцій будівлі з використанням сучасних програмних комплексів методу скінченних елементів для розрахунку конструкцій і постійного моніторингу будівель у відповідності з вимогами ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 [6].

Для оцінки технічного стану конструкцій використано [5, 6, 7, 8, 9]:

- критерій відповідності конструкції (споруди) технічній документації, отриманій при обмірних роботах (розміри, конструктивні особливості, засоби захисту від агресивних впливів оточуючого середовища, вогнестійкості тощо);



- критерій відповідності конструкції (споруди) визначальним параметрам технічного стану та вогнестійкості (наявність або відсутність неприпустимих дефектів, відповідність застосованих матеріалів і засобів вогнезахисту вимогам проекту та чинних нормативних документів України тощо) і задоволення вимогам розрахунку за граничними станами.

Оцінку технічного стану конструкцій (споруди) проведено шляхом зіставлення контрольованих параметрів, які визначено в ході виконання обмірних робіт, візуального та інструментального обстежень, з відповідними проектними параметрами, а також за результатами перевірочних розрахунків.

На основі проведених досліджень було розроблено проектну документацію на реконструкцію будівлі. План будівлі наведено на рис. 3, розріз 1-1 – на рис. 4.

Відповідно до вимог нормативних документів конструкції будівлі були об'єднані в просторовий каркас зі створенням жорсткого конструктиву.

На підставі виконаних розрахунків було визначено зусилля в елементах комп'ютерної моделі та встановлено необхідні перерізи елементів колон, ферм, прогонів тощо. Всього було запроєктовано безліч типорозмірів конструкцій ферм, колон, а також інших елементів (прогонів, в'язів, розпірок, елементів покрівлі тощо).

Було виконано конструювання ферм і колон із виходом на проектну позначку низу конструкцій. По верху існуючих колон виконано горизонтальну розпірку по всій довжині будівлі. Обпирання конструкцій покрівлі виконано на верхню частину нарощених сталевих конструкцій. Покрівлю виконано двоскатною, що дозволило відводити атмосферні опади за межі забудови.

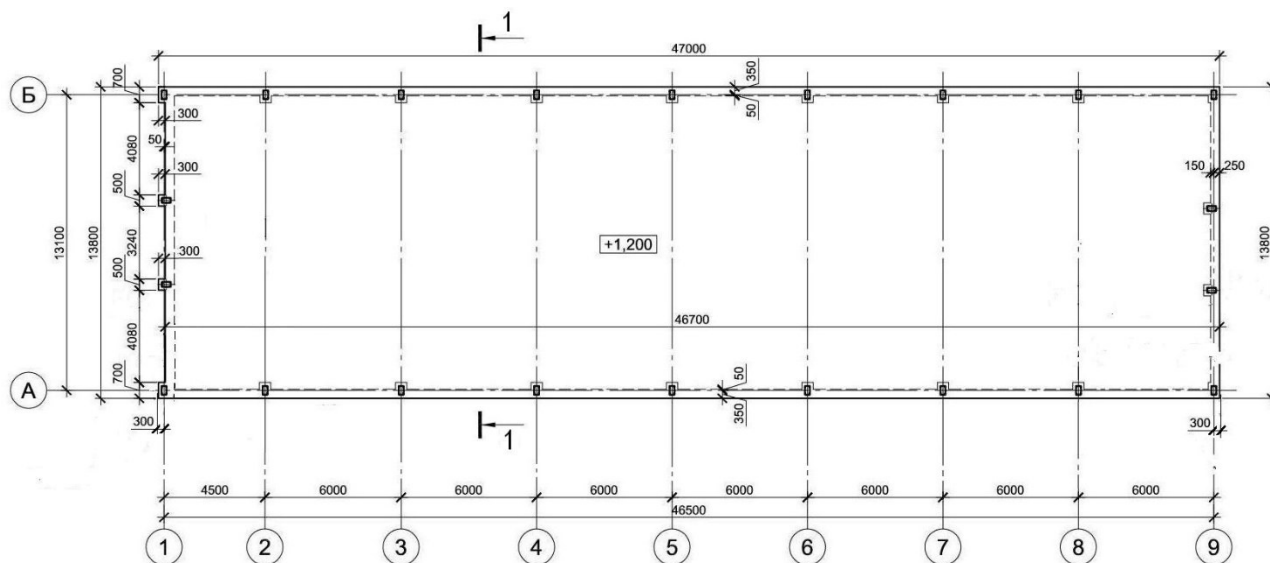
Конструкцію стіни прийнято з сандвіч панелей товщиною 140 мм. Утеплювач – мінвата товщиною 140 мм. Конструкцію покриття прийнято з сандвіч панелей товщиною 180 мм. Товщину утеплювача прийнято з урахуванням вимог чинних нормативних документів.

Виконано посилення фундаментів. Після цього конструкції були виготовлені, транспортовані та змонтовані (рис. 5, 6).

З початку роботи (виїзд на місце, ознайомлення з об'єктом, обмірні роботи) до здачі об'єкту в експлуатацію пройшло трохи більше за 120 днів.

**Висновки.** За результатами проведених досліджень зроблено наступні висновки.

1. Удосконалено методику оцінювання технічного стану конструкцій виробничої будівлі на етапі експлуатації. Розроблено методи обстеження, розрахунку конструкцій, оцінки їх технічного стану та можливості реконструкції з посиленням та заміною окремих конструкцій.



Примітка. Розріз 1-1 наведено на рис. 4.

Рис. 3 – План будівлі

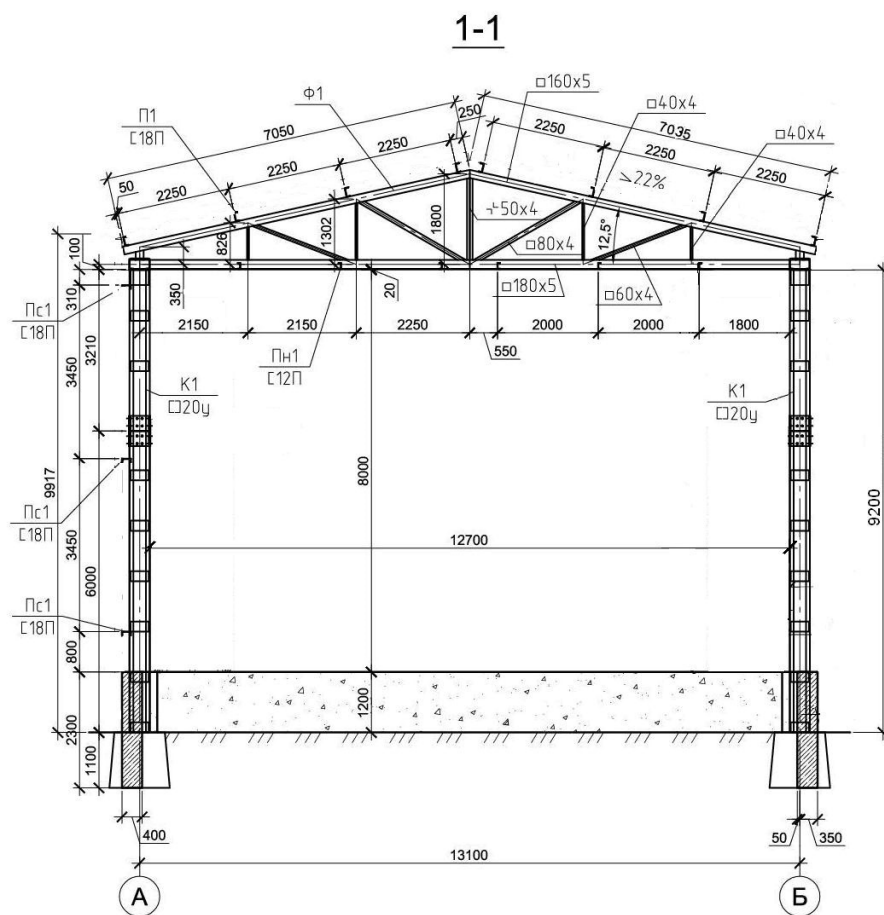


Рис. 4 – Розріз 1-1



Рис. 5 – Вигляд конструкцій будівлі під час монтажу конструкцій покриття



Рис. 6 – Вигляд будівлі після реконструкції

2. У відповідності з вимогами чинних нормативних документів [1, 2] технічний стан існуючих конструкцій визнано як непридатний до нормальної експлуатації, в т.ч. і у зв'язку з необхідністю адаптації існуючого каркасу до устрою утеплених стін і покриття.

3. За результатами розрахунків зроблено наступні висновки:

- міцність, стійкість і жорсткість елементів рами після реконструкції забезпечуються;
- подальша експлуатація конструкцій будівлі можлива за умови розробки проекту реконструкції будівлі, в тому числі для адаптації конструкцій для устрою утеплених стін і покриття будівлі та виконання проектних рішень в натурі.

У зв'язку з тим, що стіни і покриття будівлі мають бути утеплені згідно теплотехнічного розрахунку, прийнято варіант конструктивного рішення стін і покриття з утепленням і враховано це навантаження при подальших розрахунках каркасу будівлі. При розрахунках конструкцій враховано прийняті конструктивні рішення і навантаження згідно вимог чинних нормативних документів.

Було розроблено проект реконструкції будівлі і виконано роботи з виготовлення, транспортування та монтажу конструкцій в натурі.

### Література

1. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. *Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану.* (2017). – К.: ДП «УкрНДНЦ», 45.
2. ДСТУ Б В.2.6-210:2016. *Оцінка технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються.* (2017). – К.: Мінрегіон України, 53.
3. ДБН В.2.6-198:2014. *Сталеві конструкції. Норми проектування.* (2015). – Київ: Мінрегіонбуд України, 199.
4. ДБН В.1.2-2:2006. *Навантаження і впливи. Норми проектування.* (2007). – Київ: Мінбуд України, 60.
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. 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. 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.І., Антошина Т.В. Досвід проектування 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.

### References

- [1] *DSTU-N B V.1.2-18:2016. Nastanova shchodo obstezhennya budivel i sporud dlya vyznachennya ta ocsinky yikh tekhnichnoho stanu.* (2017). Kyiv: DP «UkrNDNTs», 45.
- [2] *DSTU B V.2.6-210:2016. Oczinka tekhnichnogo stanu stalevikh budivelnikh konstrukcij, shho ekspluatuyutsya.* (2017). – Kyiv: Minregion Ukraini, 53.
- [3] *DBN V. 2.6-198:2014. Stalevi konstruktsiyi. Normi proektuvannja.* (2015). – Kyiv: Minregion Ukraini, 199.
- [4] *DBN V.1.2-2:2006. Navantagennja i vplyvi. Normi proektuvannja.* (2007). – Kyiv: Minbud Ukraini, 60.
- [5] Holodnov, O., Antoshina, T., Otrosh, Yu. (2017). Pro neobkhdnist 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. 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. 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. 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.

### RECONSTRUCTION OF FACTORY BUILDING WITH A STEEL FRAME

**Holodnov O.**, D.Sc., Professor,  
National Aviation University, Kyiv, Ukraine,  
[golodnow@ukr.net](mailto:golodnow@ukr.net); ORCID: 0000-0002-9722-9164;

**Tkachuk I.**, Ph.D.,  
"Ost-West Express" LLC, Kyiv, Ukraine,  
[igortkachyk26@gmail.com](mailto:igortkachyk26@gmail.com) ; ORCID:0000-0002-6587-8354.

**Annotation.** The reconstruction of the existing industrial building with a steel frame was carried out due to the need to convert the premises into a warehouse in order to increase the volume of the



building for the storage of medical goods. The current state of the issue is summarized, research tasks are set, and the methodology for assessing the technical condition of the building's structures in use has been developed.

The normative procedure for assessing the technical condition and load-bearing capacity of the operated structures during reconstruction and completion in order to increase the volume of the building and improve operational qualities has been adopted.

A method of obtaining the determining parameters of the technical condition of structures has been developed. It is assumed that structures and elements during the entire life cycle as a result of aging, degradation and other actions and influences can consistently be in each of the four technical states according to the requirements of current regulatory documents.

The results of the performed survey, computer modeling and assessment of the technical condition of the construction structures of the existing building are presented.

On the basis of the calculations performed using the software complex of the finite element method, the forces in the elements of the computer model were determined, the necessary cross-sections of the elements of columns, trusses, spans, and connections were established. Manufacturing, transportation and installation of structures were also performed.

The building after the reconstruction is a one-story frame structure consisting of column foundations rigidly connected to reinforced concrete structures, on which the covering structures rest. The connection of trusses with columns is hinged. The system of connections along the columns and covering ensures the spatial rigidity of the building. Strengthening of the foundations has been carried out. The thickness of the insulation of the enclosing structures is adopted in accordance with the requirements of current regulatory documents.

**Keywords:** existing building, steel supporting structures, technical condition, reconstruction, designing, manufacturing, structures installation.

УДК 624.011

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-114-120

## ЛОКАЛЬНЕ ТА ГЛОБАЛЬНЕ ПІДСИЛЕННЯ БАЛОК ІЗ ДЕРЕВИНИ ПІД ЧАС ЕКСПЛУАТАЦІЇ

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.,

s.s.gomon@nuwm.edu.ua ORCID: 0000-0001-9818-1804

Пугач Ю.В., аспірант,

y.v.puhach@nuwm.edu.ua ORCID: 0009-0002-2496-1159

*Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне*

**Анотація:** В цій роботі представлено сучасні методи реабілітації та підсилення цільної, клеєної балки чи бруса з деревини, які можуть бути використані під час експлуатації в будівлях та спорудах. Розглянуто локальні та глобальні методи підсилення.

У роботі представлено сучасні комплексні методи відновлення та армування клеєних дерев'яних балок або брусів, які можуть бути використані при їх експлуатації в будівлях. Локальне або глобальне посилення дерев'яних елементів з масиву або клеєної деревини, які піддаються поперечному вигину, необхідно виконувати з повним або частковим розвантаженням конструкції.

Ефект посилення більший при повному розвантаженні конструкції в порівнянні з частковим розвантаженням. Місцеве зміцнення конструкції шляхом зміни фізико-механічних властивостей матеріалу в проблемних зонах часто включає ін'єкцію тріщин за допомогою клею з подальшим застосуванням вибраної системи зміцнення.

**Ключові слова:** клеєна деревина, суцільна деревина, балка, несуча здатність, армована деревина.

**Вступ.** За рахунок простоти монтажу та обробки деревина давно займає передові позиції при виготовленні простих елементів та складних конструкцій. Застосування ж клеєної деревини, яка виготовляється шляхом з'єднання окремих дощок в пакет пошарово, дозволяє звести до мінімуму вплив природних вад. Крім цього, за останній час зросла кількість виробів не тільки з клеєної деревини (клеєний брус), а також із сконструйованого бруса зі шпону (LVL) та поперечно-клеєної або поперечно-ламінованої деревини. Але все ж на сьогодні є необхідним та актуальним залишається проводити зміцнення існуючих дерев'яних конструкцій чи поліпшення механічних властивостей нових.

**Постановка проблеми.** Використання у будівельних конструкціях деревини при проектуванні та будівництві дає можливість створювати різноманітні архітектурних форм будівель і споруд різного призначення. Найчастіше в капітальному будівництві будівель використовують деревину у якості згинальних елементів покриття та перекриття. Але часто елементи з деревини мають недостатню несучу здатність чи жорсткість на початковій стадії їх використання, або ж втрачають її під час експлуатації і тому потребують підсилення локально чи глобального в цілому.

**Аналіз останніх джерел досліджень та публікацій.** Необхідність ремонту та підсилення старих дерев'яних конструкцій, що працюють на прямий поперечний згин, не викликає сумніву. Часто ці конструкції замінюють сталевими чи залізобетонними. Але такі рішення занадто поспішні, бо дерев'яні елементи за таких рішень демонтуються, хоча вони після підсилення пасивним армуванням могли б належно виконувати свої функції на весь період подальшої експлуатації.

Дослідження, пов'язані з відновленням та посиленням дерев'яних балок для покращення механічних властивостей та підвищення несучої здатності проводяться більше 60 років

(Wandgaard, 1964). Найбільше досліджень були спрямовані на виявлення впливу різних видів пасивного армування балок з деревини та впливу посилення їх полімерами (FRP). Хоча механічні властивості деревини обмежені природою, використання армування полімерними матеріалами FRP на дерев'яному брусі підвищує міцність, як локально, так і глобально в цілому. Це дає можливість використання деревини нижчих класів і дає можливість матеріалу мати більш пластичну поведінку в своїй роботі. Нині підсилення балок з цільної і клеєної деревини в основному проводять для того, щоб покращити їх роботу в розтягнутій зоні за сприймання прямого поперечного згинального моменту від дії зовнішніх навантажень.

За проведеним аналізом напрацювань дослідників різних країн [1-9] процес підсилення можна розділити:

1) локальне підсилення конструкції за рахунок зміни фізико-механічних властивостей матеріалу в проблемних місцях – сучків, утворення тріщин, на невеликих об'ємах початкової стадії загнивання, тощо;

2) глобальне підсилення за рахунок пасивного армування в результаті поверхневого кріплення полімерних стрічок FRP в розтягнутій зоні, чи за рахунок вставлення арматурних сталевих чи полімерних стержнів чи пластин вставлених в пази в цій же зоні для досягнення відмов у роботі елемента внаслідок пластичного руйнування стиснутої зони (рис.1);

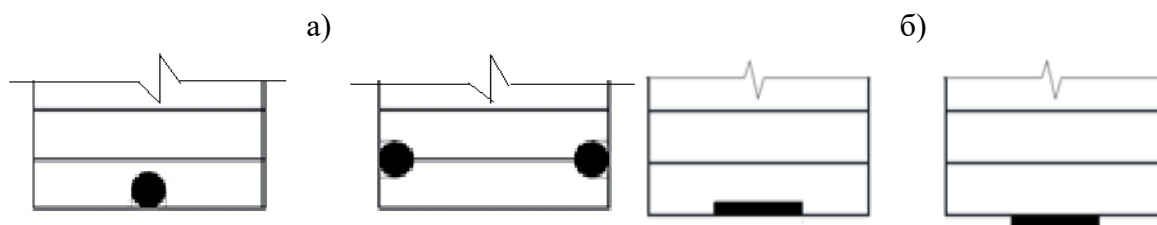


Рис.1. Підсилення розтягнутої зони клеєних згинальних елементів: а) за рахунок вклеєних арматурних стержнів; б) полімерних сталевих стрічок

3) глобальне підсилення елемента з деревини за рахунок подвійного армування яке вважається більш ефективним (рис.2).

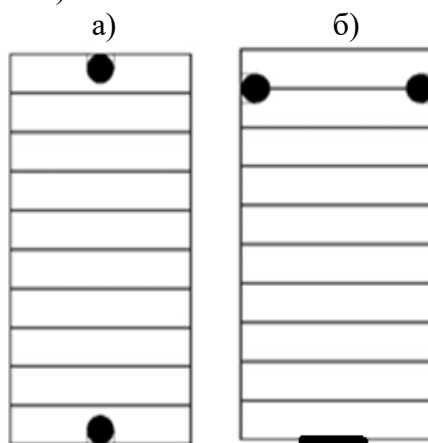


Рис. 2. Підсилення клеєних згинальних елементів за рахунок подвійного армування: а) з вільним доступом до верхнього поясу; б) без доступу до верхнього поясу

У багатьох іноземних країнах використання сталевих арматур та композитних матеріалів для армування дерев'яних елементів не є новим. Але в чинних нормах, ні в країнах Євросоюзу [10], ні в Україні [11] підсилення дерев'яних елементів за допомогою армування ніяким чином не відображено і ніде не регламентується. Дослідження підсилення клеєних дерев'яних балок армуванням із застосуванням сталевих арматур чи композитних полімерних матеріалів на базі скляних, базальтових та вуглецевих волокон широко представлене в роботах [12-18] та інших.

**Постановка цілей і завдань досліджень.** Мета роботи – провести аналіз щодо використання ефективності відновлення та підсилення елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють за прямого поперечного згину.

**Викладення основного матеріалу.** Локальне чи глобальне підсилення дерев'яних згинальних елементів з цільної чи клеєної деревини, яке необхідно виконати під час експлуатації, проводять з повним або частковим розвантаженням конструкції. Ефект підсилення при повному розвантаженні конструкції більший в порівнянні з частковим. Елементи підсилення при проведенні робіт на повністю розвантаженій конструкції включаються в роботу з початком нового завантаження разом з деревиною.

Локальне підсилення конструкції за рахунок зміни фізико-механічних властивостей матеріалу в проблемних місцях часто передбачає ін'єкцію тріщин клеями з наступним нанесенням обраної системи зміцнення. Цікаво відзначити, що на початку ін'єкційної технології з деревиною (запозичене з практики ремонту бетону та залізобетону кінця 1950-х рр.) робилися спроби відновити перенапружені класичні кроквяні чи балочні системи перекриття за допомогою двокомпонентних епоксидних смол з низькою в'язкістю. В подальшому місцеве зміцнення за допомогою ін'єкційного адгезиву в ділянки тріщин набрало хоч і невеликого, але розповсюдження з використанням інших композитів, наприклад «Силор» [19]. Проте густий клей для заповнення тріщин, який для збільшення густини має наповнювачі, важко проникає у невеликі пустоти, що є всередині дерев'яного елемента, тоді як дуже рідкі клеї чи композити проникнуть легше. Тому краще поєднувати зміцнення вражених ділянок спочатку рідкими полімерними композитами, а згодом і густими.

Для збільшення ефективності локального підсилення пошкодженої ділянки найбільш напружених розтягнутих зон згинальних елементів, дієвим є спосіб підсилення за рахунок зміцнення її за допомогою приклеювання відрізка металевої чи полімерної стрічки у зонах з достатньою довжиною клейового щеплення з обох боків від місця пошкодження (рис. 3). Довжина клейового щеплення (анкетування) з кожного із боків від пошкодження чи вади має дорівнювати не менше десяти розмірів ширини стрічки.



Рис.3. Кріплення (анкетування) країв композитної стрічки на дерев'яній балці

Підсилення стиснутої зони (локальне чи глобальне) згинальних елементів з цільної чи клеєної деревини доцільно проводити за рахунок вклеювання в попередньо зроблені пази сталеву арматуру. Сталева арматура має більший модуль пружності в порівнянні з полімерною скловолокнистою, базальтовою чи вуглецевою і тому створює в стиснутій зоні жорсткий диск і тим самим зменшує деформування цієї зони балки. Але необхідно зауважити і те, що критичні деформації при повздовжньому осьовому стиску деревини хвойних порід досягають великих значень  $u_{c,fin,d} = (30 - 40) \cdot 10^{-4}$ , тому для створення успішної сумісної роботи деревини з сталеву арматурою необхідно вибирати арматурну сталь високих класів, в яких площадка текучості знаходиться близьких межах до меж критичних деформацій деревини за повздовжнього стиску. Склад клейового розчину виготовляють з епоксидних клеїв з

заповнювачами з піску чи цементу, який має хороше зчеплення із сталлю, полімером та деревиною.

Глобальне підсилення експлуатованих згинальних елементів за рахунок пасивного одностороннього армування в результаті поверхневого кріплення полімерних стрічок FRP в розтягнутій зоні чи за рахунок вставлення арматурних сталевих чи полімерних стержнів вставлених в пази в цій же зоні проводиться для досягнення відмов у роботі елемента внаслідок пластичного руйнування стиснутої зони і може збільшити несучу здатність лише до 20%, але при цьому запобігає прогресуючому руйнуванню [20].

Найкращий ефект за глобального підсилення балкових конструкцій дає подвійне армування чи сталевими арматурними стержнями високих класів (рис. 2а) чи армуванням розтягнутої зони полімерними стрічками одночасно з влаштуванням сталевих арматур в стиснуту зону (рис. 2б). Необхідно констатувати, що по довжині армування дерев'яних балок можливо лише на вільній ділянці (від краю однієї опори до краю іншої). Для запобігання ж відриву краю полімерної стрічки необхідно проводити закріплення (анкетування) її до дерев'яної балки, застосовуючи відрізки цієї ж стрічки (рис.3.) Кріплення здійснюємо за рахунок приклеювання поперек балки на всю її ширину п'ятьма відрізками.

Часто глобальне підсилення стиснутої та розтягнутої зон балок з деревини приводить до недостатньої несучої здатності зсуву. Тому, при комплексному підході до підсилення дерев'яних балок в цілому, необхідно виконувати також підсилення сприйняття елементом на краях збільшених зсувних зусиль. Ефективним у збільшенні сприйняття зсувних зусиль дерев'яної балки є її підсилення за допомогою похилого, з кутом  $45^0$ , приклеювання композитної однієї або декількох стрічок. Кріплення проводять за допомогою полімерних клеїв з певним кроком з обох сторін балки в місцях близьких до обпирання на опори (рис.4).



Рис.4. Зовнішнє підсилення похилих перерізів дерев'яної балки композитною стрічкою

Питання підсилення дерев'яних конструкцій, що експлуатуються, досить складне і потребує в кожному випадку індивідуального підходу. Комплексні розробки способів підсилення згинальних елементів з деревини на даному етапі ускладнені тим, що немає в Україні нормативної бази для вирішення цього питання. Так як загальних напрацювань по підсиленню на даний час немає, тому кожен інженер розробляє свої методи зміцнення згинальних елементів з деревини самостійно.

**Висновки.** Встановлено, що часто згинальні конструкції з деревини, що експлуатуються, потребують комплексного підсилення як локального, так і глобального. Проведено аналіз способів та методів локального та глобального підсилення конструкцій з деревини, що працюють на поперечний згин в умовах їх експлуатації. Загальних напрацювань по підсиленню згинальних елементів з деревини на даний час немає.

### Література

1. André A., Kliger R. Strengthening of timber beams using FRP, with emphasis on compression strength: A state of the art review. *Apfis* 2009.
2. Borri A., Corradi M., Grazini A. A method flexural reinforcement of old wood beam with CFRP materials. *Compos. B Eng*, 2005. Vol. 36. Pp. 143-153.
3. Jasieńko J., Nowak T.P. Strengthening of bent timber beams in historical objects. From Material to Structure – Mechanical Behaviour and Failures of the Timber Structures. ICOMOS IWC – XVI Internathional Symposium – Fljrence, Venice and Vecenza 11 – 15 november 2007.
4. Righetti L., Corradi M., Borri A.. Basalt FRP spike repairing of wood beams. *Fibers*, 2015. Vol. 3. Pp. 323-337.
5. Окунь І.В. Міцність та деформативність клеєдощатих балкових конструкцій з пошаровим армуванням : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01. Одеса, 2014. 22с.
6. Сурмай М. І. Міцність та деформативність дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтовою арматурою: дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Львів, 2015. 185 с.
7. Kliger R., Haghani R., Brunner M., Harte A. M., Schober K-U. Wood-based beams strengthened with FRP laminates: improved performance with pre-stressed systems. *Eur. J. Wood Prod*, 2016. Vol. 74. Pp. 319–330.
8. Nadir Y., Nagarajan P., Ameen M., Arif M., Flexural stiffness and strength enhancement of horizontalily glued laminated wood beams with GFRP and CFRP composite sheets. *Construction and Building Materials*, 2016. Vol. 112. Pp. 547-555.
9. Михайловський Д. В. Комар М. А. Аналіз досліджень застосування композитних стрічок для підсилення дерев'яних конструкцій. Будівельні конструкції. Теорія і практика. Київ: КНУБА, 2022. №10. С. 4-10.
10. Eurocode 5. Design of timber structures. Part 1.1. General rules and rules for buildings. 1995. 124p.
11. ДБН В.2.6-161:2017. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіон України, 2017. 111 с.
12. Gilfillan J.R., Gilbert S.G., Patrick G.R.H. The use of FRP composites in enhancing the structural behaviour of timber beams. *J. Reinf. Plast. Compos.*, 2003. Vol. 22 (15). Pp. 1373–1388.
13. Hirasawa H., Oikawa A., Kobayashi A. Loading tests of glulam beams reinforced by CFRP sheets and plates. Japan. 2006.
14. Gugutsidze G., Drašković F. Reinforcement of timber beams with carbon fibers reinforced plastics. *Slovak Journal of Civil Engineering*, 2010. №2. P. 1-6.
15. Śliwa-Wieczorek, K., Ostrowski, K. A., Jaskowska-Lemańska, J., Karolak, A. The influence of CFRP sheets on the load-bearing capacity of the glued laminated timber beams under bending Test. *Materials*, 2021. Vol. 14(14). Article number 4019.
16. Raftery G.M. , Kelly F. Basalt FRP rods for reinforcement and repair of timber. *Compos B Eng*, 2015. Vol. 70. Pp. 9-19.
17. Saad K., Lengyel A. Strengthening timber structural members with CFRP and GFRP: A State-of-the-Art Review. *Polymers* 2022, 14, 2381. <https://doi.org/10.3390/polym14122381>.
18. Була С.С., Богдан С.М. Підсилення дерев'яних балок матеріалами ТМ «МАРЕІ». Тези доповідей міжнародної наукової конференції «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини», 9-10 червня 2023. ОДАБА:Одеса. С.13-14.
19. Гомон С. С., Гомон С. С., Зінчук А.В. Дослідження модифікованої силором клеєної деревини на стиск вздовж волокон. Вісті Донецького гірничого інституту. Вип.1. 2017. С.134 -138.
20. Гомон С.С. Передумови до запобігання прогресуючому руйнуванню конструкцій з деревини при дії різних видів навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне. НУВГП, 2014. Випуск 29. С. 108-116.
21. Гомон С. С., Поліщук М.В. Влаштування комбінованого армування балок із клеєної деревини. Міжнародна науково-практична конференція «Ефективні технології і конструкції в



будівництві та архітектура села. Розробка інноваційних моделей екопоселень Прикарпаття та Карпат». Тези доповідей. Дубляни, 2019. – с. 99-100.

22. Sobczak-Piąstka J., Gomon S.S., Polishchuk M., Homon S. Gomon P., Karavan V. Deformability of Glued Laminated Beams with Combined Reinforcement. *Buildings* 2020, 10(5), 92. doi:10.3390/buildings10050092.

### References

- [1] André A., Kliger R. Strengthening of timber beams using FRP, with emphasis on compression strength: A state of the art review. *Apfis* 2009.
- [2] Borri A., Corradi M., Grazini A. A method flexural reinforcement of old wood beam with CFRP materials. *Compos. B Eng*, 2005. Vol. 36. Pp. 143-153.
- [3] Jasieńko J., Nowak T.P. Strengthening of bent timber beams in historical objects. From Material to Structure – Mechanical Behaviour and Failures of the Timber Structures. ICOMOS IWC – XVI Internathional Symposium – Fljrence, Venice and Vecenza 11 – 15 november 2007.
- [4] Righetti L., Corradi M., Borri A.. Basalt FRP spike repairing of wood beams. *Fibers*, 2015. Vol. 3. Pp. 323-337.
- [5] Okun' I.V. Mitsnist' ta deformatyvnist' kleyedoshchatykh balkovykh konstruktsiy z posharovym armuvannyam : avtoref. dys. ... kand. tekhn. nauk : 05.23.01. Odesa, 2014. 22s.
- [6] Surmay M. I. Mitsnist' ta deformatyvnist' doshchatokleyenykh balok armovanykh skloplastykovoyu ta bazal'tovoyu armaturoyu: dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.01. L'viv, 2015.185 s.
- [7] Kliger R., Haghani R., Brunner M., Harte A. M., Schober K-U. Wood-based beams strengthened with FRP laminates: improved performance with pre-stressed systems. *Eur. J. Wood Prod*, 2016. Vol. 74. Pp. 319–330.
- [8] Nadir Y., Nagarajan P., Ameen M., Arif M., Flexural stiffness and strength enhancement of horizontaly glued laminated wood beams with GFRP and CFRP composite sheets. *Construction and Building Materials*, 2016. Vol. 112. Pp. 547-555.
- [9] Mykhaylovs'kyi D. V. Komar M. A. Analiz doslidzen' zastosuvannya kompozytnykh strichok dlya pidsylennya derev'yanykh konstruktsiy. *Budivel'ni konstruktsiyi. Teoriya i praktyka*. Kyiv: KNUBA, 2022. №10. S. 4-10.
- [10] Eurocode 5. Design of timber structures. Part 1.1. General rules and rules for buildings. 1995. 124p.
- [11] DBN V.2.6-161:2017. Konstruktsiyi budynkiv i sporud. Derev'yani konstruktsiyi. Osnovni polozhennya. K.: Minrehion Ukrayiny, 2017. 111 s.
- [12] Gilfillan J.R., Gilbert S.G., Patrick G.R.H. The use of FRP composites in enhancing the structural behaviour of timber beams. *J. Reinf. Plast. Compos.*, 2003. Vol. 22 (15). Pp. 1373–1388.
- [13] Hirasawa H., Oikawa A., Kobayashi A. Loading tests of glulam beams reinforced by CFRP sheets and plates. Japan. 2006.
- [14] Gugutsidze G., Drašković F. Reinforcement of timber beams with carbon fibers reinforced plastics. *Slovak Journal of Civil Engineering*, 2010. №2. P. 1-6.
- [15] Śliwa-Wieczorek, K., Ostrowski, K. A., Jaskowska-Lemańska, J., Karolak, A. The influence of CFRP sheets on the load-bearing capacity of the glued laminated timber beams under bending Test. *Materials*, 2021. Vol. 14(14). Article number 4019.
- [16] Raftery G.M., Kelly F. Basalt FRP rods for reinforcement and repair of timber. *Compos B Eng*, 2015. Vol. 70. Pp. 9-19.
- [17] Saad K., Lengyel A. Strengthening timber structural members with CFRP and GFRP: A State-of-the-Art Review. *Polymers* 2022, 14, 2381. <https://doi.org/10.3390/polym14122381>.
- [18] Bula S.S., Bohdan S.M. Pidsylennya derev'yanykh balok materialamy TM «MAPEI». Tezy dopovidey mizhnarodnoyi naukovoï konferentsiyi «Suchasni budivel'ni konstruktsiyi z metalu ta derevyny», 9-10 chervnya 2023. ODABA:Odesa. S.13-14.



- [19] Gomon S. S., Homon S. S., Zinchuk A.V. Doslidzhennya modyfikovanoyi sylorom kleyenoyi derevyny na stysk vzdovzh volokon. Visti Donets'koho hirnychoho instytutu. Vyp.1. 2017. S.134-138.
- [20] Gomon S.S. Peredumovy do zapobihannya prohresuyuchomu ruynuvannyu konstruktsiy z derevyny pry diyi riznykh vydiv navantazhen'. Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy. Rivne. NUVHP, 2014. Vypusk 29. S. 108-116.
- [21] Gomon S. S., Polishchuk M.V. Vlashtuvannya kombinovanoho armuvannya balok iz kleyenoyi derevyny. Mizhnarodna naukovo-praktychna konferentsiya «Efektyvni tekhnolohiyi i konstruktsiyi v budivnytstvi ta arkhitektura sela. Rozrobka innovatsiynykh modeley ekoposelen' Prykarpattia ta Karpat». Tezy dopovidey. Dublyany, 2019. – s. 99-100.
- [22] Sobczak-Piąstka J., Gomon S.S., Polishchuk M., Homon S. Gomon P., Karavan V. Deformability of Glued Laminated Beams with Combined Reinforcement. Buildings 2020, 10(5), 92. doi:10.3390/buildings10050092.

## LOCAD AND GLOBAL STRENGTHENING OF WOOD BEAMS DURING OPERATION

**Gomon S.**, doctor of technical sciences, professor,  
s.s.homon@nuwm.edu.ua: ORCID: 0000-0003-2080-5650

**Homon S.**, doctor of technical sciences, professor,  
s.s.gomon@nuwm.edu.ua: ORCID: 0000-0001-9818-1804

**Puhash Y.**, post-graduate student,  
y.v.puhach@nuwm.edu.ua: ORCID: 0009-0002-2496-1159  
*National University of Water and Environmental Engineering, Rivne*

**Annotation:** The work presents modern comprehensive methods for the rehabilitation and reinforcement of glued wooden beams or timbers that can be utilized during their service in buildings. The local or global reinforcement of wooden elements made of solid or glued wood, which are subjected to transverse bending, needs to be performed either with full or partial unloading of the structure.

The reinforcement effect is greater with complete unloading of the structure compared to partial unloading. Local reinforcement of the structure, through altering the physical and mechanical properties of the material in problematic areas, often involves the injection of cracks with adhesives followed by the application of the chosen reinforcement system.

Global reinforcement of wooden bending elements includes reinforcing both the compressed and tension zones of the element, as reinforcing only the tension zone provides minimal effect. The best effect in global reinforcement of beam structures is achieved through double reinforcement, either with high-grade steel reinforcement bars or by reinforcing the tension zone with polymer tapes while simultaneously installing steel reinforcement in the compressed zone.

Often, global reinforcement of both the compressed and tension zones of wooden beams results in insufficient shear bearing capacity. Therefore, a comprehensive approach to reinforcing wooden beams as a whole necessitates reinforcing the element's ability to handle increased shear forces at the edges. An effective method for increasing the shear force capacity of a wooden beam is reinforcing it by bonding one or more composite strips at a 45-degree angle. The bonding is performed using polymer adhesives at specific intervals on both sides of the beam in areas close to the supports.

The issue of reinforcing wooden structures in service is quite complex and requires an individual approach in each case.

The comprehensive development of methods for reinforcing wooden bending elements is currently hampered by the lack of regulatory framework in Ukraine to address this issue. At the time, there was no general work on reinforcement. Each engineer developed his own methods for reinforcing timber bending members.

**Keywords:** glued wood, solid wood, beam, bearing capacity, reinforced wood.

УДК 691.11:674.048

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-121-127

## СПОСІБ ІМПУЛЬСНОГО ІМПРЕГНУВАННЯ ДЕРЕВИНИ ДЛЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

**Горюн О.О.**, асистент,

oleggoriun@vntu.edu.ua, ORCID: 0000-0001-5678-835X,

**Коц І.В.**, к.т.н., доцент,

ivan.kots.2014@gmail.com, ORCID: 0000-0003-0870-6385

*Вінницький національний технічний університет, м. Вінниця*

**Анотація.** У статті розглянуто ефективність імпульсного способу імпрегнування деревини для покращення її експлуатаційних властивостей при використанні в будівельних конструкціях. Представлено детальний аналіз сучасних методів просочування деревини, зокрема традиційного статичного та запропонованого імпульсного способів. Визначено основні переваги імпульсної технології імпрегнування, такі як підвищення довговічності, вогнестійкості деревини, а також поліпшення її фізико-механічних властивостей в залежності від типу використовуваного просочувального складу. У ході дослідження проведено експериментальне порівняння обох методів, результати якого підтверджують високу ефективність імпульсного способу просочування. Описано матеріали та методи, використані для експериментів, включаючи характеристику деревини та процес імпульсного імпрегнування. Наведено детальний опис запропонованої технології імпульсного імпрегнування деревини. Результати дослідження можуть бути використані для вдосконалення методів обробки деревини та підвищення її експлуатаційних властивостей у будівельних конструкціях, що сприяє більш ефективному та широкому використанню деревини як будівельного матеріалу.

**Ключові слова:** дерев'яні конструкції; будівельні матеріали; вогнезахист; біологічний захист; імпрегнування; просочування; капілярно-пористе тіло.

**Вступ.** Деревина є одним із найстаріших і найпоширеніших будівельних матеріалів, який використовується у будівництві завдяки своїм природним властивостям, таким як легкість, міцність, естетичність та екологічність. Важливість використання деревини в будівництві підкреслюється технологічністю виготовлення конструкцій, малими значеннями коефіцієнтів температурного розширення і теплопровідності, стійкість у найбільш поширених хімічно агресивних середовищах [1]. Однак, природна деревина має ряд недоліків, таких як схильність до гниття, впливу шкідників та втрати міцності під дією вологи, низька вогнестійкість, неоднорідність структури. Ці недоліки значно обмежують можливості її використання у будівельних конструкціях, особливо в умовах підвищеної вологості та агресивних середовищ.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Сучасні наукові дослідження та практичні розробки спрямовані на підвищення експлуатаційних властивостей деревини шляхом її модифікації, що часто реалізовується шляхом просочування деревини різноманітними хімічними речовинами. Існують різні способи глибокої модифікації деревини серед яких термомеханічна, хімічно-механічна, термохімічна, хімічна, радіаційно-хімічна модифікації [2-4]. Одним з недоліків модифікації такого типу є велика трудомісткість робіт та затрат на її здійснення. Традиційні методи просочування деревини, такі як статичне імпрегнування, передбачають тривале занурення деревини у просочувальну рідину [3-6]. До них відносять технології просочування під тиском з різними технологічними схемами [4, 7-8], із застосуванням нагрівання технологічних рідин та вакуумування [4, 9], способом тепло-холодних ванн [10]. Незважаючи на поширеність та численні переваги, такі способи модифікації деревини мають ряд недоліків, зокрема нерівномірність проникнення рідин у структуру деревини, недостатню глибину проникнення та значний час обробки. Дослідження,

проведені в цій галузі, вказують на обмеженість традиційних методів у досягненні глибокого проникнення та рівномірного розподілу просочувальних речовин.

Одним із перспективних методів є імпульсне імпрегнування, яке дозволяє значно покращити водостійкість, біостійкість та міцність деревини [11]. Цей метод базується на використанні імпульсів тиску для глибокого проникнення просочувальних рідин у структуру деревини, що забезпечує більшу глибину проникнення, скорочення тривалості процесу обробки, а також більш рівномірний та ефективний розподіл захисних речовин всередині матеріалу.

**Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми.** У процесі вдосконалення методів просочування деревини для будівельних конструкцій постає ряд невирішених питань, які потребують додаткового дослідження. Серед них можна виділити необхідність розробки технології просочування, яка б гарантувала підвищення властивостей деревини для будівельних конструкцій, а також проведення порівняльних досліджень між традиційним статичним та імпульсним методами імпрегнування.

**Постановка цілей і завдань досліджень.** Метою даного дослідження є розробка та оптимізація методу імпульсного імпрегнування деревини для покращення її властивостей при використанні у будівельних конструкціях. Дослідження спрямоване на виявлення ефективності імпульсного способу у порівнянні зі статичним способом імпрегнування деревини.

**Основний матеріал і результати.** Запропонований спосіб модифікації деревини шляхом імпульсного імпрегнування здійснюється наступним чином. Перший етап передбачає попереднє сушіння деревини для зменшення вологості до оптимального рівня. Сушіння проводять при нормальному режимі за температури  $+63...94^{\circ}\text{C}$  в залежності від породи деревини до досягнення вологості 12...15%. Далі розміщують зразки деревини у спеціальній камері, де проводять вакуумування для видалення повітря та вологи з пор деревини. Вакуумування виконують зі зниженням тиску до величини розрідження 0,060...0,150 атм із заданою тривалістю. Після завершення вакуумування камеру з деревиною заповнюють попередньо підігрітим технологічним складом. На даному етапі розпочинається процес проникнення просочувального складу в капілярно-пористі структури деревини. Тип технологічної речовини залежить від необхідних для покращення властивостей деревини. Для зменшення водопоглинання та надання деревині водовідштовхувальних властивостей використовуються гідрофобізатори, для підвищення вогнестійкості використовуються антипірени, для поліпшення біологічної стійкості застосовуються антисептики, а для поліпшення фізико-механічних властивостей використовуються мономери та полімери. Після заповнення камери у ній створюють надлишковий тиск заданої величини для покращення проникнення технологічного складу в деревину. Далі застосовують імпульсний режим накладання тиску. Даний режим інтенсифікує процес імпрегнування деревини, а також забезпечує більш глибоке та рівномірне просочування рідини у її капілярно-пористу структуру. Даний режим передбачає виконання почергової стрибкоподібної зміни заданої величини тиску в камері з деревиною. Зміна тиску відбувається з певною частотою повторення імпульсів тиску. Процес насичення деревини в імпульсному режимі відбувається до досягнення необхідної величини проникнення технологічного складу у товщу деревини і залежить від породи деревини, а також типу технологічного складу. По завершенню імпульсного режиму роботи обладнання виконують стабілізацію тиску і злив залишків технологічного складу зі спеціальної камери. Процес імпрегнування деревини завершено. Далі проводять додаткове вакуумування деревини із заданою глибиною розрідження протягом заданої тривалості для видалення парів технологічного складу, що утворилися в порах деревини у процесі імпрегнування. По завершенню додаткового вакуумування у спеціальній камері з деревиною встановлюють атмосферний тиск, проводять

розгерметизацію та видаляють готову модифіковану продукцію для подальшої обробки чи використання.

У випадку використання мономерів в ролі технологічного складу, після етапу імпрегнування, проводять заповнення спеціальної камери з деревиною гліцерином, попередньо підігрітим до  $+70...+94^{\circ}\text{C}$ . Таким чином протягом певного періоду відбувається термокаталітична полімеризація мономера в середині деревини. Температуру гліцерину підтримують за допомогою нагрівачів. Після завершення термокаталітичної полімеризації мономера зливають залишки гліцерину і проводять додаткове вакуумування імпрегнуваної деревини із заданою глибиною розрідження для видалення парів мономера, що утворилися під час термокаталітичної полімеризації. По завершенню вакуумування у спеціальній камері з встановлюють атмосферний тиск, проводять розгерметизацію та проводять видалення готової модифікованої продукції. Запропонований спосіб модифікації деревини можна реалізувати з використанням устаткування для циклічного гідротермічного насичення будівельних виробів [12]. Технологічна схема запропонованого способу модифікації деревини представлена на рис. 1.

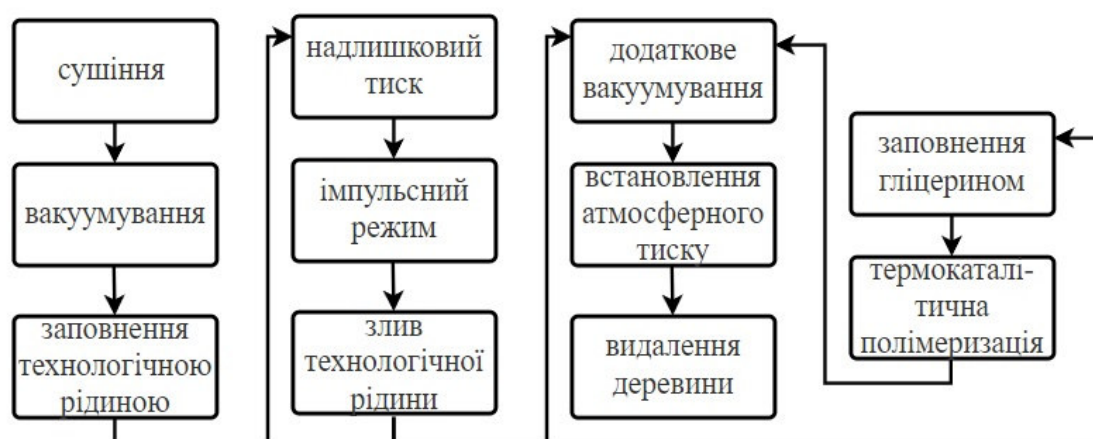


Рис. 1. Технологічна схема імпульсного способу модифікації деревини

Експериментальне дослідження спрямоване на визначення впливу імпульсної складової тиску [13] на глибину проникнення рідини у зразки деревини, порівняння величини проникнення, а також однорідності заповнення капілярно-пористої структури деревини технологічною рідиною при різних способах імпрегнування. Для експерименту використовувались хвойні породи деревини, а саме сосни щільністю  $700 \text{ кг/м}^3$ . Зразки деревини були розрізані та відшліфовані до необхідних розмірів для випробувань і методів визначення характеристик. Базовий переріз зразків по ширині виконували у тангенціально-радіальній площині. Циліндричні зразки деревини з сосни були виготовлені діаметром 24 мм та довжиною 38 мм. Зразки поступово шліфували наждачним папером із зерном 120, 150, 240 і 320 для видалення будь-яких залишків на зразках і досягнення рівномірної постійної шорсткості поверхні. Зразки поміщали в духовку при  $+90^{\circ}\text{C}$  на 24 години перед випробуваннями, щоб висушити їх, мінімізуючи вміст вологи.

За просочувальну рідину було взято оливу I-20 з кінематичною в'язкістю  $32 \text{ мм}^2/\text{с}$  при  $40^{\circ}\text{C}$ , густиною  $890 \text{ кг/м}^3$ , вмістом сірки до 1% та з відсутністю механічних домішок.

Випробувальний стенд складався з просочувальної камери в якій розміщувалися дослідні зразки; рідинного насоса для створення тиску; гідроімпульсного клапана, який використовувався для створення імпульсів тиску просочувальної рідини; рідинного манометра (ГОСТ 8625-69, клас точності 1,6), що використовувався для контролю тиску в робочій камері та вимірювання амплітуди тиску.

Експеримент проводився двома способами: із застосуванням статичного тиску та гідроімпульсним способом.

У першому випадку зразки деревини просочували оливою I-20 методом занурення у камеру з просочувальною рідиною. Виконували витримку зразків у оливі під статичним надлишковим тиском величиною 3 атм протягом 30 хв.

У другому випадку зразки розміщували в просочувальній камері, заповненій оливою. Спочатку створили постійний надлишковий тиск величиною 3 атм, після чого на протязі 4 хв циклічно створювали імпульси тиску оливи. Імпульси тиску досягали максимального тиску 40 атм, з амплітудою в межах 15-20 атм та частотою 2,8 Гц. Тривалість імпульсного насичення складала 4 хв, а час витримки під статичним тиском — 6 хв. Експеримент проводився при нормальних умовах.

Після завершення процесу насичення дерев'яні зразки були розрізані і глибина насичення виміряна для подальшого аналізу. Після виконання поперечного розрізу виконувалась фіксація глибини насичення за допомогою фотознімків (рис. 2).



Рис. 2. Розрізані дослідні зразки після імпрегнування з використанням:  
а) статичного тиску; б) циклічних імпульсів тиску

За даними замірів глибина насичення з використанням статичного способу імпрегнування склала 5-7 мм. На світлинах видно неоднорідність проникнення оливи в по товщині зразків. У дослідних зразках другого етапу експерименту, які піддавалися імпульсному просочуванню, олива майже заповнило внутрішню структуру деревини наскрізь. Глибина проникнення оливи при розрізі зразків для імпульсного способу склала 12 мм (табл. 1).

**Таблиця 1.** Результати випробувань систем протикорозійних покриттів

| № п/п | Спосіб імпрегнування   | Матеріал зразків | Тривалість сушіння $T_c$ , хвилин | Просочувальна рідина | Тривалість імпрегнування $T_i$ , хвилин | Тиск $p$ , атм | Глибина проникнення, мм |
|-------|------------------------|------------------|-----------------------------------|----------------------|-----------------------------------------|----------------|-------------------------|
| 1     | Постійний тиск         | ялина            | 1440                              | олива I-20           | 30                                      | 3              | 5...7                   |
| 2     | Імпульсний режим тиску | ялина            | 1440                              | олива I-20           | 10                                      | 15...20        | 12                      |

Ці показники є приблизно в 2 рази більшими від величини проникнення оливи у товщину зразка витриманого під статичним надлишковим тиском. На підставі результатів дослідження можна стверджувати про збільшення глибини проникнення оливи в капілярно-пористу структуру деревини, при меншій тривалості імпрегнування за використання циклічного імпульсного способу імпрегнування.

**Висновки.** У проведеному дослідженні було запропоновано та виконано детальний опис ефективного способу модифікації деревини для будівельних конструкцій, який реалізується за допомогою технології імпульсного імпрегнування деревини технологічними складами. Дана технологія дозволяє інтенсифікувати процес обробки деревини і скоротити час обробки деревини, що підвищує ефективність виробничого процесу та знижує витрати на енергію і матеріали. Збільшення глибини проникнення просочувальної рідини в пори деревини порівняно зі статичним методом разом із забезпеченням більш рівномірного розподілу рідини в структурі деревини є важливим для підвищення довговічності та експлуатаційних властивостей дерев'яних конструкцій залежно від типу просочувального складу (наприклад, вогнестійкість, біологічна стійкість, міцність, гідрофобність).

Виконано порівняння статичного способу та імпульсного способів імпрегнування хвойних зразків деревини. Встановлені експериментальні дані доводять позитивний вплив імпульсної складової тиску на збільшення глибини та досягнення однорідності проникнення просочувальної рідини в капілярно-пористу структуру деревини. Отримані результати можуть бути використані для вдосконалення технологій обробки деревини і встановленню конкретного діапазону параметрів, що сприятиме підвищенню якості будівельних матеріалів та конструкцій.

### Література

1. Марченко Н. В. Використання деревини в елементах будівельних конструкцій. Науковий вісник Національного університету біоресурсів і природокористування України. 2013. Вип. 187(3). С. 323-329. DOI:10.31548/forest2019.04.103.
2. Гомон С.С., Савчук В.О., Мельник Ю.А., Верешко О.В. Область застосування та способи модифікації композиційних матеріалів на основі деревини. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. 2019. Вип. 12. С. 44-50. DOI:10.36910/6775-2410-6208-2019-2(12)-06.
3. Пащенко Т.М., Світла З.І. Будівельне матеріалознавство: Навчальний посібник. Аграрна освіта. Київ, 2009. 434 с.
4. Василів Р.М., Білей П.В. Огляд методів просочування деревини антипіренами. Пожежна безпека. 2005. №7. С. 56-60.
5. Довбенко Т. О., Гомон С. С., Матвіюк О. В., Павлюк А. П. Модифікація деревини екологічно чистими матеріалами. Вісник НУВГП. 2023. Вип. 1(101). С. 134-142. DOI:10.31713/vt1202311.
6. Плотников І.В., Лагута Д.О., Рашкевич Н.В. Інноваційні заходи вогнезахисту дерев'яних конструкцій. Проблеми надзвичайних ситуацій: Збірник матеріалів Міжнародної наук.-практ. конференції 16 травня 2024 р., Харків, 2024, С. 224-225.
7. Sandberg D., Kutnar A., Mantanis G. Wood modification technologies – a review. iForest – Biogeosciences and Forestry. 2017. Vol. 10(6). pp. 895-908. DOI: 10.3832/ifor2380-010.
8. Mantanis G. I. Chemical modification of wood by acetylation or furfurylation: A review of the present scaled-up technologies. BioRes. 2017. Vol. 12(2). pp. 4478-4489. DOI:10.15376/biores.12.2.Mantanis.
9. Озарків І.М., Перетятко Б.М. Методика просочення деревини антипіренами методом тепло-холодних ванн. Науковий вісник НЛТУ України. 2008. Вип. 18.9. С. 113-118.
10. Thermo-vacuum modification of spruce (*Picea abies* Karst.) and fir (*Abies alba* Mill.) wood. BioResources. 2012. №7(3). pp. 3656-3669. DOI:10.15376/biores.7.3.

11. Горюн О.О. Гідротермальна обробка та імпульсне насичення капілярно-пористих матеріалів. Інноваційні технології в будівництві: Збірник матеріалів Міжнародної наук.-техн. конференції 10-12 листопада 2020 р., Вінниця, 2020, С.128-131.

12. Устаткування для циклічного гідротермічного насичення будівельних виробів: пат. 145860 Україна, МПК6 C04B 41/45. № u2020 04696; заявл. 24.07.2020 ; опубл. 06.01.2021, бюл. № 1. 6 с.

13. Коц І. В., Горюн О. О. Математичне моделювання процесів насичення бетонних зразків під дією гідроімпульсного навантаження. Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. 2019. № 2. С. 123-129.

## References

- [1] Marchenko N. V. Vykorystannia derevyny v elementakh budivelnykh konstruktsii. Naukovyi visnyk Natsionalnoho universytetu bioresursiv i pryrodokorystuvannia Ukrainy. 2013. Vol. 187(3). pp. 323-329. DOI:10.31548/forest2019.04.103.
- [2] Homon S.S., Savchuk V.O., Melnyk Yu.A., Vereshko O.V. Oblast zastosuvannia ta sposoby modyfikatsii kompozytsiinykh materialiv na osnovi derevyny. Suchasni tekhnolohii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi. 2019. Vol. 12. pp. 44-50. DOI:10.36910/6775-2410-6208-2019-2(12)-06.
- [3] Pashchenko T.M., Svitla Z.I. Budivelve materialoznavstvo: Navchalnyi posibnyk. Ahrarna osvita. Kyiv, 2009. 434 p.
- [4] Vasylyv R.M., Bilei P.V. Ohliad metodiv prosochuvannia derevyny antypirenamy. Pozhezhna bezpeka. 2005. №7. pp 56-60.
- [5] Dovbenko T. O., Homon S. S., Matviiuk O. V., Pavliuk A. P. Modyfikatsiia derevyny ekolohichno chystymy materialamy. Visnyk NUVHP. 2023. Vol. 1(101). pp. 134-142. DOI:10.31713/vt1202311.
- [6] Plotnykov I.V., Lahuta D.O., Rashkevych N.V. Innovatsiini zakhody vohnnezakhystu derevianykh konstruktsii. Problemy nadzvyzhainykh sytuatsii: Zbirnyk materialiv Mizhnarodnoi nauk.-prakt. konferentsii 16 may 2024 r., Kharkiv, 2024, pp.224-225.
- [7] Sandberg D., Kutnar A., Mantanis G. Wood modification technologies – a review. iForest – Biogeosciences and Forestry. 2017. Vol. 10(6). pp. 895-908. DOI: 10.3832/for2380-010.
- [8] Mantanis G. I. Chemical modification of wood by acetylation or furfurylation: A review of the present scaled-up technologies. BioRes. 2017. Vol. 12(2). pp. 4478-4489. DOI:10.15376/biores.12.2.Mantanis.
- [9] Ozarkiv I.M., Peretiatko B.M. Metodyka prosochennia derevyny antypirenamy metodom teplo-kholodnykh vann. Naukovyi visnyk NLTU Ukrainy. 2008. Vol. 18.9. pp. 113-118.
- [10] Thermo-vacuum modification of spruce (*Picea abies* Karst.) and fir (*Abies alba* Mill.) wood. BioResources. 2012. №7(3). pp. 3656-3669. DOI:10.15376/biores.7.3.
- [11] Horiun O.O. Hidrotermalna obrobka ta impulsne nasychennia kapiliarno-porystykh materialiv. Innovatsiini tekhnolohii v budivnytstvi: Zbirnyk materialiv Mizhnarodnoi nauk.-tekhn. konferentsii 10-12 lystopada 2020 r., Vinnytsia, 2020, pp.128-131.
- [12] Ustatkuvannia dlia tsyklichnoho hidrotermichnoho nasychennia budivelnykh vyrobiv: pat. 145860 Ukraina, MPK6 C04B 41/45. № u2020 04696; zaiavl. 24.07.2020 ; opubl. 06.01.2021, biul. № 1. 6 p.
- [13] Kots I. V., Horiun O. O. Matematychnе modeliuвання protsesiv nasychennia betonnykh zrazkiv pid diieiu hidroimpulsnoho navantazhennia. Suchasni tekhnolohii, materialy i konstruktsii v budivnytstvi. 2019. № 2. pp. 123-129.



## **METHOD OF IMPULSE IMPREGNATION OF TIMBER FOR BUILDING STRUCTURES**

**Horiun O.O.**, Assistant,

oleggoriun@vntu.edu.ua, ORCID: 0000-0001-5678-835X,

**Kots I.V.**, PhD, Associate Professor,

ivan.kots.2014@gmail.com, ORCID: 0000-0003-0870-6385

*Vinnitsia National Technical University, Vinnitsia*

**Abstract.** The article discusses the effectiveness of the impulse method of timber impregnation to improve its operational properties when used in building structures. A detailed analysis of modern timber impregnation methods is presented, in particular, the traditional static and the proposed impulse methods. The main advantages of impulse impregnation technology are defined, such as increasing the durability and fire resistance of wood, as well as improving its physical and mechanical properties, depending on the type of impregnation composition used. In the course of the study, an experimental comparison of both methods was carried out, the results of which confirm the high efficiency of the pulsed infiltration method. The materials and methods used for the experiments are described, including wood characterization and the pulsed impregnation process. A detailed description of the proposed technology of impulse impregnation of wood is given. The results of the research can be used to improve wood processing methods and increase its operational properties in building structures, which contributes to more efficient and widespread use of timber as a building material. The purpose of this study is to develop and optimize the method of impulse impregnation of wood to improve its properties when used in building structures. The research is aimed at identifying the effectiveness of the impulse method in comparison with the static method of timber impregnation. In the conducted research, a detailed description of an effective method of wood modification for building structures, which is implemented using the technology of impulse impregnation of wood with technological compositions, was proposed and performed. This technology allows you to intensify the wood processing process, increase the penetration depth of the impregnating liquid into the pores of the wood and ensure a more even distribution of the liquid in the wood structure. This is important for increasing the durability and operational properties of wooden structures depending on the type of impregnation composition (for example, fire resistance, biological resistance, strength, hydrophobicity). The obtained experimental data prove the positive effect of the impulse component of pressure on increasing the depth and achieving homogeneity of penetration of the impregnating liquid into the capillary-porous structure of wood.

**Keywords:** wooden structures; building materials; fire protection; biological protection; impregnation; saturation; capillary-porous body.

УДК 624.012.3:624.014

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-128-139

## ВРАХУВАННЯ СУМІСНОЇ РОБОТИ ДИСКІВ ПОКРИТТІВ ЗІ ЗБІРНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ У СКЛАДІ ПРОЛІТНИХ ЗГИНАЛЬНИХ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

Дмитренко Є.А., к.т.н., доцент,  
zdmitrenko26@gmail.com, ORCID: 0000-0002-0238-5384

Андрієвська М.А., магістерка  
andrievskam5@gmail.com

Яковенко І.А., д.т.н., професор,  
i2103@ukr.net, ORCID: 0000-0003-4256-9855

Національний університет біоресурсів і природокористування України, м. Київ

**Анотація.** Виконаний порівняльний розрахунок плоскої сталевий ферми покриття із парних кутиків просторового каркасу одноповерхової промислової будівлі за загальноприйнятою розрахунковою схемою, – без врахування сумісної роботи з диском покриття, а також з врахуванням спільної роботи каркасу із залізобетонними ребристими плитами. Обґрунтовано використання чисельного моделювання фрагмента покриття методом скінченних елементів у ПК «ЛІРА САПР 2022» шляхом порівняльного аналізу внутрішніх зусиль в елементах ферми та її загальної маси за двома розрахунковими моделями.

**Ключові слова:** просторовий сталевий каркас, чисельна модель, розрахункова схема, жорсткий диск покриття, залізобетонні ребрісті плити, внутрішні зусилля.

**Постановка проблеми.** На території України побудована значна кількість одноповерхових промислових будівель, виконаних у сталевому каркасі з настилом із залізобетонних плит покриття. У відповідності до результатів чисельних обстежень будівель та інженерних споруд [1, 2 та ін.], конструкції таких будівель мають дефекти та пошкодження, які не задовольняють [3] і не відповідають проєктним рішенням у відповідності до діючих нормативних документів за [4–6 та ін.]. Такі конструкції не забезпечують подальшої надійної експлуатації [7] і потребують проведення відновлювальних робіт.

Актуальності набувають задачі визначення дійсної несучої здатності, стійкості та деформативності каркасів одноповерхових і багатоповерхових промислових будівель, причому, як при реконструкції [8], так і при новому будівництві таких будівель [9] із врахуванням складного деформування [10], нових ефектів опору [11] та прийнятих гіпотез побудови розрахункових схем [12], зчеплення арматури з бетоном [13], інженерного захисту територій [14] тощо. Саму тому пошук оптимальних [15] і неординарних конструктивних рішень [16–18] з комплексним врахуванням сумісної роботи несучих елементів із сталі та бетону при їхньому розрахунку [17–20] призводить до суттєвого економічного ефекту порівняно з розрахунками за ідеалізованими розрахунковими схемами.

**Аналіз останніх джерел і публікацій.** Моделювання сумісної роботи несучих конструкцій зі сталі та бетону під час розрахунку стало можливим завдяки реалізації методу скінченних елементів (МСЕ) у різних розрахункових комплексах (SCAD, ЛІРА САПР, ANSYS, Nastran тощо), використання яких набуло широкого застосування [21–24].

Економічна доцільність від врахування сумісної роботи сталевих та залізобетонних конструкцій відмічається у багатьох країнах Європи, США, Канаді тощо. Зрештою, це призвело до виникнення і подальшого впровадження EuroCODE4 [25] із гармонізацією його на теренах України у ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010.

Виконання розрахунку балкових елементів та ферм покриття у відповідності до вищевикладених передумов, і спрощення без врахування спільної роботи з конструкціями каркасу будівлі (у тому числі і залізобетонними плитами) отримують перерізи елементів зі

значним запасом міцності, і як наслідок, – перевитрату матеріалу, що призводить до значного здорожчання конструкцій [26]. Дослідженням дійсної роботи кроквяних ферм одноповерхових промислових будівель підтверджено включення у спільну роботу залізобетонних плит покриття при дотриманні певних конструктивних вимог. Це значно зменшує значення поздовжнього зусилля у верхньому поясі і як наслідок, дозволяє раціонально запроектиувати ферму покриття.

**Постановка завдання.** Основною задачею при розрахунку балкових конструкцій та збірних плит перекриття з врахуванням їхньої сумісної роботи є коректне призначення розрахункового об'єднаного перерізу балки та плити, який достовірно відображатиме роботу конструкції: товщини та ширини перерізу плити, яка включається в роботу [10, 11].

Проблемним також є питання про коректність врахування сумісної роботи дисків покриття зі збірного залізобетону при розрахунку сталевих конструкцій на згин як монолітного залізобетону та подальшого розрахунку їх як сталезалізобетонних конструкцій [1]. Розрахунок зусиль у стержнях кроквяних ферм, які працюють спільно із плитами, також спонукає до визначення коректної розрахункової схеми, яка врахувала б спільну роботу плит покриття та верхнього пояса, і, як наслідок, зниження за рахунок цього поздовжнього зусилля в останньому.

Також розрахунок елементів диска покриття та прогонових конструкцій, які складаються із збірного залізобетону, необхідно проводити із врахуванням ефекту спільної роботи конструкцій диска один із одним. Такий ефект спостерігається відразу після об'єднання конструктивних одиниць диска в єдине ціле за допомогою зварювання закладних деталей. Спільна робота елементів диска покриття залежить від деформативності поздовжнього ребра плити покриття, деформативності закладних деталей [18], призначених для закріплення плит з балками, умов закріплення плити покриття у складі диска, якості міжплитних швів замонолічування, зміни осьової та згинальної жорсткостей кроквяної конструкції у процесі деформування [9, 10].

Тому у процесі моделювання із застосуванням ефекту розвантаження [26], необхідно враховувати підвищену деформативність вузлових сполучень плит, їхню фізичну і конструктивну нелінійність, які змінюються залежно від напружено-деформованого стану [22, 24]. **Метою дослідження** є зниження матеріаломісткості згинальних металевих конструкцій ферм покриття із врахуванням їхньої сумісної роботи з жорсткими дисками покриття, виконаними зі збірного залізобетону.

**Основний матеріал і результати.** Моделлю дослідження є просторовий блок покриття одноповерхової промислової будівлі з розмірами в плані  $24 \times 60$  м, до складу якого входять три кроквяні ферми з ухилом верхнього пояса 1,5 % за серією 1.460-4 (рис. 1). Проліт ферм – 24 , крок – 6 м. Висота ферм за геометричними осями – 3000 мм.

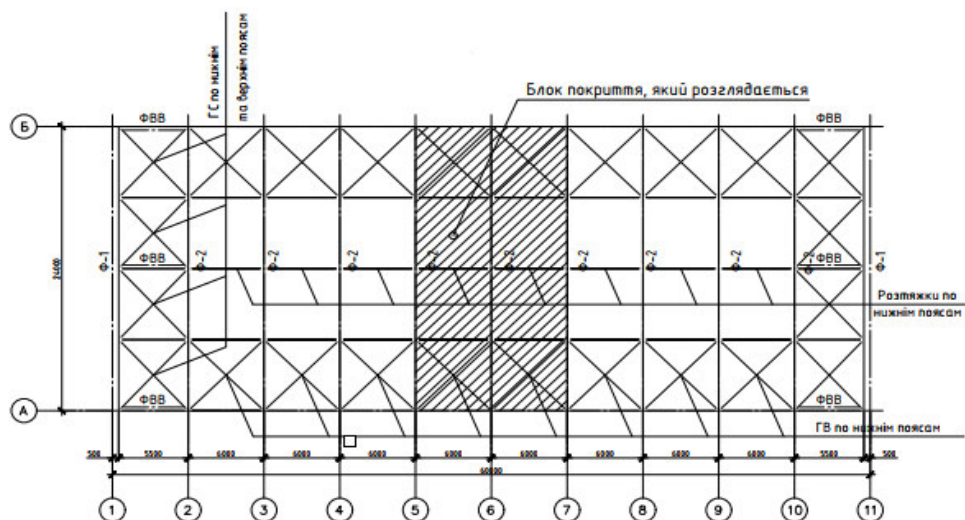


Рис. 1. Схема розташування конструкцій покриттів:

ФВВ – ферми вертикальні в'язеві, Ф-1, Ф-2 – марки кроквяних ферм

Спирання ферм на колони – зверху (шарнірне). Розглянутий блок має горизонтальні в'язі нижнього пояса і розтяжки для зменшення коливань нижнього пояса від динамічної дії кранових навантажень. В'язі мають хрестові грати, перерізи в'язей і розтяжок виконані із рівнополочних куточків. У якості покрівельного настилу застосовуються збірні залізобетонні ребристі плити за серією 1.465-7 довжиною 6 м, шириною 3 м і висотою 0,3 м. Залізобетонні плити приварюються до сталевих накладок, які з'єднуються до верхнього пояса ферм щонайменше у трьох точках шляхом зварювання. Поздовжні та поперечні шви замоноличуються дрібнозернистим важким бетоном класу С12/15 [5]. Матеріал кроквяних ферм – сталь С245 [4], залізобетонних плит покриття – бетон класу С20/25 [5].

У процесі дослідження проведений розрахунок внутрішніх зусиль та виконаний підбір перерізів елементів у кроквяних фермах, які входять у склад блоку покриття за традиційною методикою, розглядаючи ферму окремо від конструкцій каркасу будівлі, зокрема залізобетонних ребристих плит покриття. Здійснений підбір перерізів елементів в'язей дослідного блоку покриття.

Отримані перерізи елементів блоку покриття були задані у просторову розрахункову схему та визначені зусилля у стержнях найбільш навантаженої ферми блоку із врахуванням її сумісної роботи разом із плитами покриття та в'язями. За значеннями отриманих зусиль були підібрані перерізи елементів ферми та виконаний порівняльний аналіз внутрішніх зусиль та елементів ферм, обчислених із врахуванням та без врахування спільної роботи конструкцій покриття.

Збір навантажень виконаний за [6] на вантажну площу, ширина якої дорівнює кроку ферм у будівлі – 6 м. Зусилля у стержнях ферми визначалися за допомогою програмного комплексу ЛІРА САПР [13, 22, 24], прикладаючи зосереджені навантаження до вузлів ферм (рис. 2). Розрахункові зусилля отримуємо шляхом перемноження значень зусиль від одиничних навантажень та значень, отриманих при зборі навантажень. Розрахункові поєднання зусиль отримуємо, підсумовуючи максимальні значення зусиль від постійних та снігових навантажень (рис. 3).

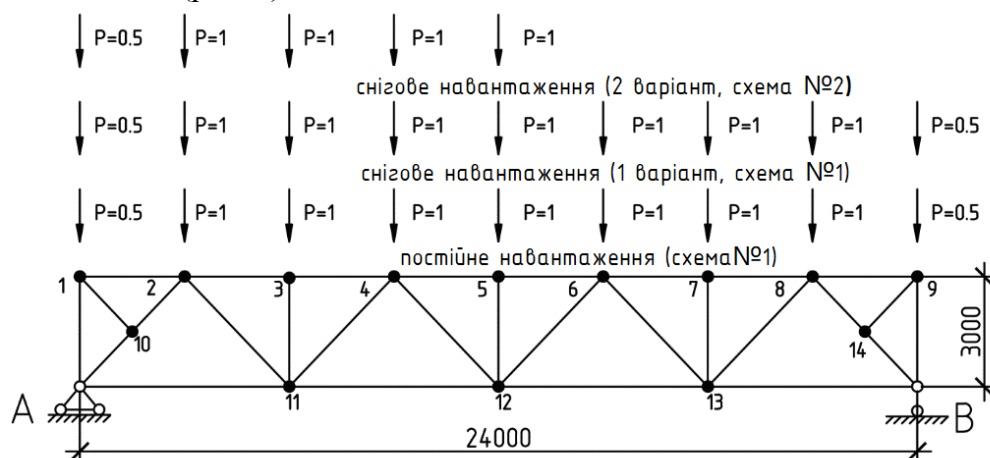


Рис. 2. Розрахункова схема ферма та схема застосування навантажень

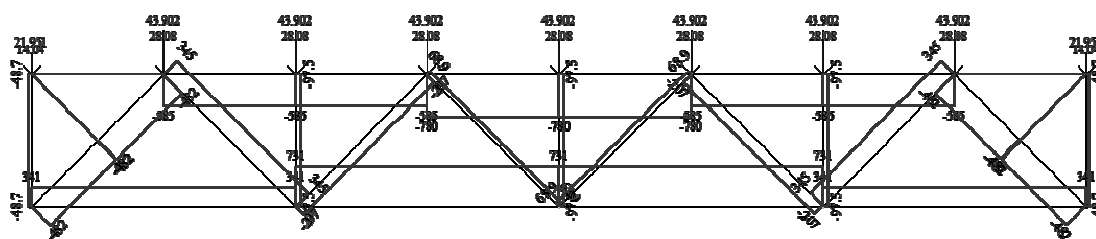


Рис. 3. Епюри внутрішніх зусиль у стержнях ферми від суми навантажень

Переріз стержнів прийнятий із двох рівнополочних куточків, з'єднання – шарнірні. Врахування сумісної роботи диска покриття зі кроквяними фермами задається через просторову розрахункову схему блоку покриття у ПК «ЛІРА САПР». Також моделюється геометрична схема просторового блоку покриття, яка складається з трьох кроквяних ферм та відповідних зв'язків. У результаті маємо стержньову конструкцію, яка містить універсальні просторові стержні типу СЕ10, які мають 6 ступенів вільності (рис. 4).

Оскільки в'язі закріплюються до ферм шарнірно, у розрахунковій схемі по кінцях стержнів вводяться шарніри щодо місцевих осей  $OY$ ,  $OZ$ .

Спирання ферм на колони прийнято шарнірне, тому у крайніх точках нижнього пояса ферм у розрахунковій схемі задаємо шарнірні опори:

– у лівій точці задаємо шарнірну опору, яка забороняє лінійні зміщення ферм за трьома основними напрямками –  $OX$ ,  $OY$ ,  $OZ$ ;

– у правій точці задаємо лінійно-рухливу опору, яка забороняє лінійні зміщення ферм за двома основними напрямками –  $OY$ ,  $OZ$ .

Всім стержням задаємо жорсткості, визначені у попередніх розрахунках.

Полку залізобетонних плит у розрахунковій схемі задаємо універсальними чотирикутними СЕ оболонками – СЕ 44, безпосередньо об'єднаними із верхнім поясом кроквяних ферм, який розбивається на окремі стержні в залежності від розміру скінченного елемента, на який розбивається полиця плити (рис. 5).

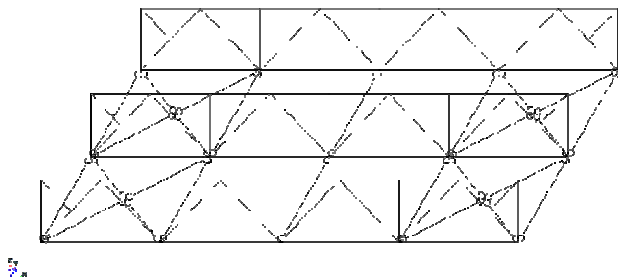


Рис. 4. Розрахункова схема блоку покриття без плит

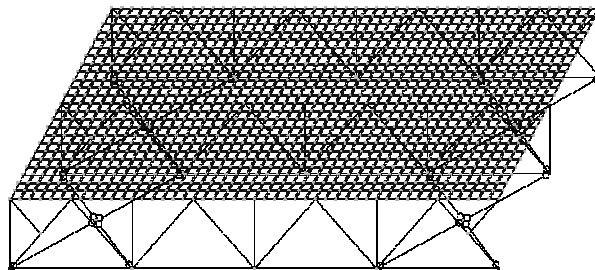


Рис. 5. Розрахункова схема блоку покриття з полицею плит

Жорсткість перерізу полиці призначаємо як для бетонного пластинчастого елемента, вводячи в розрахунковому комплексі початковий модуль пружності бетону –  $E_{cm} = 3 \times 10^4$  МПа і коефіцієнт Пуассона  $\nu = 0,2$ .

Значний вплив на достовірність отриманих результатів розрахунку із використанням МСЕ має розмір скінченноелементної сітки [22]. З метою визначення рівня впливу розміру скінченних елементів на результати розрахунку зусиль в елементах ферм, а також для отримання достовірного результату та проведення подальших розрахунків були виконані розрахунки блоку покриття з різними розмірами комірки полиці плити.

Послідовно були виконані розрахунки блоку покриття із наступними розмірами комірки скінченноелементної сітки плити:

- сітка із коміркою  $500 \times 500$ , кількість вузлів у схемі – 1250;
- сітка із коміркою  $250 \times 250$ , кількість вузлів у схемі – 4778;
- сітка із коміркою  $150 \times 150$ , кількість вузлів у схемі – 13066;
- сітка із коміркою  $100 \times 100$ , кількість вузлів у схемі – 29186;
- сітка із коміркою  $75 \times 75$ , кількість вузлів у схемі – 51706;

Критерієм достовірності розрахунку є значення різниці між максимальним зусиллям у верхньому поясі найбільш навантаженої ферми блоку, розрахованим за аналізованою та попередньою схемами розрахунку. Значення різниці не має перевищувати 3% [22].

Графік залежності максимального стискаючого зусилля у верхньому поясі найбільш навантаженої кроквяної ферми від розміру кінцевої сітки наведений на рис. 6.

Згідно представленого графіку (рис. 7) різниця між зусиллям у верхньому поясі найбільш навантаженої ферми блоку, розрахованим за схемою із сіткою  $100 \times 100$  та  $75 \times 75$  не

перевищує 3%. Отже, результати розрахунків внутрішніх зусиль за цими схемами вважатимуться достовірними.

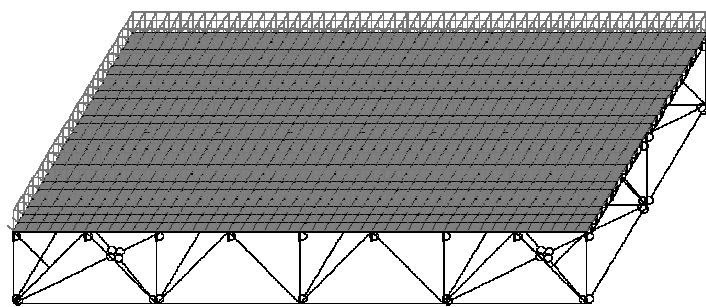


Рис. 6. Навантаження, прикладене на  $1\text{ м}^2$  блоку покриття

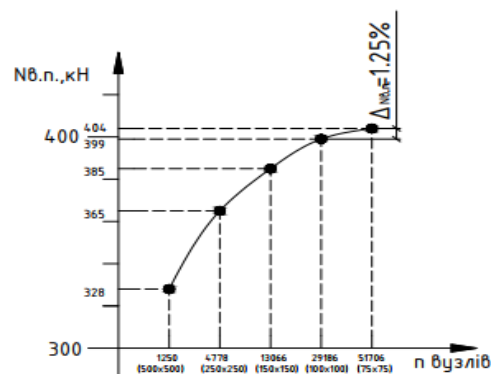


Рис. 7. Графік залежності зусилля у верхньому поясі ферми від розбивки сітки скінченних елементів плити

Прийнята розрахункова схема блоку покриття із розмірами сітки скінченних елементів  $75 \times 75\text{ мм}$ . Деформована схема блоку покриття представлена на рис. 8.

Були проаналізовані зусилля у найбільш навантаженій кроквяній фермі (рис. 9).

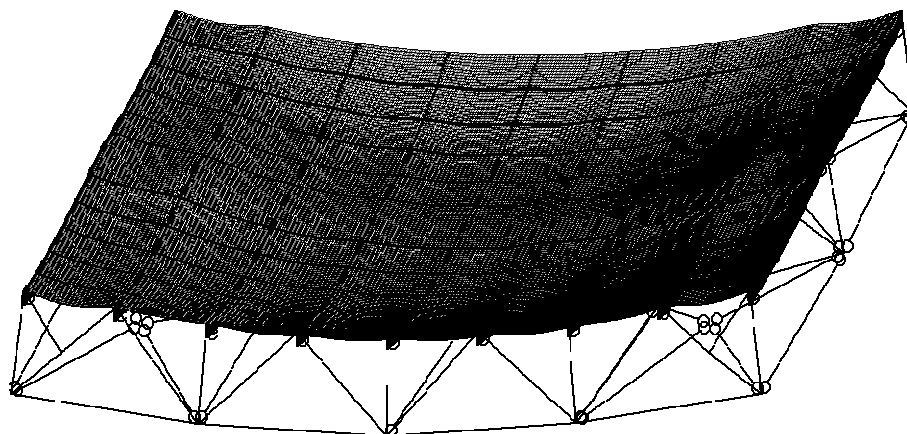


Рис. 8. Деформована схема блоку покриття із коміркою скінченно-елементної сітки  $75 \times 75\text{ мм}$

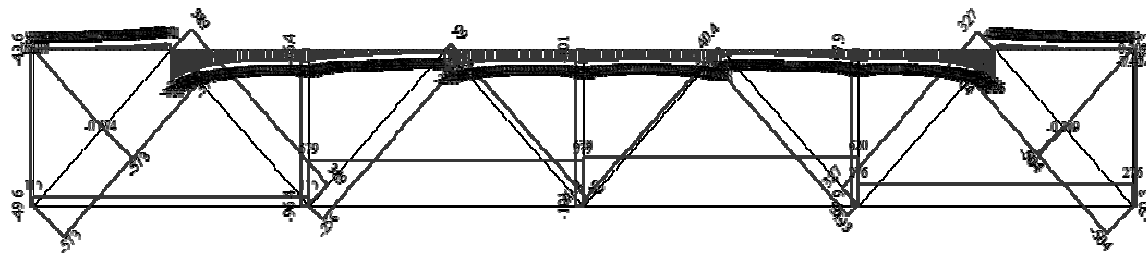


Рис. 9. Зусилля у стержнях ферми із врахуванням її спільної роботи із диском покриття від суми снігового та постійного навантажень

Згідно з рис. 9, зусилля у верхньому поясі розподіляється дещо інакше порівняно зі схемою ферми, яка була розрахована окремо від конструкцій каркасу:

- зусилля розподіляється нерівномірно по довжині елементів пояса, досягаючи максимальних значень на початку елемента пояса та зменшуючись до його кінця;
- зусилля має найбільше значення в елементі, що примикає до опорного розкосу, тоді як максимальне значення зусилля у фермі, що розраховується за плоскою розрахунковою схемою, спостерігається в елементах, розташованих у середині прольоту.

Для аналізу внутрішніх зусиль у стержнях ферми заносимо результати розрахунків внутрішніх зусиль за плоскою та просторовою розрахунковими схемами у табл. 1.



Таблиця 1

**Порівняльна таблиця розрахунку зусиль у стержнях сталеві ферми покриття**

| Елементи     | Номер стержня | Розрахункове зусилля без врахування спільної роботи, $\kappa H$ | Розрахункове зусилля із врахуванням спільної роботи, $\kappa H$ | Ефект від спільної роботи (зміна значення зусилля) |
|--------------|---------------|-----------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|
| Верхній пояс | 1–2           | 0                                                               | 69,1                                                            | –                                                  |
|              | 2–3           | -584,71                                                         | -404                                                            | 0,691                                              |
|              | 3–4           |                                                                 | -150                                                            | 0,257                                              |
|              | 4–5           | -779,62                                                         | -243                                                            | 0,312                                              |
| Нижній пояс  | A–11          | 341,08                                                          | 276                                                             | 0,809                                              |
|              | 11–12         | 730,89                                                          | 620                                                             | 0,848                                              |
| Розкоси      | A–10          | -482,4                                                          | -573                                                            | 1,189                                              |
|              | 2–10          |                                                                 |                                                                 |                                                    |
|              | 1–10          | 0                                                               | -0,309                                                          | –                                                  |
|              | 2–11          | 344,98                                                          | 389                                                             | 1,128                                              |
|              | 4–11          | -206,6                                                          | -256                                                            | 1,239                                              |
| Стійки       | 4–12          | 88,64                                                           | 99                                                              | 1,117                                              |
|              | 3–11          | -97,45                                                          | -97,9                                                           | 1,005                                              |
|              | 5–12          |                                                                 | -101                                                            | 1,036                                              |

Виходячи із отриманих результатів, можна зробити висновок про те, що врахування спільної роботи кроквяної конструкції та жорсткого диска покриття призводить до значного зменшення зусиль у поясах ферми.

$$\Delta N_{\text{в.л.}} = \frac{N_{\text{в.л.},1} - N_{\text{в.л.},2}}{N_{\text{в.л.},1}} \cdot 100\% = \frac{779,62\kappa H - 404\kappa H}{779,62\kappa H} \cdot 100\% = 48,2\%, \quad (1)$$

де  $N_{\text{в.л.},1}$  – максимальне зусилля, яке діє у верхньому поясі під час розрахунку без врахування спільної роботи конструкцій покриття,  $\kappa H$ ;  $N_{\text{в.л.},2}$  – те ж саме, лише із врахуванням спільної роботи конструкцій.

З формули (1) та аналізу [26] випливає, що розрахунок підтверджує результати досліджень Л.С. Васильєвої, яка стверджує, що ефект від включення до спільної роботи плит із кроквяними фермами знаходиться у межах 40–50%.

Однак слід зауважити, що при цьому зусилля в елементах решітки ферми збільшуються незначно, зокрема в опорному розкосі, в якому спостерігається найбільший приріст стискання зусилля, – збільшується на 18,9%.

За отриманими зусиллями виконаний підбір перерізів елементів сталеві ферми покриття, результати зведені до табл. 2.

Результати підбору перерізів за зусиллями, розрахованими із врахуванням спільної роботи конструкцій, у порівнянні з розрахунками за ідеалізованою схемою, отримано:

- зменшення перерізу елементів верхнього пояса ферми із  $\perp 140 \times 12$  до  $\perp 100 \times 10$ ;
- зменшення перерізу елементів нижнього поясу ферми із  $\perp 100 \times 8$  до  $\perp 90 \times 8$ ;
- збільшення перерізу опорного розкосу ферми із  $\perp 100 \times 12$  до  $\perp 125 \times 10$ ;
- збільшення перерізів елементів решітки, зокрема переріз елемента 2–11 збільшився до  $\perp 75 \times 6$  (порівняно з  $\perp 75 \times 5$ ), а переріз елемента 4–11 – до  $\perp 100 \times 10$  (порівняно з  $\perp 100 \times 8$ );
- перерізи інших елементів ферми не змінилися.

Також слід зауважити, що максимальне значення вертикального прогину в середині прольоту ферми становило 34,11 мм, у той час як при розрахунку ферми без врахування спільної роботи прогин у середині прольоту становив 61,43 мм. Звідси випливає, що із розрахунку спільної роботи ферм із залізобетонними плитами, прогин ферм зменшився на 44,5%.



Таблиця 2

**Переріз стержнів ферми, підбрані за зусиллями,  
визначеними із врахуванням сумісної роботи конструкцій покриття**

| Елементи     | Номер стержня | Розрахункове зусилля, кН | Переріз, мм | $A, \text{см}^2$ | $I_x/I_y, (I_x \text{ та } I_y \text{ у см}^4)$ | $i_x/i_y, (i_x \text{ та } i_y \text{ у см})$ | $\lambda_x/\lambda_y$ | $[\lambda]$ | $\varphi$ | $\gamma_c$ | Перевірка за напруж., кН/см <sup>2</sup> |
|--------------|---------------|--------------------------|-------------|------------------|-------------------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------|-------------|-----------|------------|------------------------------------------|
| Верхній пояс | 1-2           | 69,1                     | 70×5        | 13,72            | 300/255                                         | 2,16/3,23                                     | 138,9/78,9            | 150         | –         | 0,9        | 5,04 < 21,6                              |
|              | 2-3           | -404                     | 100×10      | 38,4             | 300/255                                         | 3,05/4,52                                     | 97,4/56,4             | 122         | 0,5667    | 0,8        | 18,57 < 19,2                             |
|              | 3-4           | -150                     |             |                  |                                                 |                                               |                       | 158,5       |           |            | 6,89 < 19,2                              |
|              | 4-5           | -243                     | 100×10      | 38,4             | 300/255                                         | 3,05/4,52                                     | 97,4/56,4             | 145,1       | 0,5667    | 0,8        | 11,17 < 19,2                             |
| Нижній пояс  | A-11          | 276                      | 90×8        | 27,8             | 600/510                                         | 2,76/4,08                                     | 217,4/125             | 400         | –         | 1,0        | 9,93 < 24                                |
|              | 11-12         | 620                      |             |                  |                                                 |                                               |                       |             |           | 1,0        | 22,3 < 24                                |
| Розкоси      | A-10<br>2-10  | -573                     | 125×10      | 48,6             | 217,5/435                                       | 3,85/5,52                                     | 56,5/78,8             | 129,1       | 0,6439    | 0,9        | 18,31 < 21,6                             |
|              | 1-10          | -0,309≈0                 | 70×5        | 13,72            | 217,5/217,5                                     | 2,16/3,23                                     | 100,7/100,7           | 180         | –         | 0,9        | -                                        |
|              | 2-11          | 389                      | 75×6        | 14,78            | 391,5/369,8                                     | 2,3/3,44                                      | 170,2/107,5           | 400         | -         | 1,0        | 22,15 < 24                               |
|              | 4-11          | -256                     | 100×10      | 38,4             | 391,5/369,8                                     | 3,05/4,52                                     | 128,4/81,8            | 159,5       | 0,4127    | 0,8        | 16,15 < 19,2                             |
|              | 4-12          | 99                       | 70×5        | 13,72            | 391,5/369,8                                     | 2,16/3,23                                     | 181,3/114,5           | 400         | –         | 1,0        | 7,22 < 19,2                              |
| Стійки       | 3-11<br>5-12  | -97,9<br>-101            | 70×5        | 13,72            | 283,5/267,8                                     | 2,16/3,23                                     | 131,25/82,91          | 154,2       | 0,3997    | 0,8        | 17,85 < 19,2                             |
|              |               |                          |             |                  |                                                 |                                               |                       | 152,4       |           |            | 18,42 < 19,2                             |

Результати розрахунку металоємності елементів ферм, розрахованих з врахуванням їхньої спільної роботи із жорстким диском покриття та без нього, зводимо у табл. 3.

Таблиця 3

**Розрахунок витрати металу на сталеві ферми покриття, підбрані за двома схемами**

| Елементи          | Номер стержня | Переріз ел-ту з розрахунку I | Переріз ел-ту з розрахунку II | Пог. маса ел-ту з розрахунку I, кг/м.п. | Пог. маса е-ту з розрахунку II, кг/м.п. | Довжина елемента, м | Маса ел-ту з розрахунку I | Маса ел-ту з розрахунку II | Різниця за масою, % |
|-------------------|---------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|---------------------|---------------------------|----------------------------|---------------------|
| Верхній пояс      | 1–2           | 70×5                         | 70×5                          | 10,76                                   | 10,76                                   | 3,00                | 32,28                     | 32,28                      | –                   |
|                   | 2–3           | 140×12                       | 100×10                        | 51                                      | 30,2                                    | 9                   | 459                       | 271,8                      | 40,78               |
|                   | 3–4           |                              |                               |                                         |                                         |                     |                           |                            |                     |
|                   | 4–5           |                              |                               |                                         |                                         |                     |                           |                            |                     |
| Нижній пояс       | A–11          | 100×8                        | 90×8                          | 24,4                                    | 21,8                                    | 12                  | 292,8                     | 261,6                      | 10,66               |
|                   | 1–2           |                              |                               |                                         |                                         |                     |                           |                            |                     |
| Розкоси           | A–10          | 100×12                       | 125×10                        | 35,8                                    | 38,2                                    | 4,243               | 151,9                     | 162,083                    | -6,28               |
|                   | 2–10          | 70×5                         | 70×5                          | 10,76                                   | 10,76                                   | 2,18                | 23,403                    | 23,403                     | –                   |
|                   | 1–10          |                              |                               |                                         |                                         |                     |                           |                            |                     |
|                   | 2–11          |                              | 75×6                          | 11,6                                    | 13,78                                   | 4,35                | 50,46                     | 59,943                     | -15,82              |
|                   | 4–11          |                              | 100×10                        | 24,4                                    | 30,2                                    | 4,35                | 106,14                    | 131,37                     | -19,2               |
|                   | 4–12          |                              | 70×5                          | 10,76                                   | 10,76                                   | 4,35                | 46,806                    | 46,806                     | –                   |
| Стійки            | 3–11          | 70×5                         | 70×5                          | 10,76                                   | 10,76                                   | 3,00                | 32,28                     | 32,28                      | –                   |
|                   | 5–12          | 70×5                         | 70×5                          | 10,76                                   | 10,76                                   | 3,00                | 32,28                     | 32,28                      | –                   |
| РАЗОМ:            |               |                              |                               |                                         |                                         |                     | 1227,3                    | 1053,8                     | –                   |
| Маса всієї ферми: |               |                              |                               |                                         |                                         |                     | 2454,7                    | 2107,69                    | 14,14%              |

**Примітка:**

1. Розрахунок складено для половини ферми.
2. Розрахунок I – розрахунок без врахування сумісної роботи конструкцій, розрахунок II – розрахунок із врахуванням сумісної роботи конструкцій.
3. Різниця за масою обчислюється за наступною формулою:

$$\Delta = \frac{m_2}{m_1} \cdot 100\%, \quad (2)$$

де  $m_1$  – маса елемента із розрахунку I,  $m_2$  – те ж, з розрахунку II.

4. За довжину елемента прийнято геометричну довжину елемента.

Економія по масі ферми при врахуванні спільної роботи конструкцій покриття склала:

$$E_M = M_1 - M_2 = 2454,7 \text{ кг} - 2107,69 \text{ кг} = 347,01 \text{ кг}, \quad (3)$$

де  $M_1$ ,  $M_2$  – умовна маса елементів ферми за розрахунками I та II.

Економічний ефект (у %) становить:

$$E_{eff} = \frac{E_M}{M_1} = \frac{347,01 \text{ кг}}{2454,3 \text{ кг}} \cdot 100\% \approx 14,14\%. \quad (4)$$

Врахування сумісної роботи кроквяної ферми та ребристих залізобетонних плит покриття дозволяє суттєво зекономити матеріал несучих конструкцій (14,14%) порівняно з розрахунком окремо навантаженої ферми та повинен бути обов'язково врахований при проектуванні нових будівель та реконструкції існуючих.

**Висновки.**

1. Розрахунок кроквяних сталевих ферм із врахуванням спільної роботи з диском покриття зі збірного залізобетону показує значне зниження зусиль у верхньому поясі – 48,2%, що відповідає наявним результатам експериментальних досліджень, дійсної роботи кроквяних ферм, виконаних під час аналізу роботи [26]. Також поздовжні зусилля дещо знизилися у нижньому поясі (на 17,9%) і зросли в опорному розкосі (на 18,9%) та елементах решітки (до 23,4%).

2. Під час розрахунку кроквяних ферм із врахуванням спільної роботи з диском покриття зі збірного залізобетону спостерігається зменшення значення прогину нижнього пояса в середині прольоту ферми на 44,5%.

3. Характер розподілу поздовжнього зусилля у верхньому поясі у випадку спільної роботи із диском покриття не відповідає такому для плоскої розрахункової схеми, вирізняючись нерівномірністю розподілу за довжиною елементів і розташуванням максимального значення.

4. Зміна значень внутрішніх зусиль у стержнях сталеві ферми під час розрахунку з врахуванням спільної роботи з диском покриття призвела до значного зниження маси елементів кроквяної конструкції – 14,14% у порівнянні з розрахунком за традиційною плоскою розрахунковою схемою. Це дає змогу суттєво заощаджувати матеріал опорних конструкцій і має бути обов'язково враховуватися під час проектування і реконструкції будівель та споруд.

Однак, розробка точного та надійного розрахункового апарату за представленим напрямком потребує продовження чисельних досліджень шляхом моделювання нелінійної роботи матеріалів, врахування різних класів бетону шва та конструкцій, закладних деталей плит та верифікації результатів шляхом проведення натурних експериментальних досліджень.

**Література**

1. Клименко Є.В. Забезпечення просторової стійкості при реконструкції житлових будинків минулих років забудови / Є.В. Клименко, О.Ю. Гілодо, А.М. Арсірій //

Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – 2018. – Вип. 36. – С. 372–379.

2. Бакулін Є.А. Результати аналізу причин руйнування сталевих ферм покриття конверторного цеху / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, Є.А. Дмитренко, В.М. Бакуліна // Збірник тез доповідей 9-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті» (17–19 листопада, 2021 р., м. Харків). – Харків, УкрДУЗТ, 2021. – С. 87–88.

3. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14:2018. – [Чинний від 2019-01-01]. – К. : УкрНДПроекстальконструкція, 2018. – 60 с. – (Державні будівельні норми України).

4. Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014. – [Чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2014. – 205 с. – (Державні будівельні норми).

5. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

6. Навантаження і впливи: норми проектування : ДБН В.1.2.-2:2006. – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2006. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).

7. Пічугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій : монографія / С.Ф. Пічугін. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2016. – 520 с.

8. Гольшев А.Б. Теория и расчет железобетонных сборно-монолитных конструкций с учетом длительных процессов : монография / А.Б. Гольшев, Вл. И. Колчунов, И.А. Яковенко. – К. : «Талком», 2013. – 337 с.

9. Білик С.І. Металеві конструкції. Том 2. Конструкції металевих каркасів промислових будівель: підручник для ВНЗ / С.І. Білик, О.В. Шимановський та ін. – Кам'янець-Подільський : Рута, 2021. – 448 с.

10. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції в умовах складного деформування та їх розрахунок: навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Гарькава. – Полтава : ПолтНТУ, 2018. – 130 с.

11. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6-98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 627 с. URL: <http://reposit.nupp.edu.ua/handle/PoltNTU/5380>

12. Kolchunov V.I. On the use of the hypothesis of flat sections in reinforced concrete / V.I. Kolchunov, I.A. Yakovenko // Building and Reconstruction. – 2011. – №6(38). – P. 16–23. URL: <https://er.nau.edu.ua/handle/NAU/52682>

13. Колчунов В. И. Конечно-элементное моделирование нелинейной плоской задачи сцепления бетона и арматуры в ПК Лира-САПР / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2016. – №3. – С. 6–15.

14. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.

15. Klymenko Ie. Civil Construction. Optimization of architectural, constructive, organization and technological decisions : collect. monog. / [Klymenko Ie., Menejlyuk O., Cherepashchuk L., Grynyova L., Menejlyuk I., Nikiforov O., Sayenko D. – Saarbrücken : LAP Lambert Academic Publishing, 2019. – 112 p. URL: <http://mx.ogasa.org.ua/handle/123456789/8306>

16. Баби́ч Є.В. Конструктивні рішення та розрахунок елементів захисних споруд цивільного захисту з залізобетонними арочними покриттями / Є.М. Баби́ч, В.Д. Кочкарьов, С.В. Філіпчук, Б.В. Караван // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – 2021. – Вип. 39. – С. 162–176.

17. Стороженко Л.І. Дослідження просторової роботи та напружено-деформованого стану нової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції / Л.І. Стороженко, Г.М. Гасій // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2018. – №1. – С. 19–22.
18. Semko O.V., Classification of Self-stressed Steel-Concrete Composite Structures / O.V. Semko, A.V. Hasenko // Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering. – 2022. – Vol. 181. – P. 367–374. URL: [https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2\\_34](https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_34)
19. Чихладзе Э.Д. Основы расчета и проектирования комбинированных и сталебетонных конструкций : монография / Чихладзе Э.Д., Ватуля Г.Л., Китов Ю.П., Черненко Н.Г., Берестянская С.Ю., Веревичева М.А., Опанасенко Е.В. – Киев : Транспорт, 2006. – 104 с.
20. Гасенко А.В. Самонапряжения сталезалізобетонних конструкцій : монографія / А.В. Гасенко. – Полтава: ПП «Астроя», 2022. – 312 с.
21. Стороженко Л.І. Чисельне моделювання сталезалізобетонних елементів методом скінчених елементів / Л.І. Стороженко, П.О. Семко, О.І. Єфіменко // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – 2018. – Вип. 9. – С. 129–135.
22. Барабаш М.С. Основы комп'ютерного моделювання : навч. посібник / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язєв, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2018. – 492 с.
23. Kos Z., Bearing Capacity near Support Areas of Continuous Reinforced Concrete Beams and High Grillage / Z. Kos, Ye. Klymenko, I. Karpiuk, I. Grynyova // Applied Sciences. – 2022. – Vol. 12. – Iss.2: 685. – 21 p. URL: <https://doi.org/10.3390/app12020685>
24. Дмитренко Є.А. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт за дисциплінами «САПР у будівництві», «Моделювання будівель та споруд сільськогосподарського призначення» підготовки фахівців ОС «Магістр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 104 с. URL: <http://dglb.nubip.edu.ua/handle/123456789/9717>
25. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings : EN 1994-1-1:2004. – 118 p.
26. Дмитренко Є.А. Моделювання сумісної роботи сталевих балкових конструкцій із залізобетонними ребристими плитами перекриття / Є.А. Дмитренко // Будівельні конструкції. Теорія і практика. – 2021. – Вип. 8. – С. 44–57. URL: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.44-57>

## References

- [1] Ye.V. Klymenko, O.U. Hilodo, A.M. Arsirii, “Zabezpechennia prostоровoi stiikosti pry rekonstruktsii zhytlovykh budynkiv mynulykh rokiv zabudovy”, *Resource-saving Materials, Constructions, Buildings and Structures*, vol. 36, pp. 372–379, 2018.
- [2] Ye.A. Bakulin, I.A. Yakovenko, Ye.A. Dmytrenko, V.M. Bakulina, “Rezultaty analizu prychn ruinuvannia stalevykh ferm pokryttia konvertornoho tsekhu” in *Proc. IX In. sc. & techn. conf. Problems of Reliability and Durability of engineering Structures and Buildings in Railway Transport*, Kharkiv, 2021, pp. 87–88.
- [3] *Zahalni pryntsypy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel, sporud, budivelnykh konstruktsii ta osnov*, DBN V.1.2-14:2018, Derzhavni budivelni normy Ukrainy, 2018.
- [4] *Stalevi konstruktsii. Normy proektuvannia*, DBN V.2.6-198:2014, Derzhavni budivelni normy Ukrainy, 2014.
- [5] *Betonni ta zalizobetonni konstruktsii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannia*, DSTU B.V.2.6–156:2010, Natsionalnyi standart Ukrainy, 2010.
- [6] *Navantazhennia i vplyvy: normy proektuvannia*, DBN V.1.2.–2:2006, Derzhavni budivelni normy Ukrainy, 2006.

- [7] S.F. Pichuhin, *Rozrakhunok nadiinosti budivelnykh konstrukttsii*. Poltava: ASMI, 2016.
- [8] A.B. Golishev, V.I. Kolchunov, I.A. Yakovenko, *Teoriya i raschet zhelezobetonnykh sborno-monolitnykh konstrukttsii s uchetom dlitelnykh protsessov*. Kyiv: Talkom, 2013.
- [9] S.I. Bilyk, O.V. Shymanovskiy & oth., *Metalevi konstrukttsii. Tom 2. Konstrukttsii metalevykh karkasiv promyslovykh budivel*. Kamianets-Podilskyi: Ruta, 2021.
- [10] A.M. Pavlikov, O.V. Harkava, *Zalizobetonni konstrukttsii v umovakh skladnoho deformuvannia ta yikh rozrakhunok*. Poltava: PoltNTU, 2018.
- [11] A.M. Bambura, A.M. Pavlikov, V.I. Kolchunov, D.V. Kochkarov, I.A. Yakovenko, *Praktychnyi posibnyk iz rozrakhunku zalizobetonnykh konstrukttsii za diiuchymy normamy Ukrainy (DBN V.2.6-98:2009) ta novymy modeliamy deformuvannia, shcho rozrobleni na yikhniu zaminu*. Kyiv: Toloka, 2017.
- [12] V.I. Kolchunov, I.A. Yakovenko, "On the use of the hypothesis of flat sections in reinforced concrete", *Building and Reconstruction*, No 6, Vol. 38, pp. 16–23, 2011. Available at: <https://er.nau.edu.ua/handle/NAU/52682>
- [13] V.I. Kolchunov, I.A. Yakovenko, Ye.A. Dmytrenko, "Konechno-elementnoe modelirovanie nelineinoi ploskoi zadachi stsepleniya betona i armatury v PK Lira-SAPR", *Industrial Construction and Engineering Structures*, vol.3, pp. 6–15, 2016.
- [14] Ye.A. Bakulin, I.A. Yakovenko, V.M. Bakulina, *Inzhenernyi zakhyst ta pidhotovka terytorii*. Kyiv: NULeS of Ukraine, 2020.
- [15] Ie. Klymenko, O. Menejlyuk, L. Cherepashchuk, L. Grynyova, I. Menejlyuk, O. Nikiforov, D. Sayenko, *Civil Construction. Optimization of architectural, constructive, organization and technological decisions*. Saarbrücken : LAP Lambert Academic Publishing, 2019. Available at: <http://mx.ogasa.org.ua/handle/123456789/8306>
- [16] Ye.M. Babych, V.D. Kochkarov, S.V. Filipchuk, B.V. Karavan, "Konstruktyvni rishennia ta rozrakhunok elementiv zakhysnykh sporud tsyvilnoho zakhystu z zalizobetonnyymi arochnymi pokryttiamy", *Resource-saving Materials, Constructions, Buildings and Structures*, vol. 39, pp. 162–176, 2021.
- [17] L.I. Storozhenko, H.M. Hasii, "Doslidzhennia prostorovoi roboty ta napruzhenodeformovanoho stanu novoi strukturno-vantovoi stalezalizobetonnoi konstrukttsii", *Industrial Construction and Engineering Structures*, vol.1, pp. 19–22, 2018.
- [18] O.V. Semko, A.V. Hasenko, "Classification of Self-stressed Steel-Concrete Composite Structures" in *Proc. of the 3rd Int. Conf. on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering*, 2022, vol. 181, pp. 367–374. [19] E.D. Chikhladze, G.L. Vatulya, Yu.P. Kitov, N.G. Chernenko, S.Yu. Berestyanskaya, M.A. Verevicheva, Ye.V. Opanasenko, *Osnovi rascheta i proektirovaniya kombinirovannykh i stalebetonnykh konstrukttsii*. Kiev: Transport, 2006.
- [20] A.V. Hasenko, *Samonapruzheniia stalezalizobetonnykh konstrukttsii*. Poltava: Astraia, 2022.
- [21] L.I. Storozhenko, P.O. Semko, O.I. Yefimenko, "Chyselne modeliuvannia stalezalizobetonnykh elementiv metodom skinchennykh elementiv", *Modern Technologies and Calculation Methods in Construction*, vol. 9, pp. 129–135, 2018.
- [22] M.S. Barabash, P.M. Kiriaziev, M.A. Romashkina, *Osnovy kompiuternoho modeliuvannia*. Kyiv: NAU, 2018.
- [23] Z. Kos, Ye. Klymenko, I. Karpiuk, I. Grynyova, "Bearing Capacity near Support Areas of Continuous Reinforced Concrete Beams and High Grillage", *Applied Sciences*, vol. 12, iss.2:685, 21 p, 2022. Available at: <https://doi.org/10.3390/app12020685>
- [24] Ye.A. Dmytrenko, I.A. Yakovenko, O.A. Fesenko, *Metodychni vkazivky do vykonannia laboratornykh robot za dystsyplinamy «SAPR u budivnytstvi», «Modeliuvannia budivel ta sporud silskohospodarskoho pryznachennia» pidhotovky fakhivtsiv OS «Mahistr» za spetsialnistiu 192 «Budivnytstvo ta tsyvilna inzheneriia» haluzi znan 19 «Arkhitektura ta budivnytstvo»*. Kyiv: NULeS of Ukraine, 2021. Available at: <http://dglb.nubip.edu.ua/handle/123456789/9717>

- [25] *Design of composite steel and concrete structures: Eurocode 4: Part 1-1: General rules and rules for buildings*, EN 1994-1-1:2004, 2004.
- [26] Ye.A. Dmytrenko, “Modeliuvannia sumisnoi roboty stalevykh balkovykh konstrukttsii iz zalizobetonnykh rebrystymy plytamy perekryttia”, *Building Structures. Theory and Practice*, vol. 8, pp. 44–57, 2021. Available at: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.44-57>

## TAKING INTO ACCOUNT THE JOINT OPERATION OF PRECAST CONCRETE COATING DISKS AS PART OF SPAN BENDING METAL STRUCTURES

**Dmytrenko Ye.A.**, Ph.D., Associate Professor,  
zdmitrenko26@gmail.com, ORCID: 0000-0002-0238-5384

**Andrievska M.A.**, Student of Master's Degree,  
andrievskam5@gmail.com

**Yakovenko I.A.**, Doc. of Eng. Sc., Professor,  
i2103@ukr.net, ORCID: 0000-0003-4256-9855

*National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine, Kyiv*

**Abstract.** Traditional methods of beam's structures calculation for industrial buildings' coatings provide their consideration separately from the frame structures, in particular, reinforced concrete slabs, without taking into account their joint work, which leads to a significant safety margin of structures. Today, there is a significant number of industrial buildings and structures that require strengthening and reconstruction in Ukraine. In this regard, studies of the actual load-bearing capacity of single-storey industrial building frames are particular importance, both during reconstruction and new construction. Their results will significantly reduce costs and allow for more rational design of structures. At the same time, one of the most relevant areas is the study of the joint operation of metal load-bearing structures with precast concrete structures of hard discs coatings and slabs in their calculation. Moreover, in the Ukrainian national design standards, as well as in the educational and methodological literature, the calculation methods for taking into account the joint operation of such structures are not fully covered.

**The purpose** of study is to assess the reduction of metal consumption for steel truss structure in its bending calculation, taking into account the joint operation with a rigid precast concrete slab disc.

**Method.** As part of the study, It was calculated a flat roof truss from the paired corners of an one-storey industrial building according to the traditional design scheme – without taking into account the joint operation with the slab disc and taking into account the joint operation with the slabs by means of numerical modelling as part of a roof block using the finite element method. The modelling of the pavement fragment (block) was performed in LIRA FEM 2022 software.

**The main results.** It is performed a comparative analysis of the internal forces in steel truss elements and the total mass of the truss based on the selected cross-sections of its elements by two design models. The practical significance of the obtained results is to determine the economic effect by reducing the material consumption and the degree of unloading of steel trusses as part of the roofing block of a one-storey industrial building, taking into account their joint operation with hard discs of precast concrete slabs.

**Key words:** spatial steel frame, numerical model, calculation scheme, hard disk cover, reinforced concrete precast slabs, internal forces.



## РОЗРОБКА КОНСТРУКЦІЇ ЛІХТАРЯ ДЛЯ СИСТЕМИ КЛІМАТ-КОНТРОЛЮ БУДІВЛІ

Ключко Л.І., магістрант

leoniddzmk@gmail.com ORCID 0009-0009-3478-6076

Український державний університет науки і технологій

**Анотація.** Розглянуто можливе конструктивне рішення захисного ліхтаря для зовнішньої системи клімат-контролю багатоповерхової житлової будівлі. На основі методу скінчених елементів з використанням вітчизняного програмного продукту SCAD проаналізовано чотири архітектурно-конструктивні варіанти ліхтаря: арковий, пірамідально витягнутий, пірамідальний і сферичний. За отриманими показниками маси, ринкової вартості та з урахуванням особливостей об'ємно-планувального рішення будівлі остаточно визначено найбільш раціональний варіант – захисний ліхтар в формі арки. Такий варіант може бути рекомендований для проєкту відновлення розглянутої багатоповерхової будівлі в місті Павлоград.

**Ключові слова:** система клімат-контролю, захисний ліхтар, багатоповерхова житлова будівля, метод скінчених елементів, програмний продукт SCAD

**Вступ.** Останнім часом все частіше новітні житлові будівлі обладнуються системами клімат-контролю. Вони дозволяють в автоматичному режимі підтримувати на стабільному рівні основні показники повітря і води в приміщеннях, такі як температура, вологість, насиченість іонами та хімічними речовинами, рівень освітлюваності та опромінювання тощо. В закордонній практиці такі системи отримали позначення HVAC, HVACR або HACR, що в принципі має на увазі одне і те саме – опалення, вентиляцію і кондиціонування. Такі системи використовуються переважно для окремих приватних малоквартирних будівель – рис. 1.



Рис. 1. Клімат-контроль одноквартирної житлової будівлі

**Аналіз останніх джерел досліджень і публікацій.** Особливо актуальність питання контролю кліматичних показників в будівлях, де мешкають люди, пов'язана із постійними і погано прогнозованими змінами в кліматичних показниках. Про це свідчать численні дослідження та результати спостережень як в Україні, так і в світі [1-7]. Так для Умов України взагалі одним із прогнозних сценаріїв є перехід із кліматичної лісо-степової та степової зон в пустельну кліматичну зону [8] з усіма витікаючими звідси наслідками. Навіть



вже в теперішній час спостерігаються доволі значні сезонні коливання температури, а добові перепади взагалі часто не відповідають сезону. Також проводяться як експериментальні роботи [9], так і теоретичні роботи [10, 11] щодо врахування кліматичних змін в процесі проєктування будівельних конструкцій. В закордонній практиці навіть спеціально переглядаються стандарти та теоретичні підходи до визначення кліматичних навантажень [12-15].

Тому нагальним питанням є врахування цих кліматичних змін в будівельній практиці в першу чергу для поліпшення умов мешканців житлових будівель, а також покращення умов перебування людей в громадських будівлях. Зважаючи на це в Україні на тепер прийнято спеціальний Закон «Про енергетичну ефективність будівель» [16, 17]. Відповідно до нього розробляються й сучасні концептуальні підходи, здатні створювати більш комфортне, енергоефективне і природне житло, які включають в якості своєї обов'язкової складової системи клімат-контролю [18-23].

**Виділення не роз'язаних раніше частин загальної проблеми.** Для малоповерхових будівель подібні системи клімат-контролю, як правило, розміщуються всередині будівель. По відношенню до багатоквартирних житлових будівель подібні системи клімат-контролю виявляються набагато складнішими. Вони включають в себе не тільки традиційні можливості контролю за станом повітря і води, а й передбачають створення систем моніторингу за технічними параметрами конструкцій (рівнем міцності, деформативності, наявністю та амплітудами коливань). Також подібні системи обладнуються засобами зовнішнього і внутрішнього зв'язку, оперативного оповіщення про загрозу надзвичайних ситуацій, спеціалізованими комплексами керування витратами електроенергії, палива, утилізації відходів. Тому вони потребують окремого розміщення – і найбільш зручним місцем для них часто виявляються дах будівлі (рис. 2).



Рис. 2. Системи клімат-контролю на даху будівлі

Проте системи на даху будівлі виявляються незахищеними від дії зовнішніх природно-кліматичних факторів і для своєї стабільної роботи потребують спеціального захисту. Такий захист має бути водночас компактным і доволі надійним, а також забезпечувати необхідний зв'язок із зовнішнім простором. **Постановка завдання.** Завданням цієї статті є опис розробленої конструкції захисту для системи клімат-контролю, розташованого на даху багатоповерхової будівлі.

**Основний матеріал і результати.** В якості об'єкту, для якого розроблялось проєктне рішення конструкції захисного ліхтаря був обраний поєкт відновлення багатоповерхової торговельно-офісно-готельної будівлі в місті Павлоград. Будівля являє собою двосекційний комплекс. Перша секція має висоту 25,2 м і призначена для розміщення торговельних площ галерейного типу (перші 3 поверхи) і готельних номерів різного класу комфортності (4-7 поверхи). Друга секція має висоту 61,2 м і призначена для розміщення обслуговуючих і складських приміщень для торговельних площ (перші 3 поверхи), офісних площ (4-15 поверхи) і ресторанного комплексу (16 поверх). 17-й поверх будівлі має технічне призначення. В торці будівлі розміщено вузол вертикальної комунікації, який завершується розташованою на даху системою клімат-контролю. Саме для цієї системи і передбачено влаштування спеціального захисту у вигляді ліхтаря.



Рис. 3. Проєкт відновлення торговельно-офісно-готельної будівлі в місті Павлоград

Захисний ліхтар має розміри в плані 6,24×6,24 м і висоту близько 3,12 м. Конструктивно ліхтар виконується із окремих світлопрозорих панелей, розташованих на сталевому каркасі з гнutoзварних квадратних профілів. В архітектурно-конструктивному відношенні порівнювались 4 конструктивні варіанти:

- 1) арковий ліхтар (варіант № 1) – рис. 4,а. Цей варіант являє собою арку, яка має сегментний контур і розташована з кроком 1,04 м. Арка складається з 6-ти розкосів довжиною 1,6 м;
- 2) пірамідальний витягнутий ліхтар (варіант № 2) – рис.4,б. Цей варіант має форму піраміди, витягнутої по довжині (поперечний переріз у вигляді трикутника, повздовжній – трапеції);
- 3) пірамідальний ліхтар (варіант № 3) – рис. 4,в. Цей варіант має пірамідальну форму. Основа піраміди піднята на висоту стійки 1 м, утворюючи вертикальні грані ліхтаря;
- 4) сферичний ліхтар (варіант № 4) – рис. 4,г. Цей варіант має форму півсфери. В основі лежить дванадцятигранний багатокутник вписаний в коло діаметром – 6,24 м. Довжина ригелів основи – 0,85 м.

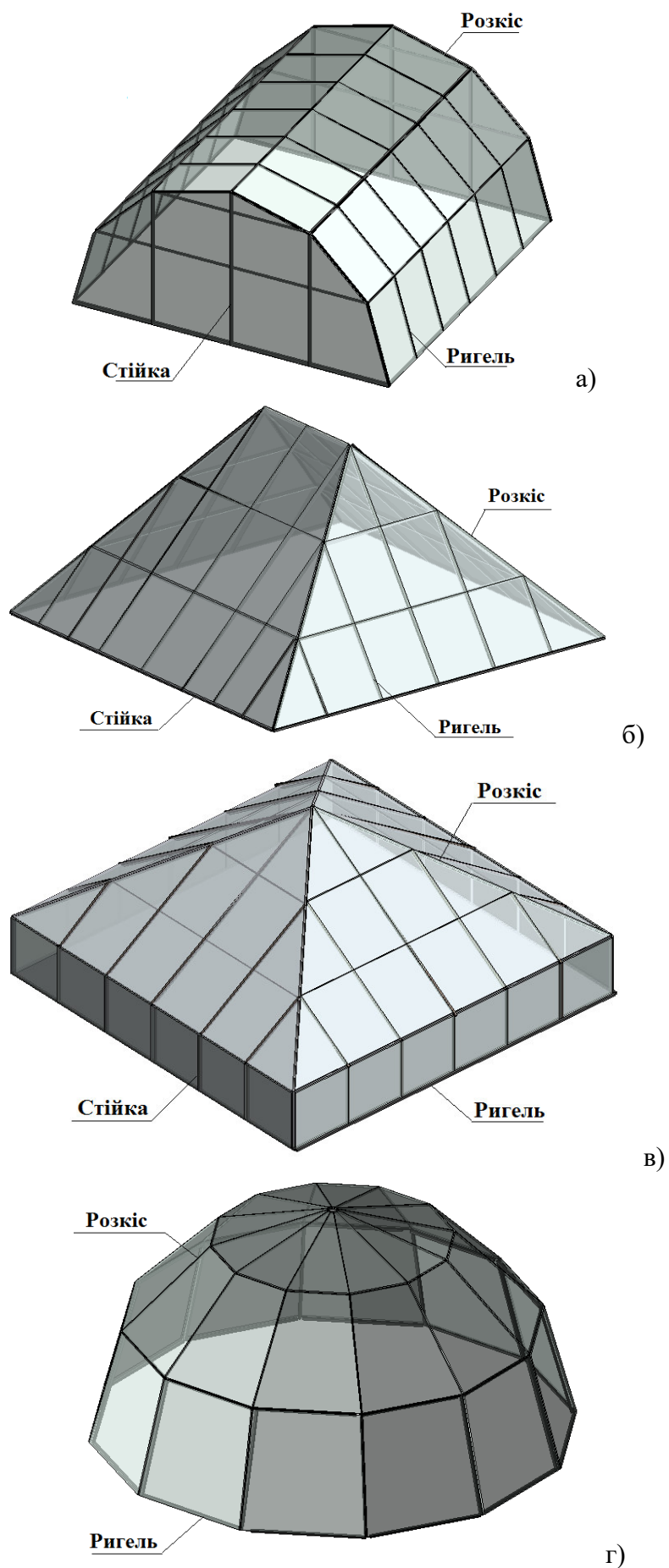


Рис. 4. Архітектурно-конструктивні форми захисного ліхтаря:  
а) варіант № 1, б) варіант № 2, в) варіант № 3, г) варіант № 4

Навантаження на захисний ліхтар приймалися відповідно до чинних стандартів [24, 25]. При цьому враховувались навантаження від власної ваги елементів конструкції захисного ліхтаря, снігове навантаження і вітрове навантаження.

Для проведення порівняльних розрахунків використовувався один із найпотужніших чисельних методів сучасної механіки - метод скінчених елементів [26, 27]. Використовувався вітчизняний проектно-обчислювальний комплекс SCAD. Побудовані скінченно-елементні розрахункові схеми наведені на рис. 5.

Співставлення розглядуваних конструктивних варіантів здійснювалось за методиками, викладеними в роботах [28-30]. В табл. 1 представлені підібрані профілі елементів сталевго каркасу для розглядуваних конструктивних варіантів. В табл. 2 наведені показники маси та ринкової вартості для розглядуваних конструктивних варіантів з урахуванням площі світлопрозорих ділянок.

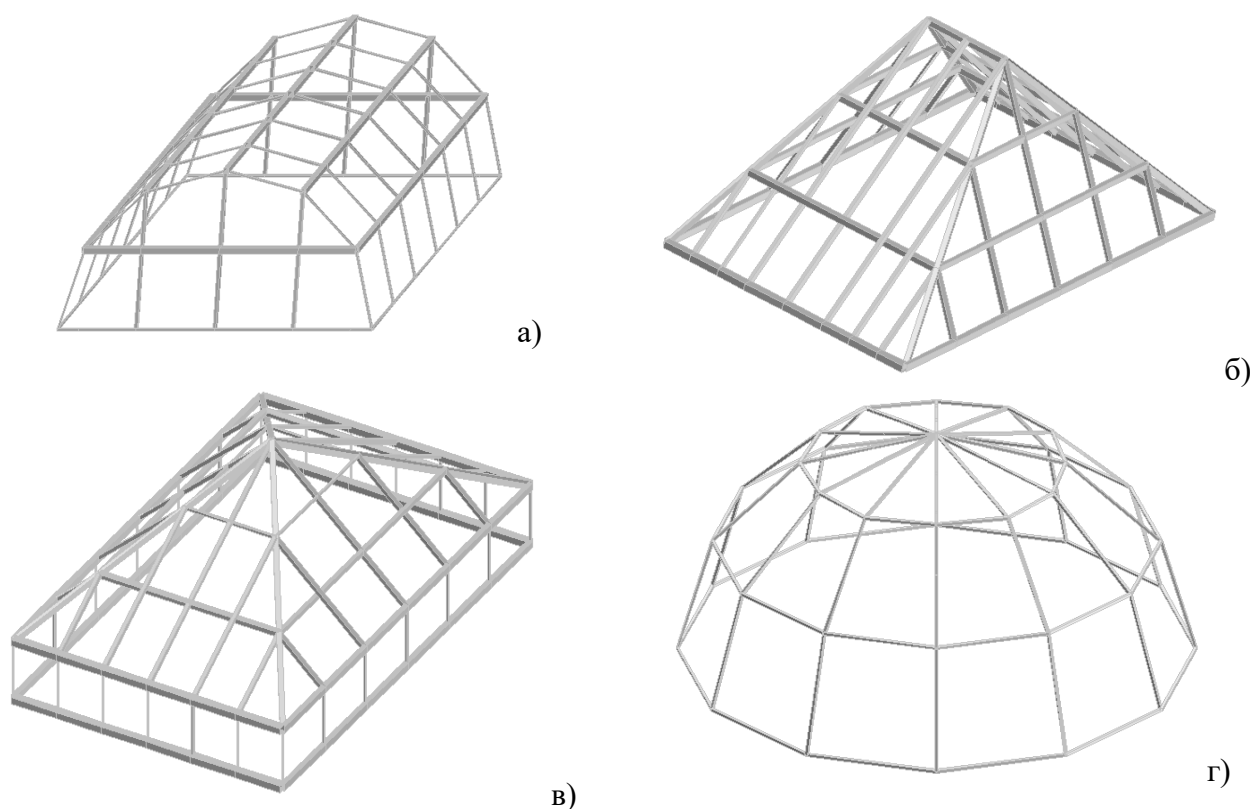


Рис. 5. Скінченно-елементна схема захисного ліхтаря:  
а) варіант № 1, б) варіант № 2, в) варіант № 3, г) варіант № 4

Таблиця 1 – Поперечні перерізи конструктивних варіантів захисного ліхтаря

| Елемент | Переріз конструктивного варіанту № |              |              |              |
|---------|------------------------------------|--------------|--------------|--------------|
|         | 1                                  | 2            | 3            | 4            |
| Стійка  | □ гн. 60×3,5                       | □ гн. 80×4,0 | □ гн. 45×3,0 | ---          |
| Ригель  | □ гн. 110×6,0                      | □ гн. 90×5,0 | □ гн. 80×4,0 | □ гн. 30×3,0 |
| Розкіс  | □ гн. 35×3,0                       | □ гн. 90×5,0 | □ гн. 90×5,0 | □ гн. 35×2,5 |

Таблиця 2 – Показники маси та вартості конструктивних варіантів захисного ліхтаря

| Показник            | Переріз конструктивного варіанту № |       |       |       |
|---------------------|------------------------------------|-------|-------|-------|
|                     | 1                                  | 2     | 3     | 4     |
| Маса, кг            | 1076                               | 1576  | 1678  | 486   |
| Вартість, тис. грн. | 281,5                              | 301,4 | 312,6 | 161,5 |



**Висновки.** Розроблено архітектурно-конструктивне рішення захисного ліхтаря для системи клімат-контролю проєкту відновлення багатоповерхової будівлі в місті Павлоград. Розглянуто 4 конструктивні варіанти захисного ліхтаря – арковий, пірамідальний витягнутий, пірамідальний і сферичний. За результатами обчислень і підбору поперечних перерізів елементів на основі методу скінчених елементів за допомогою програмного продукту SCAD встановлено, що найбільш раціональним є сферичний варіант захисного ліхтаря. Проте така архітектурна форма потребує внесення змін в несучі конструктивні системи будівлі, тому остаточною формою ліхтаря був прийнятий конструктивний варіант у вигляді циліндричної арки.

## Література

1. Оцінка впливу кліматичних змін на галузі економіки України : монографія / Степаненко С. М. та ін.; за ред. С. М. Степаненко, А. М. Польовий. Одеса : Екологія, 2011. 696 с.
2. Шевченко О. В. Комунікації глобальних змін клімату : концептуальний вимір. Міжнародні та політичні дослідження. Вип. 36, 2023. С. 224-231. DOI: 10.18524/2707-5206.2023.36.288722
3. Приходько М. Ф. Небезпека кліматичних змін та їх вплив на аграрний сектор України. Aktuelle Themen im Kontext der Entwicklung der modernen Wissenschaften: der Sammlung wissenschaftlicher Arbeiten «ΛΟΓΟΣ» zu den Materialien der internationalen wissenschaftlich-praktischen Konferenz, (Dresden, 23 Januar, 2019). Dresden : NGO «Europäische Wissenschaftsplattform», 2019. В. 9. Р. 98-103.
4. Climate, agriculture and food security: A strategy for change. Alliance of the CGIAR Centers, 2009. URL: <https://cgspace.cgiar.org/bitstream/handle/10568/33395/StrategyForChange.pdf>. (дата звернення 05.06.2024).
5. Зміна клімату в Україні та світі: причини, наслідки та рішення для протидії. URL: <https://ecoaction.org.ua/zmina-klimatu-ua-ta-svit.html> (дата звернення 05.06.2024).
6. Зміна клімату і як з нею боротися: ключова інформація. URL: <https://www.unicef.org/ukraine/stories/climateaction> (дата звернення 05.06.2024).
7. Балабух В. О., Лавриненко О. М., Малицька Л. В. Особливості термічного режиму 2013 року в Україні. Український гідрометеорологічний журнал. Одеса : ПП «ТЕС». 2014. № 14. С. 30-46.
8. Білик А.С. Екологічний та економічний аналіз життєвого циклу каркасів будівель : монографія. Київ : УЦСБ, КНУБА, 7БЦ, 2022. 263 с.
9. Bannikov D. O., Savchenko R. A., Kirpa I. I. Rational altitude structure for placing the wind equipment in the conditions of Ukraine. Наука та прогрес транспорту. 2018. Вип. 2 (74). с. 147-155. DOI: 10.15802/stp2018/129651
10. Науково-технічні дослідження у галузі будівництва / Колективна монографія // Заг. ред. Д. О. Банніков. Академія технічних наук України. – Івано-Франківськ: вид. Кушнір Г. М. 2022. Т1. 208 с.
11. Банніков Д. О., Радкевич А. В., Косячевська С. М. Зміни щодо нормативного визначення кліматичних навантажень і впливів на будівельні конструкції. Наука та прогрес транспорту. 2024. Вип. 1 (105). С. 92-104. DOI: 10.15802/stp2024/301645
12. Fanella D. A. Rain, Snow, and Ice Loads: Time-Saving Methods Using the 2018 IBC and ASCE/SEI 7-16. McGraw-Hill Education, 2021. 176 p.
13. Fanella D. A. Seismic Loads: Time-Saving Methods Using the 2018 IBC and ASCE/SEI 7-16. McGraw-Hill Education, 2022. 240 p.
14. Fanella D. A. Structural Load Determination: 2018 and 2021 IBC and Asce/SEI 7-16. McGraw-Hill Education, 2021. 576 p.

15. Fanella D. A. Wind Loads: Time Saving Methods Using the 2018 IBC and ASCE/SEI 7-16. McGraw-Hill Education, 2020. 256 p.
16. Закон України «Про енергетичну ефективність будівель» № 2118-VIII : станом на 03.02.2024 р. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2118-19#Text> (дата звернення 05.06.2024).
17. Клімат майбутнього без загрози для життя. Аналіз проекту Закону «Про енергетичну ефективність будівель» № 1566 від 22.12.2014 р. URL: [https://ucn.org.ua/wp-content/uploads/2007/02/WGCConEE\\_law2014.pdf](https://ucn.org.ua/wp-content/uploads/2007/02/WGCConEE_law2014.pdf) (дата звернення 05.06.2024).
18. Чала В. С., Орловська Ю. В., Глущенко А. В. Європейські практики інвестування зеленого будівництва : підручник. Дніпро: ПДАБА. 2023. 148 с.
19. Маслова М. Розумний будинок : бібліографічний покажчик. Запоріжжя : ЗОУНБ, 2021. 76 с.
20. Вотінов М. А., Смірнова О. В. Інноваційні прийоми формування інтерактивних будівель і споруд у міському середовищі : монографія. Харків : ХНУМГ, 2019. 112 с.
21. Головатий Р. Р. Моделі, засоби та інформаційні технології управління безпекою в проектах створення об'єктів з масовим перебуванням людей : монографія / Під заг. ред. О. Б. Зачка. Львів : вид-во ЛДУ БЖД, 2019. 137 с.
22. Казарян А. Г. Методи та засоби управління системою «розумного» будинку з використанням хмарних обчислень : дис. ... д-ра філософії : 122. Львів, 2021. 194 с.
23. Відновлювані джерела енергії : монографія / За заг. ред. С. О. Кудрі. Київ: Інститут відновлюваної енергетики НАНУ, 2020. 392 с.
24. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі змінами № 1 та № 2. Чинний від 2007-01-01. Київ : Мінрегіонбуд України, 2006. 70 с.
25. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі зміною № 1. Чинний від 2022-09-01. Київ : Мінрегіонбуд, 2018. 36 с.
26. Zienkiewicz O. C., Taylor R. L., Fox D. D. The finite element method for solid and structural mechanic. 7-th edition. Elsevier LTD, 2014.
27. Bofang Z. The finite element method: fundamentals and applications in civil, hydraulic, mechanical and aeronautical engineering. Singapore: John Wiley & Sons Singapore Pte. Ltd, 2018.
28. Банніков Д. О., Нікіфорова Н. А., Леонтієва І. В. Співставлення ефективності сталевих та комбінованих каркасів. Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин. 2023. Том 1. № 51. С. 182-193. DOI: 10.32347/2707-501x.2023.51(1).182-193
29. Rozumenko D. V., Bannikov D. O. Dynamic Properties of One-Storey Industrial Building. Наука та прогрес транспорту. 2020. Вип. 1 (85). С. 138-148. DOI: 10.15802/stp2020/199378
30. Kruhlikova N. G., Bannikov D. O. Rational design of shot-span industrial building roof for reconstruction conditions. Наука та прогрес транспорту. 2019. Вип. 2 (80). С. 144-152. DOI: 10.15802/stp2019/165853

## References

- [1] Estimation of the impact of climate change on the Ukrainian economy : monograph / Stepanenko S. M. and oth.; ed. S. M. Stepanenko, A. M. Polovy. Odessa: Ecology, 2011.
- [2] Shevchenko O. V. Communications of global climate change: conceptual world. International and political investigations. No. 36, 2023. pp. 224-231. DOI: 10.18524/2707-5206.2023.36.288722
- [3] Prihodko M. F. Danger of climate change and its impact on the agricultural sector of Ukraine. Aktuelle Themen im Kontext der Entwicklung der modernen Wissenschaften: der

- Sammlung wissenschaftlicher Arbeiten «ΛΟΓΟΣ» zu den Materialien der internationalen wissenschaftlich-praktischen Konferenz. Dresden : NGO «Europäische Wissenschaftsplattform», 2019. B. 9. P. 98-103.
- [4] Climate, agriculture and food security: A strategy for change. Alliance of the CGIAR Centers, 2009. URL: <https://cgspace.cgiar.org/bitstream/handle/10568/33395/StrategyForChange.pdf>. (access date June 5, 2024).
- [5] Climate change in Ukraine and the world: causes, consequences and solutions for prevention. URL: <https://ecoaction.org.ua/zmina-klimatu-ua-ta-svit.html> (access date June 5, 2024).
- [6] Climate change and how to fight it: key information. URL: <https://www.unicef.org/ukraine/stories/climateaction> (access date June 5, 2024).
- [7] Balabukh V. O., Lavrynenko O. M., Malyska L. V. Features of the thermal regime of 2013 in Ukraine. Ukrainian hydrometeorological journal. Odesa: PP "TES". 2014. No. 14. P. 30-46.
- [8] Bilyk A. S. Ecological and economic analysis of the life cycle of building frames : monograph. Kyiv: UCSB, KNUBA, 7BC, 2022. 263 p.
- [9] Bannikov D. O., Savchenko R. A., Kirpa I. I. Rational altitude structure for placing the wind equipment in the conditions of Ukraine. Science and transport progress. 2018. Вип. 2 (74). с. 147-155. DOI: 10.15802/stp2018/129651
- [10] Scientific and technical research in the field of construction / Collective monograph // General. ed. D. O. Bannikov. Academy of Technical Sciences of Ukraine. – Ivano-Frankivsk: ed. Kushnir G. M. 2022. T1. 208 p.
- [11] Bannikov D. O., Radkevich A. V., Kosiachevska S. M. Changes to the regulatory definition of climatic loads and impacts on building structures. Science and transport progress. 2024. Issue 1 (105). P. 92-104. DOI: 10.15802/stp2024/3016458
- [12] Fanella D. A. Rain, Snow, and Ice Loads: Time-Saving Methods Using the 2018 IBC and ASCE/SEI 7-16. McGraw-Hill Education, 2021. 176 p.
- [13] Fanella D. A. Seismic Loads: Time-Saving Methods Using the 2018 IBC and ASCE/SEI 7-16. McGraw-Hill Education, 2022. 240 p.
- [14] Fanella D. A. Structural Load Determination: 2018 and 2021 IBC and Asce/SEI 7-16. McGraw-Hill Education, 2021. 576 p.
- [15] Fanella D. A. Wind Loads: Time Saving Methods Using the 2018 IBC and ASCE/SEI 7-16. McGraw-Hill Education, 2020. 256 p.
- [16] Law of Ukraine "On Energy Efficiency of Buildings" No. 2118-VIII: state of February 3, 2024. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2118-19#Text> (access date June 5, 2024).
- [17] Climate of the future without threat to life. Analysis of the draft Law "On the Energy Efficiency of Buildings" No. 1566 of 12/22/2014. URL: [https://ucn.org.ua/wp-content/uploads/2007/02/WGCConEE\\_law2014.pdf](https://ucn.org.ua/wp-content/uploads/2007/02/WGCConEE_law2014.pdf) (access date June 5, 2024).
- [18] Chala V. S., Orlovska Yu. V., Glushchenko A. V. European practices of investing in green construction: a textbook. Dnipro: PDABA. 2023. 148 p.
- [19] Maslova M. Smart house: bibliographic index. Zaporizhzhia: ZOUNB, 2021. 76 p.
- [20] Votinov M. A., Smirnova O. V. Innovative methods of forming interactive buildings and structures in the urban environment: monograph. Kharkiv: XNUMG, 2019. 112 p.
- [21] Golovatyy R. R. Models, means and information technologies of security management in projects of creating objects with a mass presence of people: monograph / Under general. ed. O. B. Zachka. Lviv: publishing house of LSU BZD, 2019. 137 p.
- [22] Kazaryan A. G. Methods and means of managing a "smart" building system using cloud computing: diss. ... doctor of philosophy: 122. Lviv, 2021. 194 p.
- [23] Renewable energy sources: monograph / General. ed. S. O. Kudri. Kyiv: Institute of Renewable Energy of the National Academy of Sciences, 2020. 392 p.



- [24] DBN V.1.2-2:2006 System of ensuring reliability and safety of construction objects. Loads and influences. Design standards. With changes No. 1 and No. 2. Valid from 2007-01-01. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2006. 70 p.
- [25] 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.
- [26] Zienkiewicz O. C., Taylor R. L., Fox D. D. The finite element method for solid and structural mechanics. 7-th edition. Elsevier LTD, 2014.
- [27] Bofang Z. The finite element method: fundamentals and applications in civil, hydraulic, mechanical and aeronautical engineering. Singapore: John Wiley & Sons Singapore Pte. Ltd, 2018.
- [28] Bannikov D. O., Nikiforova N. A., Leontieva I. V. Comparison of efficiency for steel and combined frames. Ways to improve construction efficiency. 2023. Volume 1. No. 51. P. 182-193. DOI: 10.32347/2707-501x.2023.51(1).182-193
- [29] Kruhlikova N. G., Bannikov D. O. Rational design of shot-span industrial building roof for reconstruction conditions. Science and transport progress. 2019. Вип. 2 (80). С. 144-152. DOI: 10.15802/stp2019/165853
- [30] Rozumenko D. V., Bannikov D. O. Dynamic Properties of One-Storey Industrial Building. Science and transport progress. 2020. Вип. 1 (85). С. 138-148. DOI: 10.15802/stp2020/199378

#### **DEVELOPMENT OF LANTERN DESIGN FOR THE CLIMATE CONTROL SYSTEM OF THE BUILDING**

**Klochko L.I.**, graduate student  
leoniddzmk@gmail.com ORCID 0009-0009-3478-6076  
*Ukrainian State University of Science and Technology*

**Annotation.** Modern residential buildings are increasingly equipped with specialized climate control systems. Such systems are constantly becoming more complicated and nowadays allow to control and, if necessary, maintain at a given level a whole series of parameters in structures - temperature and humidity of air, its degree of purity and ionization, temperature and quality of water, level of illumination and irradiation, as well as technical design parameters. Placement of such climate control systems for low-rise residential buildings is assumed in the building itself, but for high-rise buildings such systems are placed on the roof. In this case, the practical task of protecting climate control systems from the dangerous action of aggressive external factors arises.

The paper proposes the development of a special protective lantern capable of performing such a function. Structurally, the lantern consists of a steel frame made of bent-welded square profiles and translucent filling. Four architectural and constructive versions of the protective lantern are considered - arched, pyramidal-elongated, pyramidal and spherical. To select the most rational constructive option, numerical modeling was performed based on the finite element method using the domestic software product SCAD. Its results made it possible to choose the necessary cross-sections of the frame elements in accordance with the construction current standards in Ukraine. Based on the comparison of mass indicators and the market value of protective lantern materials, it was finally determined that the spherical lantern has the lowest indicators and is the most rational. However, for real buildings that have rectilinear load-bearing structural elements, this option may not be effective and may require reworking of the load-bearing structures. Therefore, for practical implementation an arched design version of the protective lantern was chosen. This option is recommended for practical implementation in the reconstruction project of a multi-story commercial-office-hotel complex in the city of Pavlograd.

**Keywords:** climate control system, protective lantern, multi-story residential building, finite element method, SCAD software product

УДК 624.042

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-149-161

## СТВОРЕННЯ НАДІЙНИХ ТА ЖИВУЧИХ ЗЕРНОСХОВИЩ В УМОВАХ ВІЙНИ ТА СВІТОВОЇ ПРОДОВОЛЬЧОЇ КРИЗИ

**Махінко А.В.**, д.т.н., проф.

makhinko.anton@npp.nau.edu.ua, ORCID 0000-0002-9147-7087

**Махінко Н.О.**, д.т.н., проф.

nataliia.makhinko@npp.nau.edu.ua, ORCID 0000-0001-8120-6374

*Національний авіаційний університет***Скляренко С.О.**, к.т.н., доц.

poltpro@gmail.com, ORCID 0000-0002-3929-4240

*ПП Полтава-проект***Бірко О.О.**

obirko@ukr.net, ORCID 0009-0004-8690-0663

*ТОВ Монель*

**Анотація.** В статті детально висвітлена повна інженерна методика перевірного розрахунку конструкцій сталевих зерноскладів на основі загальноєвропейської системи нормування Eurocode з урахуванням настанов національного додатку. Для оцінки напружено-деформованого стану окремих конструктивних елементів силосу було залучено два методи: безпосередньо метод кінцево-елементного аналізу без врахування ефектів геометричної та фізичної нелінійності та теоретичний метод, заснований на мембранній теорії у лінійно-пружній постановці в припущенні лінійно-пружних характеристик матеріалу і лінійної теорії малих деформацій. Виконана перевірка практичної реалізації методики на прикладі реальних конструкцій сталевих силосних ємностей.

**Ключові слова:** сталевий силос, розрахункова схема, несуча здатність, напружено-деформований стан, гофрований лист, граничний стан.

**Вступ.** Агропромисловий комплекс традиційно є потужним драйвером економічного зростання України, що забезпечує не лише продовольчу безпеку країни, але й експортний потенціал. Наша країна є частиною глобального зернового ринку, «європейською житницею» для всього світу і до недавнього часу характеризувалася стабільно позитивною тенденцією щорічного зростання. Однак негативні наслідки пандемії COVID-19 та воєнне вторгнення в Україну порушили баланс функціонування світової агропродовольчої системи, викликавши масштабну продовольчу кризу. Викликом часу стало для українських аграріїв виростити, зберегти та забезпечити збут зернових і олійних культур в умовах воєнного стану та логістичної блокади країн-сусідів (рис. 1).

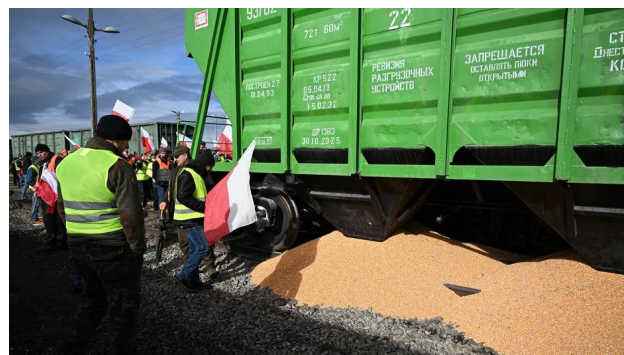


Рис. 1. Блокада пунктів пропуску на кордонах

«Воєнними цілями» країни-агресора стають зерносклади, продовольчі склади, транспортні термінали та інфраструктура (рис. 2).

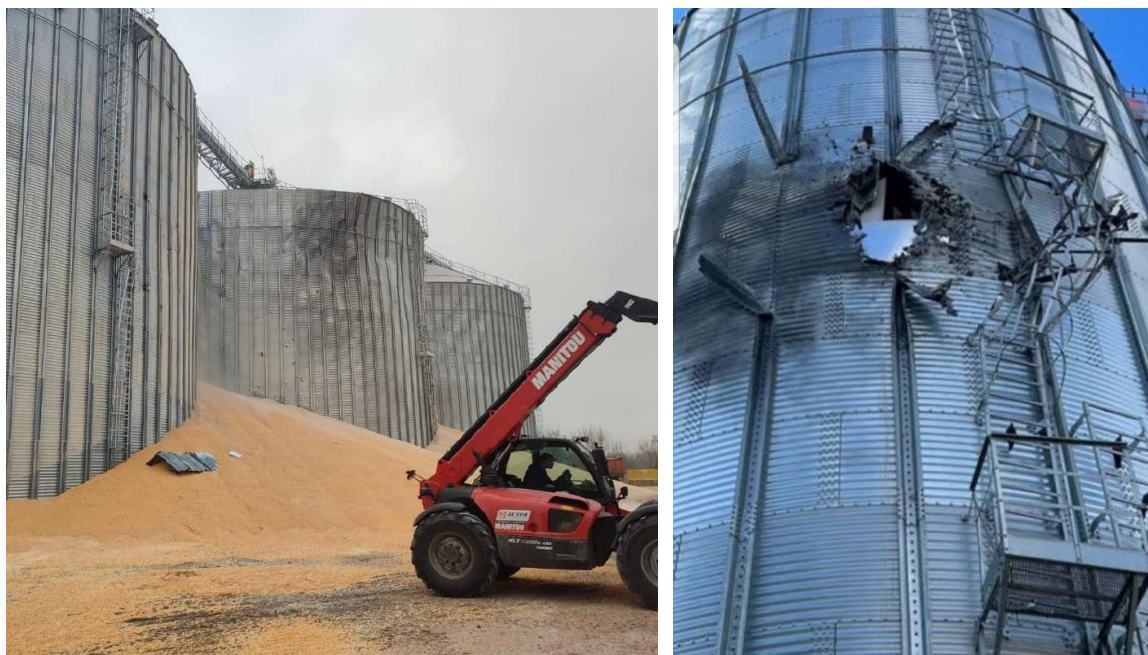


Рис. 2. Критичні пошкодження зернових ємностей внаслідок воєнних дій у 2023 році

Саме тому відповідно до постанови КМУ №1384 від 16.12.2023 до переліку об'єктів критичної інфраструктури долучено підприємства, сферою діяльності яких є виробництво та переробка сільськогосподарської продукції [1]. З огляду на це, особливо актуально постала проблема створення надійних та живучих споруд елеваторних підприємств, які забезпечують збереження зернової продукції в умовах її сезонного характеру виробництва та постійної високої споживчої необхідності. В першу чергу це стосується конструкцій систем сталевих оцинкованих силосів з гофрованою стінкою, які дозволяють довготривало зберігати продукцію та дають змогу здійснювати високотехнологічне переміщення зерна, його кондиціювання та переробку з мінімальним втручанням персоналу.

Наразі дефіцит ємностей зберігання гостро відчувається як у окремих аграріїв, так і для цілих сільськогосподарських холдингів, а попит на розрахунки силосних конструкцій у заводів-виробників тільки зростає.

Ще одним вагомим аргументом для даного дослідження стало введення нового нормативного документу ДБН В.2.6-221:2021 «Конструкції силосів сталевих з гофрованою стінкою для зерна» [2], який декларує правила проектування даних споруд в правовому полі європейських стандартів [3, 4].

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Задача проектування металевих силосів не втрачає своєї актуальності вже багато років. Відмітимо вагомні наукові доробки в цій області, в яких досліджуються питання конструювання сталевих ємностей для сипких матеріалів [5], оцінки надійності сталевих ємностей для зберігання зерна [6] та ряд питань щодо методів розрахунку в аналітичній [7-9] та скінчено-елементній постановці [10-12].

**Постановка проблеми.** Нові проєктні норми [2] враховують величезний світовий досвід із проєктування, зведення та експлуатації силосів та мають пряме й правочинне посилення на необхідні стандарти системи загальноєвропейського нормування Eurocode [3]. Проте в них відсутні механізми визначення рівня надійності, якому відповідає споруда. Це питання залишається відкритим для замовників, які не можуть обґрунтовано зважити всі ризики використання споруд даного класу, особливо в умовах діючого в нашій країні військового стану. Додатково актуальність дослідження зростає і для безпосередніх виробників конструкцій, які опиняються в пошуках нових конструктивних рішень, що будуть відповідати чинним вимогам та конкурентними в умовах дефіциту сталі та масового дорожчання виробництва.

**Мета та завдання.** Загальною метою дослідження є наукове обґрунтування, розробка та впровадження у сферу сільськогосподарського будівництва науково-технічних рішень із

проектування та зведення надійних та живучих зерносховищ, працюючих в проектних та особливих умовах воєнного часу. Зокрема акцент роботи здійснено на визначенні механізмів регулювання надійності конструкцій зерносховищ в рамках застосування напівімовірнісного розрахунку в формі методу граничних станів відповідно системи загальноєвропейського нормування Eurocode та розробці багатоетапної повної методики перевірконого розрахунку сталевих циліндричного зерносховища відповідно до положень ДБН В.2.6-221:2021 та ДСТУ-Н Б EN 1991-4 [3].

**Загальні положення розрахунку та механізм регулювання надійності.** Розрахунок сталевих силосів здійснюється на підставі розрахункової моделі, що в повній мірі враховує всі чинники, які мають істотний вплив на напружено-деформаційний стан конструкції. Всі розрахункові положення формулюються для граничних станів елементів силосу, які визначають межу між допустимими і недопустимими (позаграничними) станами конструкції. Перехід через граничний стан відповідає одному з видів відмови, а самі граничні стани при цьому вважаються допустимими. Граничні стани можуть бути віднесені або до конструкції загалом, або до окремих її елементів, з'єднань або поперечних перерізів. Безвідмовність конструкції силосів, відповідно норм, забезпечується розрахунком за напівімовірнісним методом часткових (незалежних) коефіцієнтів надійності відповідно ДСТУ-Н Б EN 1990 [4]

$$f(F_d, R_d, a_d, \Delta_{\text{lim}}, T_{ef}, \gamma_M, \gamma_F, \gamma_{sd}) \geq 0, \quad (1)$$

де  $F_d = F_k \cdot \gamma_F$  - розрахункові значення навантажень, визначені відповідно до характеристичних значень  $F_k$  при встановленому коефіцієнті надійності  $\gamma_F$ ;  $\gamma_F$  - частковий коефіцієнт надійності за навантаженням, який враховує вірогідність несприятливих відхилень величини  $F_k$ ;  $R_d = R_k / \gamma_M$  - розрахункові значення характеристик міцності сталі представлені через характеристичний опір  $R_k$  і коефіцієнт надійності за матеріалом  $\gamma_M$ ;  $a_d$  - розрахункове значення певної геометричної характеристики (площа поперечного перерізу, момент опору, момент інерції);  $\Delta_{\text{lim}}$  - обмеження на параметр, що контролюється (наприклад гранично допустимий прогин конструкції);  $T_{ef}$  - нормативний термін експлуатації силосу;  $\gamma_{sd}$  - коефіцієнт, який враховує невизначеності розрахункової моделі.

Нерівність (1) описує принципову структуру перевірконої умови і повинна уточнюватися для конкретних умов з урахуванням того, що  $F_d$ ,  $R_d$  та  $a_d$  - це, як правило, декілька величин, а кожна з умов може бути представлена у вигляді декількох нерівностей, наприклад  $F_d$  об'єднує цілий перелік одночасно діючих навантажень.

Класифікація силосу за рівнем відповідальності за [4] визначається залежно від наслідків руйнування або несправної роботи його конструктивних елементів. З урахуванням, що силос характеризується низькою імовірністю скупчення людей, приймається клас наслідків RC2 із коефіцієнтом надійності 1,0. Значення часткових коефіцієнтів надійності, які відповідають за мінливість інших параметрів розрахункової схеми, зведені в таблицю 1. Перша група коефіцієнтів відіграє роль регулятора надійності конструкцій безпосередньо у граничних нерівностях методу граничних станів. Друга група враховує мінливість окремих зовнішніх впливів, а третя група враховує малу ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень цих впливів. Відмітимо, що вказані значення часткових коефіцієнтів надійності регулюються виключно нормативними вимогами і настановами національного додатку і не можуть бути скориговані технічним завданням на проектування.

Ще одною складовою регулювання надійністю конструкцій силоса, яка задекларована у [3], є класифікація силоса щодо впливу на нього продукту зберігання. Клас впливів враховує ємність силосу й ексцентриситети його завантаження. Враховуючи, що силос має центральне завантаження, яке унеможливорює появу ексцентричних тисків на його корпус, клас впливів ідентифікується як ААС3.

Таблиця 1.

## Значення часткових коефіцієнтів надійності

| Назва коефіцієнта                                                                                                              | Значення |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------|
| Перша група коефіцієнтів надійності                                                                                            |          |
| Коефіцієнт надійності при визначенні несучої здатності листів корпусу, воронки силосу та елементів опорної частини за міцністю | 1,0      |
| Коефіцієнт надійності при оцінці стійкості корпусу силосу                                                                      | 1,1      |
| Коефіцієнт надійності при оцінці стійкості елементів покрівлі                                                                  | 1,0      |
| Коефіцієнт надійності при визначенні несучої здатності елементів силоса, послаблених отворами під болти                        | 1,25     |
| Коефіцієнт надійності при визначенні несучої здатності листів корпусу за критерієм малоциклової втоми                          | 1,0      |
| Коефіцієнт надійності при визначенні несучої здатності болтових з'єднань                                                       | 1,25     |
| Коефіцієнт надійності при визначенні несучої здатності листів корпусу за критерієм багатоциклової втоми                        | 1,1      |
| Друга група коефіцієнтів надійності                                                                                            |          |
| Коефіцієнт надійності несприятливої постійної дії                                                                              | 0,85     |
| Коефіцієнт надійності для постійних навантажень                                                                                | 1,35     |
| Коефіцієнт надійності для навантажень, які викликані дією сипкого продукту                                                     | 1,35     |
| Коефіцієнт надійності для снігового і вітрового навантаження                                                                   | 1,5      |
| Коефіцієнт надійності для температурних впливів та навантажень від ваги термопідвісок                                          | 1,5      |
| Третя група коефіцієнтів надійності (коефіцієнти сполучення навантажень)                                                       |          |
| Навантаження від зміни температури навколишнього середовища                                                                    | 0,6      |
| Снігове навантаження                                                                                                           | 0,6      |
| Вітрове навантаження                                                                                                           | 0,6      |

**Конструктивне рішення силосу та основні принципи побудови розрахункової моделі.** З конструктивної точки зору сталевий силос являє собою ємність для зберігання сипкого матеріалу, яка складається з корпусу та покрівлі. Корпус вирішується у вигляді циліндричної оболонки обертання виконаної з гофрованих оцинкованих листів, які підкріплюються вертикальними ребрами жорсткості (рис. 3 а). З висотою як товщини листів корпусу, так і ребер змінюються.

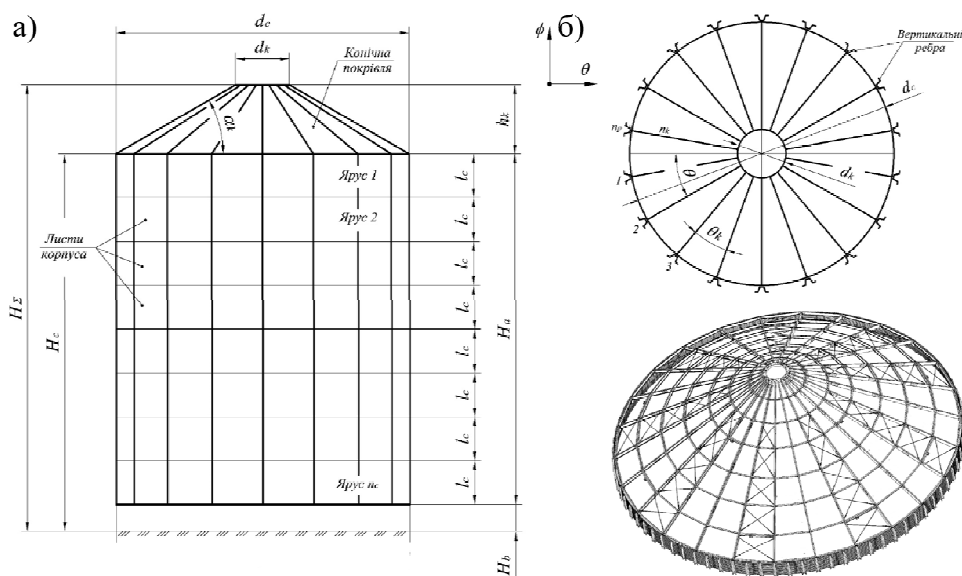


Рис. 3. Загальна схема силосу із основними геометричними параметрами:  
а) корпус; б) покрівля



Покрівля силосу каркасна та має конічну форму (рис. 3 б). Вона утворена системою радіальних і кільцевих елементів та загалом може бути представлена циклічно симетрично просторовою системою, яка при повороті навколо центральної вісі на певний кут  $\theta_k$  суміщається зі своїм первинним положенням. Сегмент покрівлі утворений головними радіальними балками та кільцевими ребрами жорсткості. Радіальні балки одним кінцем спираються на корпус силосу, а іншим – на центральне кільце покрівлі, кільцеві ребра прикріплюються в одному рівні до головних балок. Додатково на каркасі передбачена окрема система балок для кріплення термopідвісок. Просторова жорсткість покрівлі забезпечується системою хрестових в'язей. Всі монтажні з'єднання елементів виконані на болтах без контролюваного натягу.

Для створення розрахункової моделі застосовуються програмні комплекси кінцево-елементного аналізу будівельних конструкцій. В даному дослідженні застосовується сучасний вітчизняний продукт Scad Office 21.1 (ліцензія №16276), в основу обчислювальних алгоритмів якого покладений метод переміщень. Модель силосу формується у вигляді набору стрижнів та пластин з відповідними умовами примикання елементів до вузлів: постановка в'язей у вузлах для обмеження ступенів вільності, влаштування кінцевих шарнірів для визволення взаємних лінійних та кутових зміщень, введення жорстких вставок для відсунення пружних частин стрижнів від вузлів примикання.

Наприклад листи корпусу моделюються плоскими кінцевими елементами типу 44 «чотирикутний елемент оболонки», а лінійні конструкції – стрижневим елементом типу 10 – «універсальний просторовий стрижневий елемент». Враховуючи, що частина конструкцій силосу виконані із холодноформованих тонкостінних елементів, розрахункова модель може бути виконана у двох варіантах. Перший варіант використовується для визначення внутрішніх зусиль і наступної перевірки несучої здатності конструкцій за першою групою граничних станів, другий – для оцінки жорсткості силосу в цілому та деформативності окремих конструкцій, тобто для другої групи граничних станів. Відмінність двох варіантів полягає у значеннях навантажень для кожного граничного стану та характеристиках жорсткості стрижневих елементів: для першого варіанта застосовуються характеристики повного поперечного перерізу, для другого – ефективні.

Для спрощення моделювання криволінійної поверхні гофра корпусу ємності запропоновано застосовувати зубчастий профіль з еквівалентними характеристиками жорсткості на розтяг та згин (рис. 4) [6, 16]

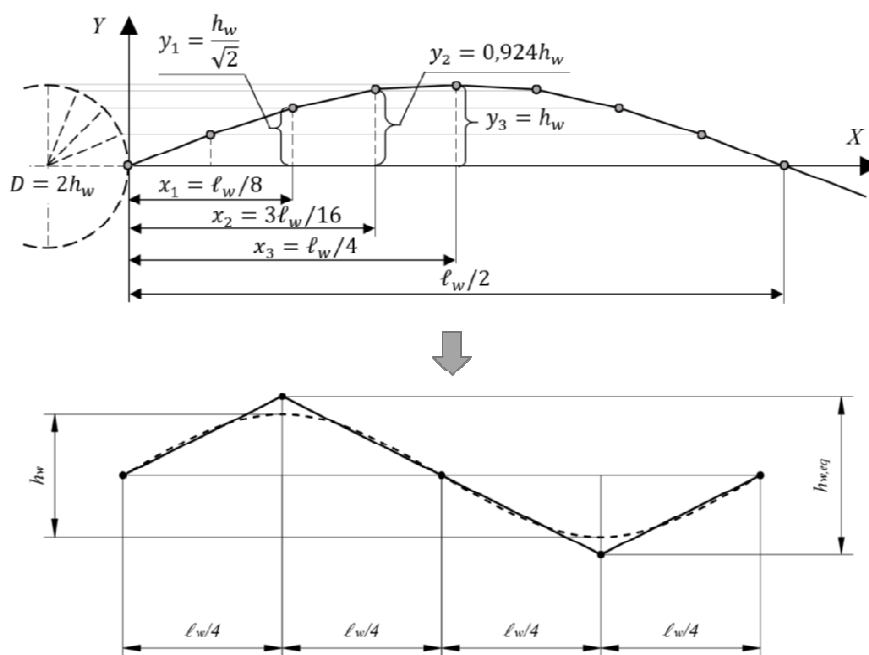


Рис. 4. Заміна синусоїдального профілю корпусу силосу зубчастим

Стрижневі елементи, які моделюють вертикальні ребра жорсткості, з'єднуються із елементами корпусу тільки у вершинах зубчастого профіля, тобто на відстанях  $\ell_w$ . З одного боку, це дозволяє суттєво зменшити розмірність моделі, а з іншого – максимально точно врахувати конструктивні особливості вузла сполучення ребер із гофрованим корпусом силоса. Що стосується ексцентриситету кріплення ребер до корпусу, то він враховується в моделі шляхом постановки жорстких вставок. Всі інші стрижневі елементи моделі задаються без використання жорстких вставок. Загальний вигляд моделі наведений на рис. 5.

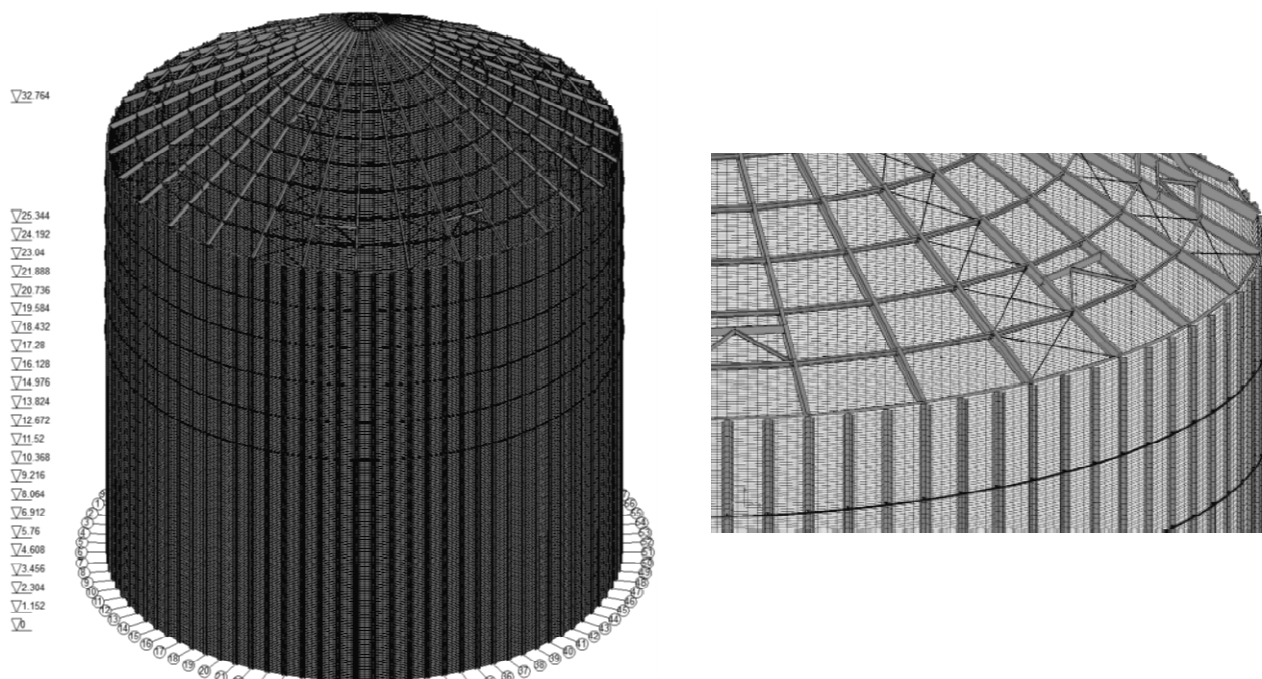


Рис. 5. Загальний вигляд кінцево-елементної моделі силосу

**Навантаження і впливи на силосну ємність.** В загальному випадку на силос діють навантаження від продукту зберігання, атмосферні, технологічні та сейсмічні навантаження.

Навантаження від продукту зберігання розраховуються на основі його фізико-механічних характеристик, які враховують можливу мінливість гранулометричного складу, методу виробництва, вміст води, температуру, старіння та наявність електричного заряду в процесі переміщення. Їх кількісна оцінка виконується відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1991-4 [3]. До основних характеристик сипкого матеріалу відноситься: питома вага матеріалу  $\gamma_g$ , кут природного укосу  $\phi_r$ , кут внутрішнього тертя  $\phi_i$ , коефіцієнт бокового тиску  $K$  і коефіцієнт тертя матеріалу об стінки силосу  $\mu$ . При цьому для всіх характеристик, окрім  $\phi_r$ , приймається два характеристичних значення (нижнє та верхнє), які враховують статистичний розкид його властивостей. Значення коефіцієнта тертя сипкого продукту об листи корпусу повинно враховувати тип поверхні, по якій відбувається ковзання продукту. Для гофрованих листів корпусу приймається категорія D4 [3].

Визначення навантажень на конструкції силосу від продукту зберігання за його характеристиками, повинно співвідноситися із висотою  $h_c$  вертикального стовбура матеріалу, яка вимірюється від основи силосу до рівня його еквівалентної поверхні  $a-a$  (рис. 6)

$$h_c = h_a + h_0, \quad h_a = H_a - \Delta h_a, \quad (2)$$

де  $h_a$  - відстань від плоского днища силосу до нижньої точки насипного конуса (нижньої точки стінки силосу, яка не контактує із продуктом зберігання);  $h_0$  - відстань між



еквівалентною поверхнею сипкого матеріалу і нижньою точкою насипного конусу;  $H_a$  - висота корпусу силосу;  $\Delta h_a$  - відстань від верхньої точки корпусу силосу до нижньої точки насипного конусу.

Тип силосу визначається за параметром його гнучкості

$$\Delta_c = h_c / d_c. \quad (3)$$

Переважає більшість силосів для зберігання агропродукції, відповідно геометричних характеристик, можна ідентифікувати як «силос проміжної гнучкості». При цьому найчастіше заповнення силосу сипким матеріалом та його вивантаження відбувається з малими ексцентриситетами через входні та вихідні отвори, які розташовані вздовж центральної вертикальної вісі силосу. При необхідності експлуатації силосу при великих ексцентриситетах наповнення чи вивантаження повинні встановлюватися спеціальні випадки завантаження, на які обов'язково виконується додатковий розрахунок. Також вважається, що здебільшого продукт зберігання не може знаходитися в силосній ємності у повністю або частково підвішеному стані внаслідок насичення повітрям, тому в розрахунках не враховується додатковий тиск від псевдорозрідження.

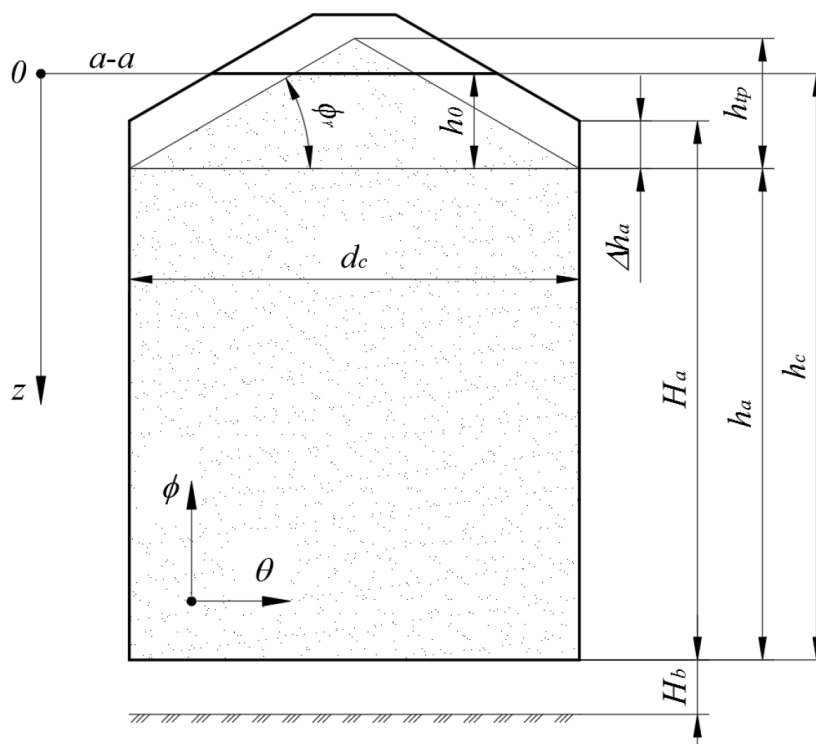


Рис. 6. Схема завантаження силосу в прийнятій системі координат

До атмосферних навантажень відносяться вага снігового покриву на покрівлю силосу, тиск вітру на його корпус та різниця температур між матеріалом і конструкціями силосу.

До технологічних навантажень можуть відноситися навантаження на покрівлю від ваги термопідвісок та конструкції надсилосної галереї, за допомогою якої відбувається завантаження силосу продуктом зберігання (рис. 7). Ці навантаження прикладаються статично, без урахування динамічних ефектів.

Розрахунок силосів на сейсмічні впливи регламентується нормами [13, 14]. Випадкова природа сейсмічних подій і вихідні дані при розрахунку їх наслідків піддаються визначенню тільки в імовірнісній постановці. Відповідно до цього заходи щодо забезпечення надійності окремого силосу при дії сейсмічних впливів повинні оцінюватись через критерій економічної доцільності. Більш детально ці питання були досліджені в роботі [15].

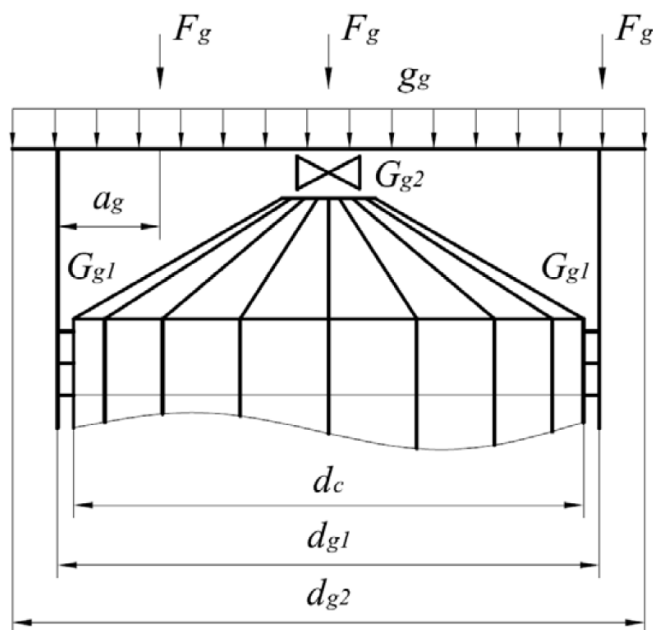


Рис. 7. Схема навантаження від надсилосної галереї

**Напружено-деформований стан силоса.** На основі кінцево-елементної моделі виконується розрахунок на сумісну дію (комбінацію) окремих навантажень. Правила комбінацій впливів задекларовані у [3, 4]. Кожна комбінація включає постійний і домінуючий вплив зі своїми повними розрахунковими значеннями, а значення супутніх впливів зменшується на комбінаційний коефіцієнт (коефіцієнт сполучення) для врахування зниженої ймовірності одночасної реалізації розрахункових значень. Розрахункові ситуації та комбінації впливів згідно норм для граничних станів за несучою здатністю та експлуатаційною придатністю відповідно

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4)$$

$$G_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5)$$

де  $G_k$  – характеристичне значення впливу від власної ваги конструкцій;  $Q_{k,1}$  – характеристичне значення провідного впливу;  $Q_{k,i}$  – характеристичні значення супутніх впливів;  $\gamma_{Q,1}$ ,  $\gamma_{Q,i}$  – часткові коефіцієнти надійності.

Величини  $G$  та  $Q$  формують окремі завантаження на силос в програмі кінцево-елементного розрахунку SCAD. Можна виділити 12 окремих завантажень для формування комбінацій впливів:

А – Власна вага конструкцій силосу (враховується в комплексі кінцево-елементного аналізу SCAD автоматично);

В – Горизонтальний тиск сипкого матеріалу (заповнення або вивантаження) на листи корпусу силоса;

С – Дотичний тиск сипкого матеріалу (заповнення або вивантаження) на листи корпусу силоса;

Д – Горизонтальний тиск на листи корпусу силоса внаслідок різниці температур;

Е – Додаткове технологічне навантаження на покрівлю силосу від ваги термопідвісок;

Ф – Додаткове навантаження на покрівлю та верхню частину конструкцій корпусу силоса (вертикальні ребра жорсткості) від надсилосної галереї;

Г – Снігове навантаження на покрівлі силосу ( $G_1$  – рівномірна схема,  $G_2 \dots G_5$  – до нерівномірні схеми);

Н – Вітровий тиск на корпус силоса.

Для прикладу сформовані комбінації для перевірки конструкцій за граничними станами несучої здатності та експлуатаційної придатності частково наведені в табл. 2.

Таблиця 2.

Комбінації впливів на силос за видами конструктивних елементів

| Комбінація                                                               | Завантаження |      |      |     |     |      |     |    |    |    |    |     |
|--------------------------------------------------------------------------|--------------|------|------|-----|-----|------|-----|----|----|----|----|-----|
|                                                                          | A            | B    | C    | D   | E   | F    | G1  | G2 | G3 | G4 | G5 | H   |
| Комбінації для перевірки граничних станів за експлуатаційною придатністю |              |      |      |     |     |      |     |    |    |    |    |     |
| E-W1                                                                     | 1,0          | -    | -    | -   | -   | -    | -   | -  | -  | -  | -  | 1,0 |
| F-WST-1                                                                  | 1,0          | 1,0  | 1,0  | 1,0 | 0,6 | 1,0  | 0,6 | -  | -  | -  | -  | 1,0 |
| ...                                                                      |              |      |      |     |     |      |     |    |    |    |    |     |
| Комбінації для перевірки граничних станів за несучою здатністю (EQU)     |              |      |      |     |     |      |     |    |    |    |    |     |
| F-STW-1                                                                  | 1,35         | 1,35 | 1,35 | 1,8 | 0,9 | 1,35 | 1,5 | -  | -  | -  | -  | 0,9 |
| F-TSW-1                                                                  | 1,35         | 1,35 | 1,35 | 1,5 | 1,5 | 1,35 | 0,9 | -  | -  | -  | -  | 0,9 |
| ....                                                                     |              |      |      |     |     |      |     |    |    |    |    |     |

Наприклад комбінація впливів E-W1 відповідає дії вітрового тиску на порожню силосну ємність і використовується для перевірки жорсткості та загальній стійкості корпусу силоса. F-WST відповідає дії на повністю заповнений силос вітрового тиску, снігового навантаження (за рівномірною та нерівномірними схемами) та навантажень від ваги термopідвісок. При цьому вітровий тиск розглядається як провідна дія, а навантаження від ваги термopідвісок та снігу – як супутня. Комбінація впливів F-STW відповідає дії на повністю заповнений силос снігового навантаження (за рівномірною та нерівномірними схемами) та навантажень від ваги термopідвісок і вітрового тиску. При цьому снігове навантаження розглядається як провідна дія, а навантаження від ваги термopідвісок та вітру – як супутня. Комбінація впливів F-TSW відповідає дії на повністю заповнений силос навантажень від ваги термopідвісок, снігового навантаження (за рівномірною та нерівномірними схемами) та вітрового тиску. При цьому навантаження від ваги термopідвісок розглядається як провідна дія, а навантаження від снігу та вітру – як супутня.

За результатами розрахунку отримується інформація про напружено-деформований стан силоса та його окремих конструкцій при різних впливах та їх комбінаціях. Для прикладу частково наведені кількісні дані для сталевого силосу номінальним діаметром 27500 мм, що складається з 22 ярусів висотою 1152 мм та містить 90 вертикальних ребер жорсткості (табл. 3-4, рис. 8-9). Каркас покрівлі силосу утворений із 30 однакових сегментів. Номінальний кут нахилу конічної покрівлі становить 30°.

Таблиця 3.

Переміщення вузлів корпусу силосної ємності при дії комбінації впливів

| Ярус                                                   | Комбінація |       |     |       |     |
|--------------------------------------------------------|------------|-------|-----|-------|-----|
|                                                        | E-W1       | WST-1 | ... | STW-1 | ... |
| Максимальні радіальні переміщення вузлів корпусу, мм   |            |       |     |       |     |
| 1                                                      | 0,9        | 14,5  | ... | 14,1  | ... |
| 2                                                      | 1,0        | 14,7  | ... | 14,3  | ... |
| ...                                                    |            |       |     |       |     |
| 22                                                     | 9,0        | 10,2  | ... | 12,3  | ... |
| Максимальні вертикальні переміщення вузлів корпусу, мм |            |       |     |       |     |
| 1                                                      | 0,2        | 2,5   | ... | 2,5   | ... |
| 2                                                      | 0,3        | 3,9   | ... | 3,8   | ... |
| ...                                                    |            |       |     |       |     |
| 22                                                     | 0,9        | 19,7  | ... | 19,7  | ..  |

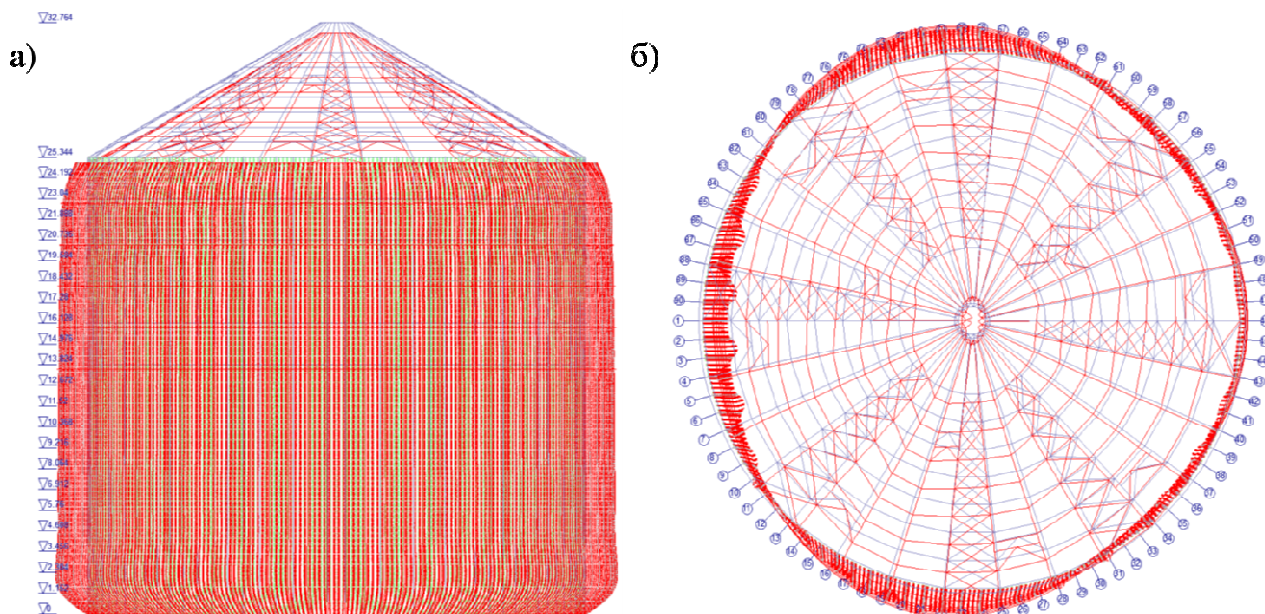


Рис. 8. Деформована схема силосу при завантаженні а) В - горизонтальний тиск сипкого матеріалу; б) Н - вітровий тиск на корпус порожнього силосу

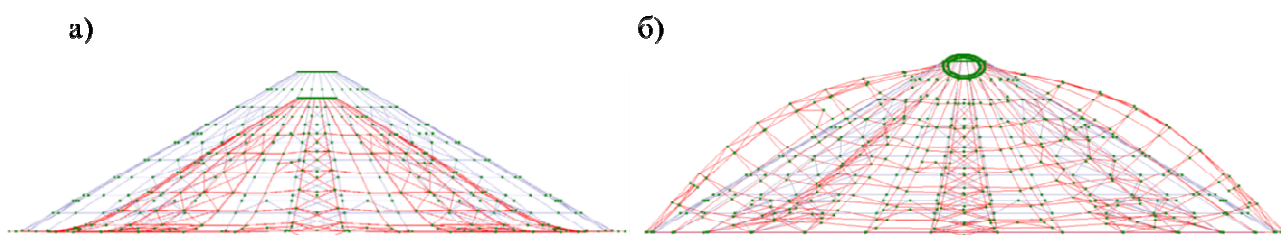


Рис. 9. Деформована схема покрівлі силосу при завантаженнях G: а) снігове навантаження за рівномірною схемою G1; б) за нерівномірною схемою G5

Таблиця 4.

Зусилля в елементах покрівлі при дії комбінації впливів

| Комбінація                                                              | $-N_{\max}$ , кН | $M_{\text{відп}}$ , кНсм | $+N_{\max}$ , кН | $M_{\text{відп}}$ , кНсм | $N_{\text{відп}}$ , кН | $M_{\max}$ , кНсм |
|-------------------------------------------------------------------------|------------------|--------------------------|------------------|--------------------------|------------------------|-------------------|
| Зусилля в радіальній балці покрівлі при комбінаціях впливів             |                  |                          |                  |                          |                        |                   |
| E-W1                                                                    | -52              | 0                        | 29               | 292                      | -24                    | 772               |
| F-WST-1                                                                 | -124             | 1114                     | 11               | 0                        | -124                   | 2216              |
| ...                                                                     |                  |                          |                  |                          |                        |                   |
| max                                                                     | -143             | 2723                     | 33               | 823                      | -137                   | 3062              |
| Зусилля в затяжці покрівлі при комбінаціях впливів                      |                  |                          |                  |                          |                        |                   |
| max                                                                     | -59              | 14                       | 100              | 14                       | 43                     | 14                |
| Зусилля в кільцевому ребрі 1-го ярусу покрівлі при комбінаціях впливів  |                  |                          |                  |                          |                        |                   |
| max                                                                     | -16              | 7                        | 63               | 263                      | 41                     | 468               |
| Зусилля в кільцевому ребрі 2-го ярусу покрівлі при комбінаціях впливів  |                  |                          |                  |                          |                        |                   |
| max                                                                     | -63              | 324                      | 1                | 6                        | -58                    | 324               |
| Зусилля в балці термopідвіски покрівлі при комбінаціях впливів          |                  |                          |                  |                          |                        |                   |
| max                                                                     | -8               | 534                      | 5                | 535                      | -1                     | 882               |
| Зусилля в підкосах балки термopідвіски покрівлі при комбінаціях впливів |                  |                          |                  |                          |                        |                   |
| max                                                                     | -9               | 2                        | 8                | 2                        | 1                      | 2                 |
| Зусилля в хрестових в'язях покрівлі при комбінаціях впливів             |                  |                          |                  |                          |                        |                   |
| max                                                                     | -29              | 4                        | 63               | 5                        | -1                     | 5                 |

Зусилля в елементах покрівлі при різних комбінаціях навантажень, які наведені у табл. 4, сформовані для трьох груп зусиль: максимальне зусилля стиску  $-N_{\max}$  і відповідний момент  $M_{\text{відп}}$ ; максимальне зусилля розтягу  $+N_{\max}$  і відповідний момент  $M_{\text{відп}}$ ; максимальний згинальний момент  $M_{\text{відп}}$  та відповідне зусилля стиску або розтягу (обирається максимальна за модулем величина).

**Висновок.** В правовому полі вказівок чинних нормативних документів, що регламентують розрахунок та оцінку напружено-деформованого стану, встановлюють вимоги до атмосферних навантажень, технологічних параметрів та інших впливів, визначають ступінь капітальності, рівень відповідальності споруди та ін. виявлено основні механізми регулювання надійності конструкцій сталевих зерносховищ. Встановлено, що зміна рівня надійності конструкцій сталевих зерносховищ в рамках методу граничних станів виконується через систему часткових коефіцієнтів, які враховують стохастичні властивості зовнішніх впливів, мінливість характеристик матеріалу, типи розрахунків, ступінь важливості конструктивних елементів в споруді та ступінь відповідальності силосу у складі підприємства. Вказані значення часткових коефіцієнтів надійності регулюються виключно нормативними вимогами і настановами національного додатку і не можуть бути скориговані технічним завданням на проєктування. Наведені значення коефіцієнтів обмежуються перевіркою граничних станів за несучою здатністю та експлуатаційною придатністю конструкцій при дії статичного навантаження, включно з випадками, де динамічний вплив оцінюється з використанням еквівалентних квазістатичних навантажень із відповідними коефіцієнтами підсилення.

### Література

1. Постанова Кабінет Міністрів України від 16 грудня 2022 р. № 1384 Про внесення змін до постанови Кабінету Міністрів України від 9 жовтня 2020 р. № 1109.
2. ДБН В.2.6-221:2021. Конструкції силосів з гофрованою стінкою для зерна. Основні положення. К.: Мінрегіон, 2022. 7 с.
3. ДСТУ-Н Б EN 1991-4:2010. Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 4. Бункери і резервуари (EN 1991-4:2006, IDT). К.: Мінрегіон, 2013. 129 с.
4. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008. Єврокод. Основи проєктування конструкцій (EN 1990:2002, IDT). К.: Мінрегіон, 2009. 105 с.
5. Качуренко В.В., Банніков Д.О. Конструктивні рішення сталевих ємностей для сипучих матеріалів. Дніпропетровськ: Нова ідеологія, 2016. 168 с.
6. Махінько А.В., Махінько Н.О. Сталеві ємності для зберігання зерна. К.: Сталь, 2021.
7. Matchett A.J. A linear, analytical solution to the principal stress cap, force balance equations for asymmetrical stresses in cylindrical silos. Chemical Engineering Research and Design, 2020. Vol. 153. P.107-119.
8. Gallego E., González-Montellano C., Ramírez A., Ayuga F. A simplified analytical procedure for assessing the worst patch load location on circular steel silos with corrugated walls. Engineering Structures, 2011. Vol. 33, Issue 6. P. 1940-1954.
9. Rabinovich E., Kalman H., Peterson P.F. Parametric study and design procedure for planar silos and hoppers. Powder Technology, 2012. Vol. 388. P. 333-342.
10. Juan A., Moran J.M., Guerra M.I., Couto A., Ayuga F., Aguado P.J. Establishing stress state of cylindrical metal silos using finite element method: Comparison with ENV 1993. Thin-Walled Structures, 2006. Vol. 44, Issue 11. P. 1192-1200.
11. Durmus A., Livaoglu R. A simplified 3 D.O.F. model of A FEM model for seismic analysis of a silo containing elastic material accounting for soil-structure interaction. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015. Vol. 77. P. 1-14.

12. Mehrehtehran A.M., Maleki S. Axial buckling of imperfect cylindrical steel silos with isotropic walls under stored solids loads: FE analyses versus Eurocode provisions. *Engineering Failure Analysis*, 2022. Vol.137. 106282

13. ДСТУ-Н Б EN 1998-1. Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмічні дії, правила щодо споруд (EN 1998-1:2004, IDT). К.: Мінрегіон, 2013. 315 с.

14. ДСТУ-Н Б EN 1998-4. Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 4. Силосні башти, резервуари та трубопроводи (EN 1998-4:2006, IDT). К.: Мінрегіон, 2013. 142 с.

15. Makhinko A., Makhinko N. The features of determination of seismic loads on steel silos with a flat bottom according to DBN V.2.6-221:2021. *Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини : зб. наук. праць*. Одеса: ОДАБА, 2023. № 27. С. 19-27.

16. Махінько А.В., Махінько Н.О. Воронцов О.В. Моделювання синусоїдальної стінки силосів в задачах кінцево-елементного аналізу. *Building innovations – 2021: збірник наукових праць за матеріалами IV Міжнародної українсько-азербайджанської науково-практичної конференції*. Полтава, 2021. С 141-143.

### References

- [1] Resolution of the Cabinet of Ministers of Ukraine of 16 December 2022 No. 1384 On Amendments to the Resolution of the Cabinet of Ministers of Ukraine of 9 October 2020 No. 1109
- [2] DBN V.2.6-221:2021. Design of corrugated wall silos for grain. Kyiv: Minregion, 2022. 7 с.
- [3] DSTU-N B EN 1991-4:2010. Eurocode 1: Effects on structures. Part 4. Bunkers and tanks (EN 1991-4:2006, IDT). K.: Minregion, 2013. 129 p.
- [4] DSTU-N B EN 1990:2008. Eurocode. Fundamentals of structural design (EN 1990:2002, IDT). Kyiv: Minregion, 2009. 105 p.
- [5] Kachurenko V.V., Bannikov D.O. Constructive solutions of steel tanks for bulk materials. Dnipro: New Ideology, 2016. 168 p.
- [6] Makhinko A.V, Makhinko N. Steel tanks for grain storage. K.: Steel, 2021.
- [7] Matchett A.J. A linear, analytical solution to the principal stress cap, force balance equations for asymmetrical stresses in cylindrical silos. *Chemical Engineering Research and Design*, 2020. Vol. 153. P.107-119.
- [8] Gallego E., González-Montellano C., Ramírez A., Ayuga F. A simplified analytical procedure for assessing the worst patch load location on circular steel silos with corrugated walls. *Engineering Structures*, 2011. Vol. 33, Issue 6. P. 1940-1954.
- [9] Rabinovich E., Kalman H., Peterson P.F. Parametric study and design procedure for planar silos and hoppers. *Powder Technology*, 2012. Vol. 388. P. 333-342.
- [10] Juan A., Moran J.M., Guerra M.I., Couto A., Ayuga F., Aguado P.J. Establishing stress state of cylindrical metal silos using finite element method: Comparison with ENV 1993. *Thin-Walled Structures*, 2006. Vol. 44, Issue 11. P. 1192-1200.
- [11] Durmus A., Livaoglu R. A simplified 3 D.O.F. model of A FEM model for seismic analysis of a silo containing elastic material accounting for soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2015. Vol. 77. P. 1-14.
- [12] Mehrehtehran A.M., Maleki S. Axial buckling of imperfect cylindrical steel silos with isotropic walls under stored solids loads: FE analyses versus Eurocode provisions. *Engineering Failure Analysis*, 2022. Vol.137. 106282
- [13] DSTU-N B EN 1998-1. Eurocode 8. Design of earthquake resistant structures. Part 1: (EN 1998-1:2004, IDT). K.: Minregion, 2013. 315 p.
- [14] DSTU-N B EN 1998-4. Eurocode 8. Design of earthquake resistant structures. Part 4. Silos, tanks and pipelines (EN 1998-4:2006, IDT). Kyiv: Minregion, 2013. 142 p.

- [15] Makhinko A., Makhinko N. The features of determination of seismic loads on steel silos with a flat bottom according to DBN V.2.6-221:2021. Modern building structures of metal and wood: a collection of scientific works. Odesa: ODABA, 2023. № 27. P. 19-27.
- [16] Makhinko A., Makhinko N., Vorontsov O. Modelling of the sinusoidal wall of silos in the problems of finite element analysis. Building innovations - 2021: a collection of scientific papers based on the materials of the IV International Ukrainian-Azerbaijani Scientific and Practical Conference. Poltava, 2021. P. 141-143.

## CREATING RELIABLE AND RESILIENT GRAIN STORAGE FACILITIES IN THE FACE OF WAR AND THE GLOBAL FOOD CRISIS

**Makhinko A.V.**, ScD, Professor

makhinko.anton@npp.nau.edu.ua, ORCID 0000-0002-9147-7087

**Makhinko N.O.**, ScD, Professor

nataliia.makhinko@npp.nau.edu.ua, ORCID 0000-0001-8120-6374

*National Aviation University*

**Skliarenko S.O.**, PhD., Associated Professor

poltpro@gmail.com, ORCID 0000-0002-3929-4240

*PE Poltava-Project*

**Birko O.O.**

obirko@ukr.net, ORCID 0009-0004-8690-0663

*LLC Monel*

**Abstract.** The article describes in detail the complete engineering methodology for the verification calculation of steel grain storage structures based on the pan-European Eurocode standardisation system in accordance with the provisions of DBN B.2.6-221:2021 and DSTU-N B EN 1991-4. The emphasis of the work is on determining the mechanisms for regulating the reliability of grain storage structures within the framework of the application of semi-probabilistic calculation in the form of the limit state method. To assess the stress-strain state of individual structural elements of the silo, two methods were used: the direct method of finite element analysis without taking into account the effects of geometric and physical nonlinearity and the theoretical method based on the membrane theory in a linear-elastic formulation assuming linear-elastic material characteristics and the linear theory of small deformations. The practical implementation of the methodology was tested on the example of real steel silo structures. It is established that the change in the level of reliability of steel grain storage structures within the framework of the limit state method is carried out through a system of partial coefficients that take into account the stochastic properties of external influences, variability of material characteristics, types of calculations, the degree of importance of structural elements in the structure and the degree of responsibility of the silo as part of the enterprise. The specified values of the partial reliability factors are governed exclusively by the regulatory requirements and guidelines of the national annex and cannot be adjusted by the design specification. The given values of the coefficients are limited to limit state checks on the bearing capacity and serviceability of structures under static load, including cases where the dynamic impact is assessed using equivalent quasi-static loads with appropriate amplification factors.

**Keywords.** Steel silo, design scheme, bearing capacity, stress-strain state, corrugated sheet, limit state.



УДК 624.014

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-162-171

## ЕФЕКТИВНА КОНСТРУКЦІЯ СТАЛЕВОГО КАРКАСУ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ

Місюра Є.А., магістрант

udgine200933@gmail.com ORCID 0009-0003-1909-4588

Український державний університет науки і технологій

**Анотація.** В роботі виконаний статичний і динамічний аналіз конструкції сталевих каркасу багатоповерхової торгівельно-офісно-готельної будівлі в місті Павлоград, запроєктованої в межах робіт по відновленню зруйнованого житлового фонду України. Статичний аналіз виявив відповідність закладених проєктних рішень вимогам чинних стандартів України в галузі проєктування сталевих конструкцій. В якості рекомендацій було запропоновано відмова від прокатних профілів і їх заміна на аналогічні зварні, що підвищить загальний рівень надійності вузлових з'єднань каркасу. Динамічний аналіз дозволив отримати нижні власні форми і частоти коливань каркасу, що є підґрунтям до оцінки в подальшому розрахунку на динамічне прогресуюче руйнування.

**Ключові слова:** сталевий каркас, багатоповерхова громадська будівля, метод скінчених елементів, проєктно-обчислювальний комплекс SCAD

**Вступ.** Разом із постійним руйнуванням житлових фондів по всій території України та незважаючи на дуже складні обставини, в яких наразі мешкає населення, продовжується розробка проєктів для майбутнього відновлення країни. Одним з таких проєктів є багатоповерхова громадська будівля в місті Павлоград. За своїм функціональним призначенням будівля є торгівельно-офісно-готельна, тому що вона складається з трьох функціональних частин, відповідно.

Загальний вид будівлі наведений на рис. 1. Відповідно до проєкту відновлення розроблено декілька варіантів архітектурного вирішення фасаду будівлі. Одним з них є використання затемненої кольорової гами, яка додатково забезпечить не тільки підвищений рівень теплосприйняття поверхонь фасаду, а ще й виконує своєрідну маскувальну військову функцію.

В архітектурно-будівельному відношенні будівля складається з трьох секцій. Перша низька секція має висоту 25,2 м, друга висока секція має висоту 61,2 м і третя торцева висока секція має висоту також 61,2 м. Функціонально поверхи 1-3 призначені для розміщення торгівельних площ, поверхи 4-7 першої секції містять готельні номери, а поверхи 4-15 другої високої секції містять переважно офісні площі. В третій секції розміщено систему вертикальних комунікацій будівлі. В плані будівля має форму прямокутника із габаритними розмірами 37,44 м × 56,16 м – рис. 2.

В конструктивному відношенні будівля має рішення із внутрішнім сталевим каркасом. Він складається із системи вертикальним колон, розташованих рівномірною сіткою по всьому плану будівлі – крок в поздовжньому і в поперечному напрямках прийнятий однаковий і становить 6,24 м. До колон в поздовжньому і в поперечному напрямках жорстко приєднуються горизонтальні ригелі, які створюють своєрідні горизонтальні жорсткі диски по всій висоті будівлі. Крок таких дисків дорівнює висоті поверху і становить 3,6 м.

Всі поперечні перерізи несучих елементів сталевих каркасу будівлі виконані із прокатних двотаврів серії Б. Для колон будівлі використані перерізи – від 100Б2 в нижній частині і до 60Б2 в верхній частині будівлі відповідно до вітчизняного стандарту [1]. Такі перерізи були закладені в первісний проєкт будівлі. Надалі була поставлена задача виконати перевірку призначених конструктивних елементів відповідно до вимог чинних в Україні стандартів [2-5].

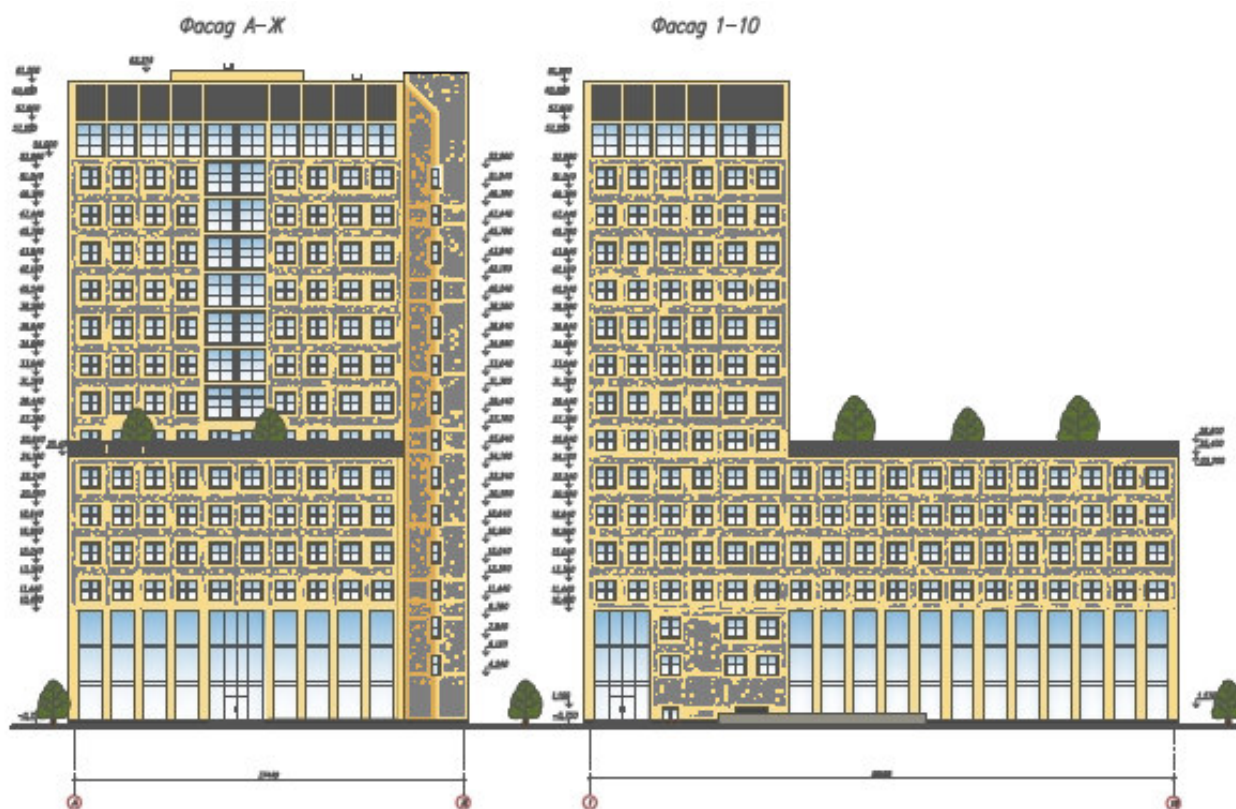


Рис. 1. Фасад торгівельно-офісно-готельної будівлі в місті Павлоград

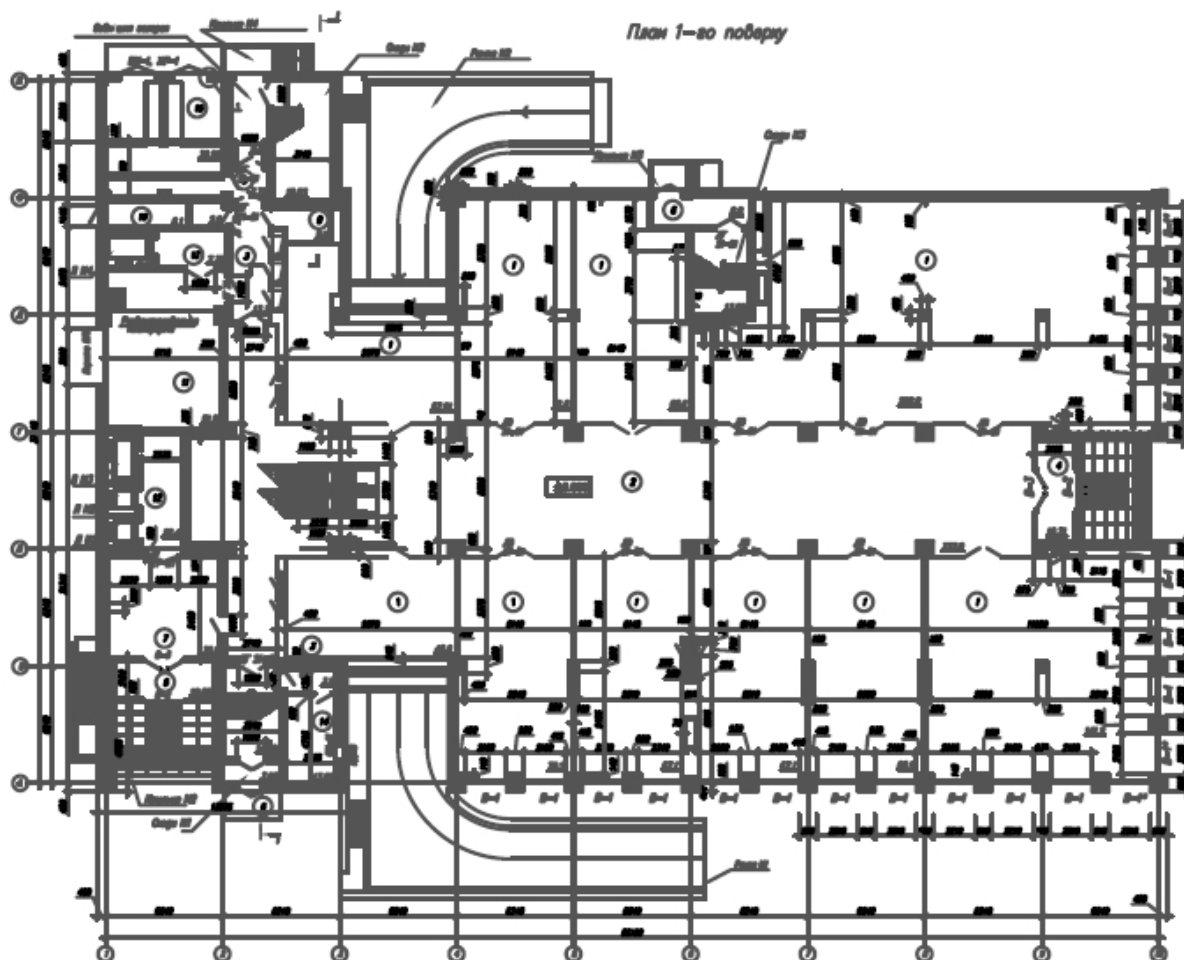


Рис. 2. Принциповий план торгівельно-офісно-готельної будівлі в місті Павлоград

**Аналіз останніх джерел досліджень і публікацій.** В Україні на тепер є доволі багато як поодиноких, так і колективних досліджень роботи каркасних систем будівель різних типів [6-10], починаючи із внутрішнього каркасу і закінчуючи варіантами зовнішнього каркасу [11-15]. Окремим напрямком при цьому є розрахунок на прогресуюче руйнування [16-19], Проте перед тим, як розробляти схему такого розрахунку для багатоповерхової будівлі та проводити сам розрахунок потрібно спочатку досконало вивчити роботу самої будівлі за традиційних навантажень, виявити «слабкі» місця конструкції, а також оцінити рівень запасу в основних конструктивах. В роботах провідних науковців питання прогресуючого руйнування навіть пов'язуються із рівнем надійності будівельних конструкцій [20-21]. Однак на фоні подій останніх років в Україні особливої актуальності набуває оцінка динамічного руйнування конструкцій від ударно-вибухових навантажень, а також оцінка їх динамічної надійності.

**Виділення не роз'язаних раніше частин загальної проблеми.** Зважаючи на вищевикладене проблема визначення динамічних характеристик багатоповерхових будівель практично не висвітлена у вітчизняній фаховій літературі, а питання динамічного руйнування та динамічної стійкості взагалі мають бути переглянуті в світі новітніх даних про взаємодію конструкцій із вибуховими навантаженнями. **Постановка завдання.** Завданням цієї статті є визначення динамічних характеристик багатоповерхової торгівельно-офісно-готельної будівлі зі сталевим каркасом в місті Павлоград, запроєктованої в межах робіт по відновленню зруйнованого житлового фонду України.

**Основний матеріал і результати.** Для досягнення поставленого завдання спочатку треба було оцінити статичні показники запроєктованої будівлі. Для цього був використаний чисельний метод будівельної механіки – метод скінчених елементів [22-26]. Його практична реалізація здійснювалась на базі вітчизняного проектно-обчислювального комплексу SCAD [27].

Побудована скінченно-елементна модель сталевого каркасу торгівельно-офісно-готельної будівлі представлена на рис. 3. Модель являє собою стержневу систему, яка складається біль ніж з 2000 елементів, що моделюють колони та ригелі каркасу. Поперечні перерізи несучим елементам задавались відповідно до розробленого проекту. Навантаження приймалися за стандартом [28] – власна вага елементів конструкцій, корисне навантаження на перекриття, снігове і вітрове навантаження за різними напрямками.

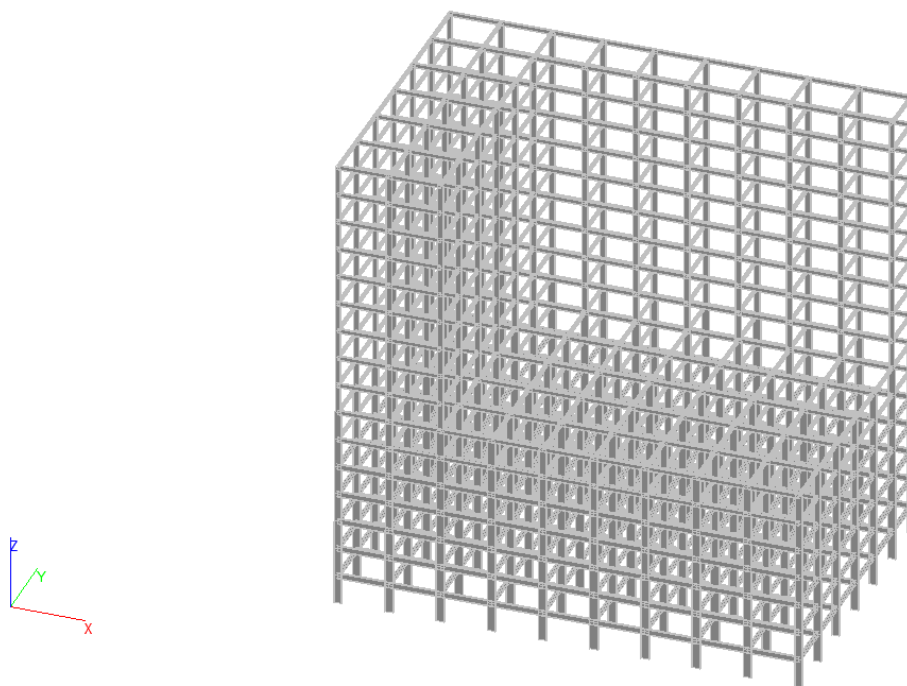


Рис. 3. Розрахункова модель сталевого каркасу торгівельно-офісно-готельної будівлі в місті Павлоград

Попередній статичний аналіз роботи каркасу підтвердив коректність прийнятих поперечних перерізів. Максимальні поперечні деформації від комбінації навантажень не перевищують 20 мм, а вертикальні деформації – 30 мм. Максимальні напруження спостерігаються в крайніх колонах будівлі і не перевищують розрахункового опору сталі – рис. 4. В якості рекомендацій була висунута пропозиція використання замість прокатних перерізів несучих елементів зварних перерізів, які виготовляються на основі листового сортаменту [29]. Це обумовлено спрощенням в цьому разі конструкції стиків окремих несучих елементів – замість зварних вставок в вихідному проєкті передбачається більш спрощений варіант стику без таких вставок – рис. 5. На наш погляд це підвищить рівень надійності каркасу, адже вузлове з'єднання є одним з найбільш проблемних місць будівельних конструкцій [30].

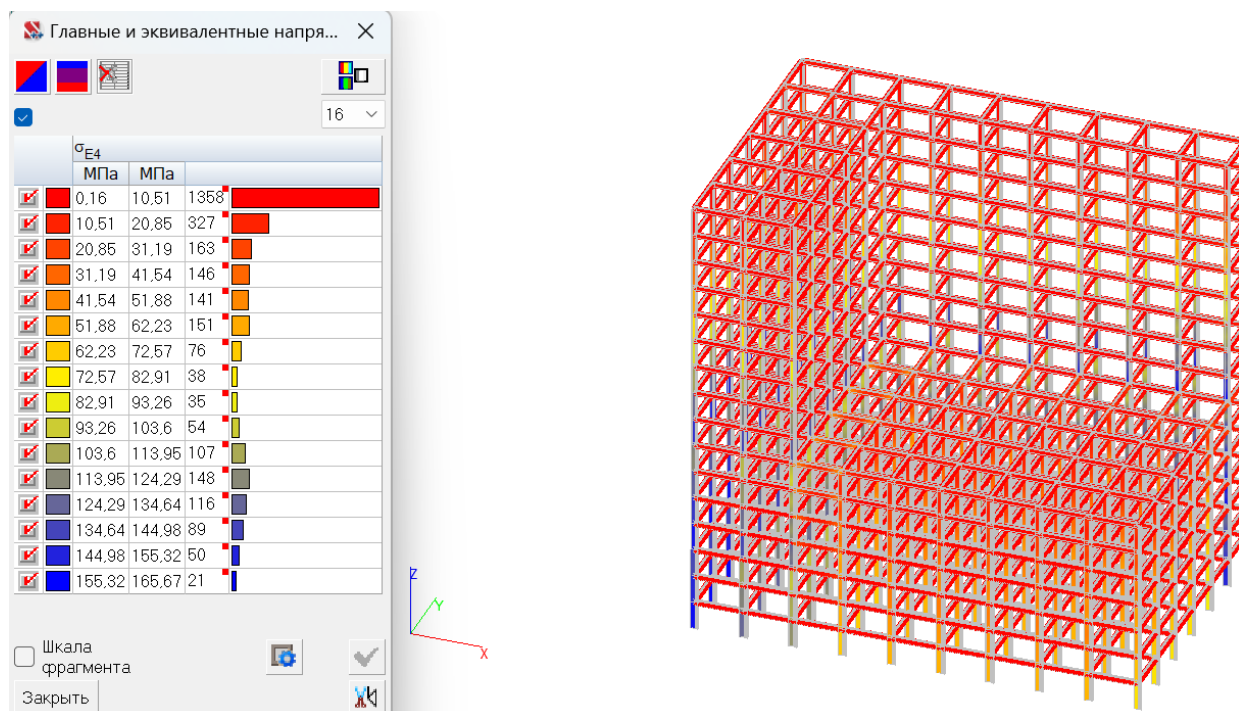


Рис. 4. Напружений стан сталевого каркасу торгівельно-офісно-готельної будівлі в місті Павлоград

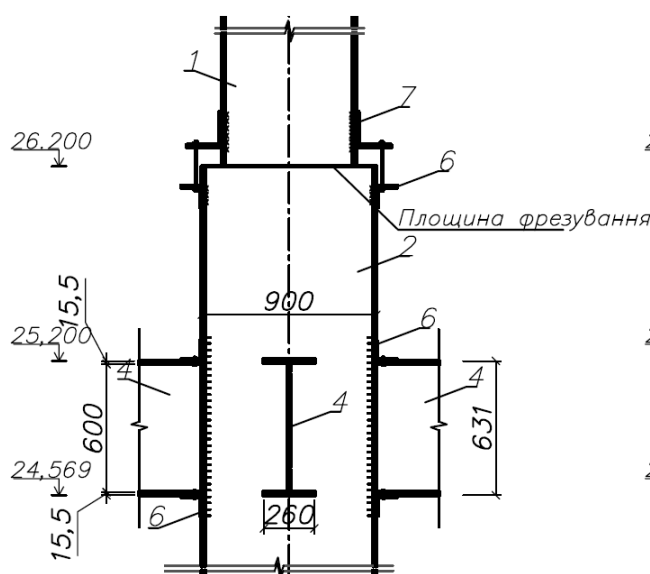


Рис. 5. Запропонована конструкція вузлового стику



торгівельно-офісно-готельної будівлі в місті Павлоград

Щодо основного завдання роботи, то отримані нижні форми власних коливань конструкції сталевого каркасу торговельно-офісно-готельної будівлі в місті Павлоград наведені на рис. 6. Як видно, при цьому відбувається включення в роботу всього каркасу будівлі, що сприятиме зменшенню амплітуд коливань.

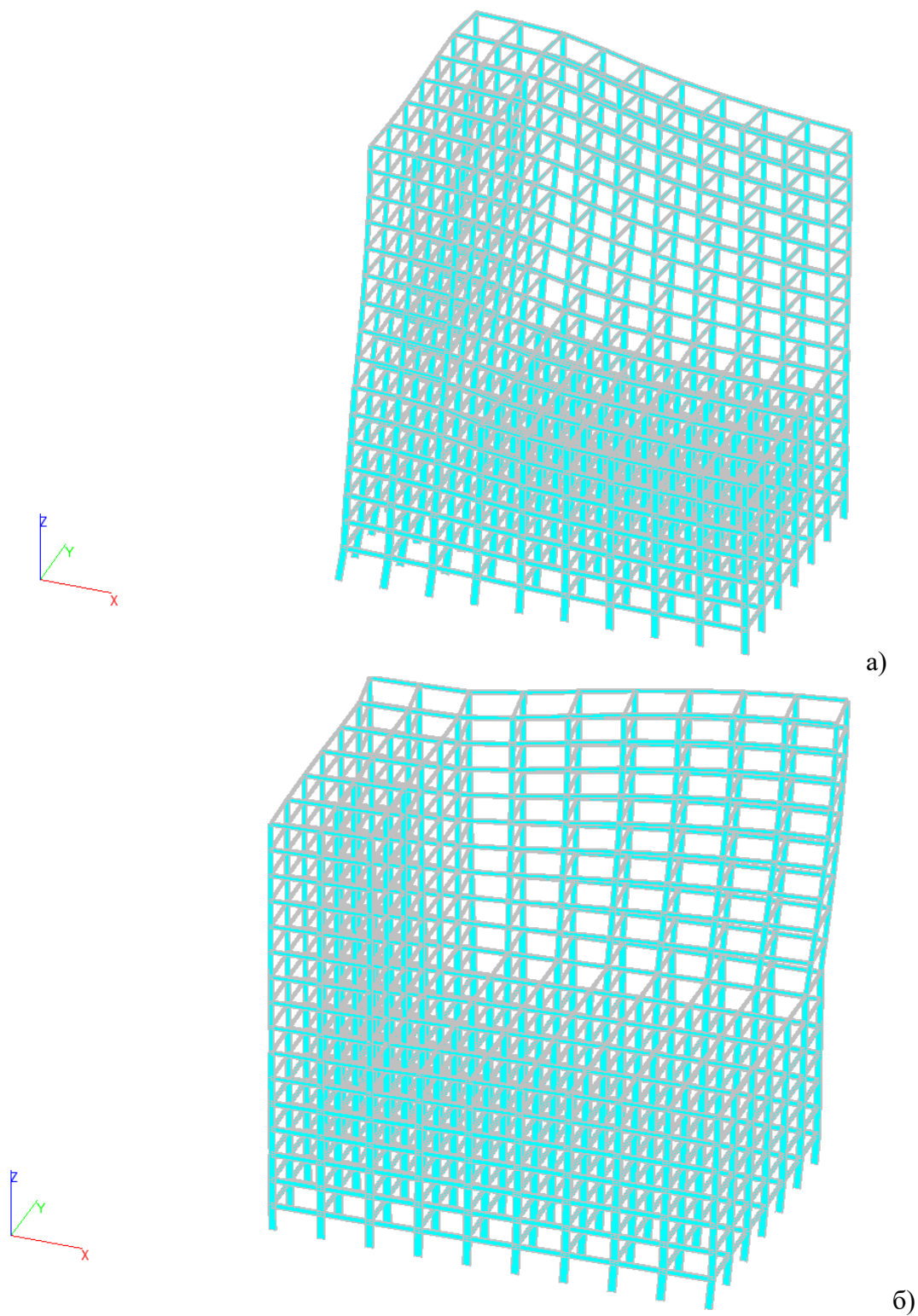


Рис. 6. Нижні форми коливання  
торгівельно-офісно-готельної будівлі в місті Павлоград:  
а) перша форма; б) друга форма

В табл. 1 приведені отримані значення власних частот коливань будівлі для нижніх 16 значень. Як видно, частотний спектр в цілому виявляється доволі щільним, а нижні частоти лежать в діапазоні до 5 Гц, що є небажаним для людини.

Таблиця 1 – Власний частотний спектр коливань торгівельно-офісно-готельної будівлі в місті Павлоград

| Частота | Значення, Гц | Частота | Значення, Гц |
|---------|--------------|---------|--------------|
| 1       | 0,69         | 9       | 1,90         |
| 2       | 0,86         | 10      | 2,04         |
| 3       | 1,22         | 11      | 2,12         |
| 4       | 1,46         | 12      | 2,37         |
| 5       | 1,60         | 13      | 2,51         |
| 6       | 1,62         | 14      | 2,54         |
| 7       | 1,77         | 15      | 2,79         |
| 8       | 1,80         | 16      | 2,91         |

**Висновки.** В роботі проаналізовано конструктивне рішення сталевго каркасу проекту будівлі відновлення торгівельно-офісно-готельної будівлі в місті Павлоград. Для аналізу використовувався метод скінчених елементів на базі вітчизняного проектно-обчислювального комплексу SCAD. Встановлено, що прийняті первісні перерізи для колон і ригелів будівлі з прокатних профілів відповідають вимогам несучої здатності згідно чинних стандартів України. Найбільш навантаженими виявляються крайні колони каркасу, для яких рекомендовано збільшити поперечний переріз. Також рекомендовано замінити прокатні перерізи на зварні з листової гарячекатаної сталі, що підвищить загальну надійність вузлових з'єднань і водночас спростить їх конструктивне рішення.

Отриманий спектр власних частот коливань сталевго каркасу є доволі щільним, а нижні частоти знаходяться в діапазоні до 5 Гц, що є небажаним для людини. Нижні форми коливань каркасу включають в роботу повністю всі несучі елементи, що дещо знижує рівень амплітуд коливань.

### Література

1. ДСТУ 8768:2018. Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент. Чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2018. 5 с.
2. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі зміною № 1. Чинний від 2022-09-01. Київ : Мінрегіонбуд, 2018. 36 с.
3. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі зміною № 1. Чинний від 2015-01-01. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 220 с.
4. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини та переміщення. Вимоги проектування. Чинний від 2007-01-01. Київ : Мінбуд України, 2006. 14 с.
5. Першаков В. М. Каркасні будинки з три-шарнірних залізобетонних рам : монографія. Київ : НАУ, 2007. 301 с.
6. Першаков В. М., Петрова Т. О. Сучасні будівлі з рамних конструкцій. Вісник національного авіаційного університету. 2013. № 2 (55). С. 1-4.
7. Білик А. С., Коваленко А. І. Порівняння методів розрахунку металевих каркасів висотних будівель на одиничну живучість. Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. 2015. № 16. С. 30-39.

8. Коваленко А. І. Особливості проектування багатоповерхових будівель з одиничною живучістю. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2016. № 63. С. 62-66.
9. Першаков В. М., Барабаш М. С., Белятинський А. О., Лисницька К. М. Проблеми протидії конструкцій прогресуючому обваленню будівель та споруд : монографія. Київ : НАУ, 2015. 456 с.
10. Куцевич В. В., Кисіль С. С., Білик А.С. Принципи архітектурно-планувальної організації багатоповерхових автостоянок : колективна наукова монографія. Київ : КНУТД, УЦСБ, КНУБА, 2019. 184 с.
11. Безсалий В. М., Банніков Д. О. Ефективність сталевих тонкостінних оцинкованих профілів для аркових елементів. Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. 2019. Вип. 16. С. 20-29. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2019/189428>.
12. Bannikov D., Radkevich A., Nikiforova N. Features of the Design of Steel Frame Structures in India for Seismic Areas. Materials Science Forum. 2019. Vol. 968. P. 348-354. DOI: <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/msf.968.348>.
13. Kruhlikova N. G., Bannikov D. O. Rational design of shot-span industrial building roof for reconstruction conditions. Наука та прогрес транспорту. 2019. Вип. 2 (80). С. 144-152. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2019/165853>.
14. Юрков Д. А., Худенко В. Ф., Банніков Д. О. Конструктивна реалізація систем типу «рама-будівля». Промислове будівництво та інженерні споруди. 2011. № 4. С. 26-31.
15. Юрков Д. А., Банніков Д. О. Застосування конструктивних систем типу «рама-будівля» для перекриття великих прогонів. Будівництво України. 2011. № 6. С. 6-11.
16. Білик А. С., Коваленко А. І. Сучасні методи моделювання прогресуючого руйнування будівель і споруд. Будівництво. Матеріалознавство. Машинобудування. Серія. Створення високотехнологічних екокомплексів в Україні на основі концепції збалансованого (стійкого) розвитку. 2016. № 87. С. 35-41.
17. Фесенко О. А. Прогресуюче руйнування багатоповерхових безригельних каркасних будівель внаслідок пожежі після землетрусу. Будівельні конструкції. 2013. № 78 (1). С. 388-393.
18. Вабіщевич М. О., Фесун І. К. Підходи щодо забезпечення стійкості до прогресуючого обвалення будівель та споруд. Сучасний стан та перспективи. Опір матеріалів і теорія споруд. 2023. № 110. С. 256-263.
19. Радкевич А. В., Давидов І. І., Чабан В. П., Ковтун К. А. Аналіз методів розрахунку на прогресуюче обвалення одноповерхових каркасних виробничих будівель та пошук можливостей підвищення точності розрахунків. Український журнал будівництва та архітектури. 2024. № 1 (19). С. 122-129. DOI: <https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.270224.122.1032>.
20. Пічугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій : монографія. Полтава: ТОВ «АСМІ», 2016. 520 с.
21. Колесніченко Ю. В., Селютін Ю. В., Оболонков Д. Ф., Карабанов О. С.. Визначення залишкового ресурсу будівельних сталевих конструкцій за показниками індексу надійності. Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. 2021. № 25. С. 48-55.
22. Bofang Z. The finite element method: fundamentals and applications in civil, hydraulic, mechanical and aeronautical engineering. Singapore: John Wiley & Sons Singapore Pte. Ltd. 2018. DOI: 10.1002/9781119107323.
23. Chen L. P., Yang Y. A. New mixed finite element method for biot consolidation equations. Advances in Applied Mathematics and Mechanics. 2020. Vol. 6, No. 12. P. 1520-1541. DOI: 10.4208/aamm.OA-2019-0174.
24. Kumar A., Shitole P., Ghosh R., Kumar R., Gupta A. Experimental and numerical comparisons between finite element method, element-free Galerkin method, and extended finite element method predicted stress intensity factor and energy release rate of cortical bone considering



anisotropic bone modelling. Proceedings of the institution of mechanical engineers part h-journal of engineering in medicine. 2019. Vol. 8, No. 233. P. 823-838. DOI: 10.1177/0954411919853918.

25. Zhou CL., Yang R., Tang XY. Finite element analysis of prestressed concrete-filled square steel tube truss. Civil, Structural and Environmental Engineering/ 2014. Vol. 838-841. P. 510-513. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMR.838-841.510.

26. Zienkiewicz O. C., Taylor R. L., Fox D. D. The finite element method for solid and structural mechanic. 7-th edition. Elsevier LTD. 2014.

27. Fialko S., Karpilovskyi V. Time history analysis formulation in SCAD FEA software. Journal of Measurements in Engineering. 2018. Vol. 6, No. 4. P. 173-180. DOI: 10.21595/jme.2018.20408.

28. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі змінами № 1 та № 2. Чинний від 2007-01-01. Київ : Мінрегіонбуд України, 2006. 70 с.

29. ДСТУ 8540:2015. Прокат листовий гарячекатаний. Сортамент. Чинний від 2016-07-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. 11 с.

30. Bannikov D. O. Analysis of the causes of accidents of steel capacitive structures for bulk materials. Metallurgical and Mining Industry. 2011. No. 3 (5). P. 243–249.

### References

- [1] DSTU 8768:2018. Hot-rolled steel beams. Assortment. Valid from 2019-01-01. Kyiv: DP “UkrNDTS”, 2018. 5 p.
- [2] 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.
- [3] 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.
- [4] DSTU B V.1.2-3:2006. The system for ensuring the reliability and safety of construction objects. Deflections and displacements. Design requirements. Valid from 2007-01-01. Kyiv: Ministry of Construction of Ukraine, 2006. 14 p.
- [5] Pershakov V. M. Frame houses from three-hinged reinforced concrete frames: monograph. Kyiv: NAU, 2007. 301 p.
- [6] Pershakov V. M., Petrova T. O. Modern buildings from frame structures. Bulletin of the National Aviation University. 2013. No. 2 (55). P. 1-4.
- [7] Bilyk A. S., Kovalenko A. I. Comparison of methods for calculating metal frames of high-rise buildings for unit durability. Collection of scientific works of the Ukrainian Institute of Steel Structures named after V. M. Shymanovsky. 2015. No. 16. P. 30-39.
- [8] Kovalenko A. I. Peculiarities of design of multi-story buildings with unit durability. Bulletin of the Odessa State Academy of Construction and Architecture. 2016. No. 63. P. 62-66.
- [9] Pershakov V. M., Barabash M. S., Belyatynskyi A. O., Lysnytska K. M. Problems of resistance of structures to progressive collapse of buildings and structures: monograph. Kyiv: NAU, 2015. 456 p.
- [10] Kutsevich V. V., Kysil S. S., Bilyk A. S. Principles of architectural and planning organization of multi-story parking lots: collective scientific monograph. Kyiv: KNUVD, UCSB, KNUBA, 2019. 184 p.
- [11] Bezsalvi 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. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2019/189428>.
- [12] Bannikov D., Radkevich A., Nikiforova N. Features of the Design of Steel Frame Structures in India for Seismic Areas. Materials Science Forum. 2019. Vol. 968. P. 348-354. DOI: <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/msf.968.348>.

- [13] Kruhlikova N. G., Bannikov D. O. Rational design of shot-span industrial building roof for reconstruction conditions. *Наука та прогрес транспорту*. 2019. Вип. 2 (80). С. 144-152. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2019/165853>.
- [14] Yurkov D. A., Hudenko V. F., Bannikov D. O. Constructive implementation of systems of the "frame-building" type. *Industrial construction and engineering structures*. 2011. No. 4. P. 26-31.
- [15] Yurkov D. A., Bannikov D. O. Application of structural systems of the "frame-building" type for covering large spans. *Construction of Ukraine*. 2011. No. 6. P. 6-11.
- [16] Bilyk A. S., Kovalenko A. I. Modern methods of modeling the progressive destruction of buildings and structures. *Construction. Materials science. Engineering. Series. Creation of high-tech eco-complexes in Ukraine based on the concept of balanced (sustainable) development*. 2016. No. 87. P. 35-41.
- [17] Fesenko O. A. Progressive destruction of multi-story frameless frame buildings due to fire after an earthquake. *Building structures*. 2013. No. 78 (1). P. 388-393.
- [18] Vabishchevych M. O., Fesun I. K. Approaches to ensuring stability to the progressive collapse of buildings and structures. Current status and prospects. *Resistance of materials and theory of structures*. 2023. No. 110. P. 256-263.
- Fanella D. A. Rain, Snow, and Ice Loads: Time-Saving Methods Using the 2018 IBC and ASCE/SEI 7-16. McGraw-Hill Education, 2021. 176 p.
- [19] Radkevich A. V., Davidov I. I., Chaban V. P., Kovtun K. A. Analysis of calculation methods for progressive collapse of single-storey frame industrial buildings and search for opportunities to improve the accuracy of calculations. *Ukrainian Journal of Civil Engineering and Architecture*. 2024/ No. 1 (19). P. 122-129. DOI: <https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.270224.122.1032>.
- [20] Pichugin S. F. Calculation of the reliability of building structures: monograph. Poltava: ASMI LLC, 2016. 520 p.
- [21] Kolesnichenko Yu. V., Selyutin Yu. V., Obolonkov D. F., Karabanov O. S.. Determination of the residual resource of building steel structures by indicators of the reliability index. *Modern building structures made of metal and wood*. 2021. No. 25. P. 48-55.
- [22] Bofang Z. The finite element method: fundamentals and applications in civil, hydraulic, mechanical and aeronautical engineering. Singapore: John Wiley & Sons Singapore Pte. Ltd. 2018. DOI: 10.1002/9781119107323.
- [23] Chen L. P., Yang Y. A. New mixed finite element method for biot consolidation equations. *Advances in Applied Mathematics and Mechanics*. 2020. Vol. 6, No. 12. P. 1520-1541. DOI: 10.4208/aamm.OA-2019-0174.
- [24] Kumar A., Shitole P., Ghosh R., Kumar R., Gupta A. Experimental and numerical comparisons between finite element method, element-free Galerkin method, and extended finite element method predicted stress intensity factor and energy release rate of cortical bone considering anisotropic bone modelling. *Proceedings of the institution of mechanical engineers part h-journal of engineering in medicine*. 2019. Vol. 8, No. 233. P. 823-838. DOI: 10.1177/0954411919853918.
- [25] Zhou CL., Yang R., Tang XY. Finite element analysis of prestressed concrete-filled square steel tube truss. *Civil, Structural and Environmental Engineering/ 2014*. Vol. 838-841. P. 510-513. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMR.838-841.510.
- [26] Zienkiewicz O. C., Taylor R. L., Fox D. D. The finite element method for solid and structural mechanic. 7-th edition. Elsevier LTD. 2014.
- [27] Fialko S., Karpilovskyi V. Time history analysis formulation in SCAD FEA software. *Journal of Measurements in Engineering*. 2018. Vol. 6, No. 4. P. 173-180. DOI: 10.21595/jme.2018.20408.
- [28] DBN V.1.2-2:2006. System of ensuring reliability and safety of construction objects. Loads and influences. Design standards. With changes No. 1 and No. 2. Valid from 2007-01-01. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2006. 70 p.
- [29] DSTU 8540:2015. Rolled sheet hot-rolled. Assortment. Valid from 2016-07-01. Kind. officer Kyiv: SE "UkrNDNC", 2016. 11 p.

- [30] Bannikov D. O. Analysis of the causes of accidents of steel capacitive structures for bulk materials. Metallurgical and Mining Industry. 2011. No. 3 (5). P. 243–249.

### **EFFICIENT STEEL FRAME STRUCTURE OF MULTI-STOREY BUILDING**

**Misiura Ye.A.**, graduate student  
udgine200933@gmail.com ORCID 0009-0003-1909-4588

*Ukrainian State University of Science and Technology*

**Annotation.** Currently, many buildings in Ukraine are affected by significant dynamic loads associated with military operations on the territory of the country. In practice, this can lead to the so-called progressive destruction, however, unlike static loads, shock-explosive loads require an assessment of not only the mechanical characteristics of the building, but also an assessment of its own dynamic characteristics. Such characteristics traditionally include the spectrum of natural frequencies and the forms of oscillations corresponding to them. However, the assessment of dynamic characteristics must be preceded by an assessment of the static performance of the building.

Unfortunately, the specialized professional and reference literature lacks data on the dynamic operation of most types of buildings, including multi-story buildings with a steel frame. Therefore, such a task will be formulated and solved in the course of research. The obtained results of the static analysis confirmed the correctness of the accepted cross-sections of the main load-bearing elements of the steel frame of the building. The outermost columns of the frame were the most loaded, the cross-sections of which were recommended to be increased. As additional recommendations, it was proposed to replace rolled profiles with universal welded ones made of hot-rolled sheet steel. This will simplify the construction of nodal connections of the frame, which, in turn, will increase the level of its overall reliability. The dynamic analysis made it possible to reveal a rather dense spectrum of the lower natural frequencies of the frame, which lie in the range of up to 5 Hz. The corresponding lower forms of self-oscillations include the entire steel frame of the building in the work, which helps to reduce the amplitudes of its oscillations.

**Keywords:** steel frame, multi-story public building, finite element method, design and calculation complex SCAD

УДК 624.014.2

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-172-182

**ОЦІНЮВАННЯ НАДІЙНОСТІ МЕТАЛЕВИХ СПІРАЛЬНО-ФАЛЬЦЕВИХ СИЛОСІВ****Пічугін С.Ф.**, д.т.н., професор,

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

**Оксененко К.О.**, аспірантка,

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

*Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»*

**Анотація.** У статті описано розроблену методику оцінювання надійності інноваційних металевих спірально-фальцевих силосів на основі аналізу резерву міцності з врахуванням складного напружено-деформованого стану. За цією методикою проведено оцінювання надійності силосу ємністю 1020 м<sup>3</sup>. Силосна конструкція завантажувалась різними сипучими матеріалами, статистичні характеристики яких було зібрано і узагальнено. Результати визначення основних значень параметрів оцінювання надійності силосу представлено у табличній формі. На основі отриманих даних побудовано графіки зміни напружень та характеристики безпеки в залежності від розкиду характеристик сипучого матеріалу. Обґрунтовано висновок про достатню надійність конструкцій металевих спірально-фальцевих силосів, розрахованих за діючими нормами.

**Ключові слова:** металевий силос, спірально-фальцевий силос, сипучий матеріал, оцінювання надійності, характеристика безпеки.

**Вступ.** Одним з важливих техніко-економічних параметрів будівельних конструкцій є їхня надійність. Відповідно до будівельних норм ДБН [1], надійність об'єкта визначається як властивість виконувати задані функції протягом розрахункового строку експлуатації, вона включає основні компоненти – безвідмовність, довговічність, ремонтпридатність, живучість. Для сталевих силосів найбільше значення має безвідмовність – властивість об'єкта виконувати потрібні функції в певних умовах протягом заданого інтервалу часу чи наробітку. Загалом усі підходи до визначення надійності будівельних конструкцій можна умовно поділити на дві групи [2]: 1) метод часткових коефіцієнтів надійності (граничних станів) [3]; 2) ймовірнісний метод (метод на основі теорії надійності).

Сучасні норми проектування будівельних конструкцій враховують ймовірнісний характер навантажень та несучої здатності конструкцій тільки в частині обробки вихідних даних. Метод граничних станів, який закладений в нормах проектування, є напів-ймовірнісним, при цьому надійність конструкцій при проектуванні забезпечується за допомогою використання відповідних коефіцієнтів запасу: коефіцієнтів надійності за навантаженням та за матеріалом, коефіцієнту умов роботи, коефіцієнту надійності за призначенням. Деякі з цих коефіцієнтів не мають достатнього теоретичного та експериментального обґрунтування.

Розрахунок будівельних конструкцій, який відображає їх реальну поведінку при експлуатації, повинен базуватися на теорії надійності, заснованій на ймовірнісних методах. Це дозволить дати більш об'єктивну оцінку конструкцій стосовно їх придатності до експлуатації. Методи теорії надійності дають теоретичну основу для правильної організації збирання та обробки статистичних даних, які відносяться до впливів на споруду, характеристик матеріалів та конструкцій та інших розрахункових параметрів. Ці методи найбільш точно відображають ймовірнісну природу основних розрахункових величин та взаємозв'язок між зовнішніми впливами та міцністю конструкцій. Це обумовлено тим, що всі міцнісні, геометричні та деформаційні характеристики конструкцій, а також всі впливи на них є випадковими величинами або випадковими процесами.

**Аналіз останніх джерел досліджень і публікацій.** Оцінюванням надійності силосних конструкцій займається ряд науковців [2-7]. У роботі Дітлевсена О. та ін. [4] йдеться про

використання даних щодо тиску, які були отримані в експериментах, для оцінки параметрів емпіричної стохастичної моделі навантаження силосу. Отримана модель навантаження силосу досліджується з точки зору її впливу на надійність конструкції. Голота М. та ін. [5] займаються геометричними недосконаlostями, але з огляду на їх вплив при вітровому навантаженні на силосну конструкцію. Лапко А. у дослідженні [6] вивчає температурний вплив на силосну конструкцію. Висновками його роботи є те, що теплові дії можуть мати значний вплив на надійність конструкції силосу, а в деяких випадках можуть призвести до серйозних пошкоджень конструкції, якщо розподіл температури в системі оцінений неправильно. Треба відзначити праці Махінко А.В., Махінко Н.О., присвячені надійності сталевих листових конструкцій [7-8]. Зокрема, у роботі [7] розрахунок надійності багатоболтових з'єднань металевих силосів показав, що при незначній кількості болтів «заміни» саме вони виступають основною причиною відмови з'єднання, проте при зростанні кількості непроєктних болтів механізм руйнування буде залежати від імовірнісного обґрунтування навантаження і міцності.

**Виділення не роз'язаних раніше частин загальної проблеми.** Не дивлячись на наявність досліджень надійності металевих силосів, надійність саме спірально-фальцевих силосів не досліджена.

**Постановка завдання.** Завданням цієї статті є розроблення і застосування методики оцінювання надійності металевих спірально-фальцевих силосів.

**Основний матеріал і результати.** Конструктивні рішення оболонки силосів спірально-фальцевого типу суттєво відрізняються від збірних металевих силосів із гофрованих панелей на болтових з'єднаннях та зварних листових ємностей.

Конструкція спірально-фальцевого силосу була розроблена у 1968 році німецьким вченим Ксавером Ліппом, який використовував спеціальне обладнання для обробки листового металу і застосував його для зведення спірально-навивних силосів [9]. Корпус силосу являє собою систему спірального з'єднання сталевих стрічки шляхом подвійного вальцювання з одночасним формуванням фальцевого ребра замкнутого типу. Фальцевий замок розташований ззовні стінки силосу під незначним кутом до горизонтальної площини й утворює кільцеві ребра.

Розвиток застосування спірально-фальцевих силосів стримується через відсутність експериментальних досліджень елементів цих сталевих листових конструкцій. Тому в лабораторії Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» були проведені експериментальні дослідження елементів конструкції спірально-фальцевих силосів [9,10]. Експериментальні дослідження підтвердили високу міцність та надійну роботу стінки спірально-фальцевого силосу при експлуатаційних та підвищених навантаженнях.

Основне навантаження на силосну ємність – це випадковий тиск сипучого матеріалу. Імовірнісна природа тиску обумовлена статистичним розкидом характеристик сипучого матеріалу, що виявляється лабораторними випробуваннями. До числа таких характеристик відносять: питому вагу  $\tilde{\gamma}$ , кут внутрішнього тертя  $\tilde{\lambda}$ , коефіцієнт бокового тиску  $\tilde{\varphi}$  і коефіцієнт тертя об стіну  $\tilde{\mu}$ . Процедура кількісної оцінки статистичних характеристик сипучого матеріалу наведена в ДСТУ-Н Б EN 1991-4:2012 [11]. У табл. 1 наведені статистичні характеристики деяких сільськогосподарських культур. Верхні  $\gamma_b, \lambda_b, \mu_b$  та нижні  $\gamma_t, \lambda_t, \mu_t$  межі, математичні очікування  $\bar{\gamma}, \bar{\lambda}, \bar{\mu}$  та коефіцієнти варіації  $V_\gamma, V_\lambda, V_\mu$  різних сипучих матеріалів розраховувались відповідно до [11].

Таблиця 1 – Статистичні характеристики сипучих матеріалів

| Най-ня                                                                  | Питома вага $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup> |            |                |            | Коефіцієнт бічного тиску $\lambda$ |             |                 |             | Коефіцієнт тертя об стіну $\mu$ |         |             |         |
|-------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|------------|----------------|------------|------------------------------------|-------------|-----------------|-------------|---------------------------------|---------|-------------|---------|
|                                                                         | $\gamma_b$                               | $\gamma_t$ | $\bar{\gamma}$ | $V_\gamma$ | $\lambda_b$                        | $\lambda_t$ | $\bar{\lambda}$ | $V_\lambda$ | $\mu_b$                         | $\mu_t$ | $\bar{\mu}$ | $V_\mu$ |
| Пшениця                                                                 | 7,5                                      | 9,0        | 8,25           | 0,071      | 0,49                               | 0,6         | 0,54            | 0,08        | 0,33                            | 0,44    | 0,39        | 0,11    |
| Кукурудза                                                               | 7,0                                      | 8,0        | 7,5            | 0,052      | 0,46                               | 0,6         | 0,54            | 0,1         | 0,29                            | 0,45    | 0,37        | 0,17    |
| Ячмінь                                                                  | 7,0                                      | 8,0        | 7,5            | 0,052      | 0,53                               | 0,65        | 0,59            | 0,08        | 0,28                            | 0,38    | 0,34        | 0,11    |
| Соя                                                                     | 7,0                                      | 8,0        | 7,5            | 0,052      | 0,57                               | 0,7         | 0,63            | 0,08        | 0,33                            | 0,44    | 0,39        | 0,11    |
| <b>Примітки:</b> коефіцієнт тертя об стіну визначався для типу стіни D2 |                                          |            |                |            |                                    |             |                 |             |                                 |         |             |         |

Наведених статистичних характеристик достатньо для одержання оцінки надійності конструкції сталевого спірального-фальцевого силосу. Оцінювання надійності металевого спірального-фальцевого силосу будемо проводити на основі аналізу резерву міцності  $\tilde{Y}$  у техніці випадкових величин з урахуванням напружено-деформованого стану наступним чином [12]:

$$\tilde{Y} = \tilde{R} - \tilde{S} = \tilde{\sigma}_y - \tilde{\sigma}_i \geq 0. \quad (1)$$

Випадковими величинами у поставленій задачі оцінювання надійності є:  $\tilde{\sigma}_y$  – випадкова величина межі текучості сталі,  $\tilde{\sigma}_i$  – випадкова величина фібрових напружень в стінці силосу.

Фіброві напруження визначаються за формулою:

$$\tilde{\sigma}_i = \sqrt{\tilde{\sigma}_u^2(\xi) - \tilde{\sigma}_u(\xi)\tilde{\sigma}_k(\xi) + \tilde{\sigma}_k^2(\xi)}, \quad (2)$$

де  $\tilde{\sigma}_u(\xi)$ ,  $\tilde{\sigma}_k(\xi)$  – відповідно випадкові величини фібрових поздовжніх та кільцевих напружень в середині обичайки, які визначаються за формулами:

$$\tilde{\sigma}_u(\xi) = \pm \frac{6\tilde{M}(\xi)}{t^2} - \frac{\tilde{N}_1}{t}, \quad \tilde{\sigma}_k(\xi) = \tilde{\omega}(\xi) \frac{E}{r} - \nu \frac{\tilde{N}_1}{t}, \quad (3)$$

де  $\tilde{\omega}(\xi)$ ,  $\tilde{M}(\xi)$  – відповідно випадкові величини прогину та поздовжнього згинаючого моменту в середині обичайки,  $\tilde{N}_1$  – випадкова величина поздовжніх зусиль,  $E$  – модуль пружності матеріалу оболонки,  $\nu$  – коефіцієнт Пуассона,  $t$  – товщина стінки.

Випадкові величини прогину та поздовжнього згинаючого моменту в середині обичайки визначаються за формулами:

$$\tilde{\omega}(\xi) = \frac{(\tilde{P} + \nu \tilde{N}_1 / r - e_p \tilde{P}_1) r^2}{Et} \cdot \left[ 1 + \frac{2\beta n_3(\xi)}{\frac{t}{A} n_2(\xi) + \frac{\beta}{2} n_3(\xi)} \right], \quad (4)$$

$$\tilde{M}(\xi) = -\frac{(\tilde{P} + \nu \tilde{N}_1 / r - e_p \tilde{P}_1)}{2\beta} \cdot \frac{n_4(\xi)}{\frac{t}{A} n_2(\xi) + \frac{\beta}{2} n_3(\xi)}, \quad (5)$$

де  $A$  – площа поперечного перерізу шпангоута (фальцевого ребра),  $e_p$  – відстань від лінії прикладання дотичних зусиль до середньої поверхні оболонки,  $r$  – радіус силосу.

Випадкова величина поздовжніх зусиль визначається за формулою відповідно до ДБН В2.2-8-98 [13]:  $\tilde{N}_1 = \rho \cdot \tilde{\gamma} \cdot z - \frac{\rho}{\tilde{\lambda}} \cdot \tilde{P}_h + N_G$ .

Горизонтальний та вертикальний тиск зерна визначаються виразами:

$$\tilde{P} = \sum \tilde{P}_h = \tilde{P}_h (1 + a_1 + K_{t1}), \quad \tilde{P}_1 = \tilde{P}_f = \tilde{\mu} \tilde{P}_h$$

де  $\tilde{P}_h = \frac{\tilde{\gamma} \rho}{\tilde{\mu}} (1 - e^{-\tilde{\lambda} \tilde{\mu} z / \rho})$  – рівномірно розподілений по периметру випадковий горизонтальний

тиск сипучих матеріалів на стіні силосів на глибині  $z$  (м) від верху засипу,  $a_1$  – коефіцієнт місцевого підвищення тиску, що приймається згідно з вимогами 4.11. в залежності від відношення  $h/d$ ,  $K_{t1}$  – коефіцієнт, що враховує матеріал стінки та приймається згідно з 4.18. [13].

Оскільки вираз  $e_p \tilde{P}$  враховує початкові нерівності оболонки, вважаємо його незначним та не враховуємо в розрахунках.

Невідомі  $n_1, n_2, n_3, n_4, n_5, \beta$  визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} n_1(\xi) &= V_2(\xi) \cdot V_3(\xi) - V_1(\xi) \cdot V_4(\xi), \\ n_2(\xi) &= V_2^2(\xi) + 4V_4^2(\xi), \\ n_3(\xi) &= V_1(\xi) \cdot V_2(\xi) + 4V_3(\xi) \cdot V_4(\xi), \\ n_4(\xi) &= V_2(\xi) n_2(\xi) - V_1(\xi) n_1(\xi) - V_3(\xi) n_3(\xi), \\ n_5(\xi) &= n_1(\xi) V_3(\xi) - n_2(\xi) V_4(\xi) - \frac{1}{4} n_3(\xi) V_1(\xi), \\ \beta &= 4 \sqrt{\frac{3(1 - \nu^2)}{r^2 t^2}}, \end{aligned}$$

де  $V_1(\xi_i), V_2(\xi_i), V_3(\xi_i), V_4(\xi_i)$  – фундаментальні функції Крилова О.М.

Оскільки вираз  $e_p \tilde{P}$  враховує початкові нерівності оболонки, вважаємо його незначним та не враховуємо в розрахунках.

Функція резерву міцності для сталевих силосів має вигляд:

$$\begin{aligned} \tilde{Y}(\tilde{\sigma}_y, \tilde{\gamma}, \tilde{\mu}, \tilde{\lambda}) &= \tilde{R} - \tilde{S} = \tilde{\sigma}_y - \tilde{\sigma}_i = \\ &= \tilde{\sigma}_y - \sqrt{\left[ \pm \frac{6\tilde{M}(\xi)}{t^2} - \frac{\tilde{N}_1}{t} \right]^2 - \left[ \pm \frac{6\tilde{M}(\xi)}{t^2} - \frac{\tilde{N}_1}{t} \right] \cdot \left[ \tilde{\omega}(\xi) \frac{E}{r} - \nu \frac{\tilde{N}_1}{t} \right]} \geq 0. \end{aligned} \quad (6)$$



Вважаючи функцію резерву міцності лінійною, одержуємо вираз для її математичного очікування:

$$\begin{aligned}\bar{Y} &= \bar{R} - \bar{S} = \bar{\sigma}_y - \bar{\sigma}_i = \bar{\sigma}_y - \sqrt{\bar{\sigma}_u^2 - \bar{\sigma}_u \bar{\sigma}_k + \bar{\sigma}_k^2} = \\ &= \bar{\sigma}_y - \sqrt{\left[ \pm \frac{6M(\xi)}{t^2} - \frac{N_1}{t} \right]^2 - \left[ \pm \frac{6M(\xi)}{t^2} - \frac{N_1}{t} \right] \cdot \left[ \bar{\omega}(\xi) \frac{E}{r} - \nu \frac{N_1}{t} \right] + \left[ \bar{\omega}(\xi) \frac{E}{r} - \nu \frac{N_1}{t} \right]^2} \geq 0.\end{aligned}\quad (7)$$

Стандарт резерву міцності визначається відповідно як:

$$\hat{Y} = \sqrt{A_1^2 \hat{\sigma}_y^2 + A_2^2 \hat{\gamma}^2 + A_3^2 \hat{\mu}^2 + A_4^2 \hat{\lambda}^2}, \quad (8)$$

$$\text{де } A_1 = \frac{dY}{d\sigma_y} \Big|_{\sigma_y = \bar{\sigma}_y}, \quad A_2 = \frac{dY}{d\gamma} \Big|_{\gamma = \bar{\gamma}}, \quad A_3 = \frac{dY}{d\mu} \Big|_{\mu = \bar{\mu}}, \quad A_4 = \frac{dY}{d\lambda} \Big|_{\lambda = \bar{\lambda}}.$$

Отримуємо:

$$A_1 = \frac{dY}{d\sigma_y} \Big|_{\sigma_y = \bar{\sigma}_y} = 1, \quad (9)$$

$$\begin{aligned}A_2 &= \frac{dY}{d\gamma} \Big|_{\gamma = \bar{\gamma}} = \frac{1}{2 \cdot \sqrt{\bar{\sigma}_u^2 - \bar{\sigma}_u \bar{\sigma}_k + \bar{\sigma}_k^2}} \cdot \\ &\cdot 2 \cdot \bar{\sigma}_u \cdot \left[ -\frac{1}{\beta t^2} \left[ 3 \left( B \cdot (1 + a_1 + K_{n1}) + \frac{\nu(\rho z - \rho B/\lambda)}{r} \right) \cdot F_2 \right] - \frac{\rho z - \frac{\rho B}{\lambda}}{t} \right] - \\ &- \left\langle \left[ \bar{\sigma}_u \cdot \left( -\frac{\nu(\rho z - \rho B/\lambda)}{t} + \frac{1}{t} \left( B \cdot (1 + a_1 + K_{n1}) + \frac{\nu(\rho z - \rho B/\lambda)}{r} \right) \cdot r \cdot F_1 \right) \right] \right\rangle + \\ &+ \left\langle \left[ \bar{\sigma}_k \cdot \left( -\frac{1}{\beta t^2} \left[ 3 \left( B \cdot (1 + a_1 + K_{n1}) + \frac{\nu(\rho z - \rho B/\lambda)}{r} \right) \cdot F_2 \right] - \frac{\rho z - \frac{\rho B}{\lambda}}{t} \right) \right] \right\rangle + \\ &+ 2 \cdot \bar{\sigma}_k \cdot \left( -\frac{\nu(\rho z - \rho B/\lambda)}{t} + \frac{1}{t} \left( B \cdot (1 + a_1 + K_{n1}) + \frac{\nu(\rho z - \rho B/\lambda)}{r} \right) \cdot r \cdot F_1 \right)\end{aligned}\quad (10)$$

$$\begin{aligned}
A_3 = \frac{dY}{d\mu} \Big|_{\mu = \bar{\mu}} &= \frac{1}{2 \cdot \sqrt{\bar{\sigma}_u^2 - \bar{\sigma}_u \bar{\sigma}_k + \bar{\sigma}_k^2}} \cdot \\
&\cdot 2 \cdot \bar{\sigma}_u \cdot \left[ -\frac{1}{\beta t^2} \left[ 3 \left( C \cdot (1 + a_1 + K_{t1}) - \frac{\nu \rho C}{\lambda r} \right) \cdot F_2 \right] + \frac{\rho C}{\lambda t} \right] - \\
&- \left\langle \left[ \bar{\sigma}_u \cdot \left( \frac{\nu \rho C}{\lambda t} + \frac{1}{t} \left( C \cdot (1 + a_1 + K_{t1}) - \frac{\nu \rho C}{\lambda r} \right) \cdot r \cdot F_1 \right) \right] \right. \\
&\left. + \left[ \bar{\sigma}_k \cdot \left( -\frac{1}{\beta t^2} \left[ 3 \left( C \cdot (1 + a_1 + K_{t1}) - \frac{\nu \rho C}{\lambda r} \right) \cdot F_2 \right] + \frac{\rho C}{\lambda t} \right) \right] \right\rangle + \\
&+ 2 \cdot \bar{\sigma}_k \cdot \left( \frac{\nu \rho C}{\lambda t} + \frac{1}{t} \left( C \cdot (1 + a_1 + K_{t1}) - \frac{\nu \rho C}{\lambda r} \right) \cdot r \cdot F_1 \right)
\end{aligned} \tag{11}$$

$$\begin{aligned}
A_4 = \frac{dY}{d\lambda} \Big|_{\lambda = \bar{\lambda}} &= \frac{1}{2 \cdot \sqrt{\bar{\sigma}_u^2 - \bar{\sigma}_u \bar{\sigma}_k + \bar{\sigma}_k^2}} \cdot \\
&\cdot 2 \cdot \bar{\sigma}_u \cdot \left[ -\frac{1}{\beta t^2} \left[ 3 \left( D \cdot (1 + a_1 + K_{t1}) + \frac{\nu E}{r} \right) \cdot F_2 \right] - \frac{\rho E}{t} \right] - \\
&- \left\langle \left[ \bar{\sigma}_u \cdot \left( -\frac{\nu E}{t} + \frac{1}{t} \left( D \cdot (1 + a_1 + K_{t1}) + \frac{\nu E}{r} \right) \cdot r \cdot F_1 \right) \right] \right. \\
&\left. + \left[ \bar{\sigma}_k \cdot \left( -\frac{1}{\beta t^2} \left[ 3 \left( D \cdot (1 + a_1 + K_{t1}) + \frac{\nu E}{r} \right) \cdot F_2 \right] - \frac{\rho E}{t} \right) \right] \right\rangle + \\
&+ 2 \cdot \bar{\sigma}_k \cdot \left( -\frac{\nu E}{t} + \frac{1}{t} \left( D \cdot (1 + a_1 + K_{t1}) + \frac{\nu E}{r} \right) \cdot r \cdot F_1 \right)
\end{aligned} \tag{12}$$

$$\text{де } F_1 = 1 + \frac{2\beta n_5(\xi)}{t n_2(\xi) + \frac{\beta}{2} n_3(\xi)}; \quad F_2 = \frac{n_4(\bar{\xi})}{t n_2(\bar{\xi}) + \frac{\beta}{2} n_3(\bar{\xi})}; \quad B = \frac{dP_h}{d\gamma} \Big|_{\gamma = \bar{\gamma}} = \left( \frac{\rho}{\bar{\mu}} - \frac{\rho \cdot e^{\left( \frac{-\bar{\lambda} \cdot \bar{\mu} \cdot z}{\rho} \right)}}{\bar{\mu}} \right);$$

$$C = \frac{dP_h}{d\mu} \Big|_{\mu = \bar{\mu}} = \left( -\frac{\bar{\gamma} \rho}{\bar{\mu}^2} + \frac{\bar{\gamma} \cdot \rho \cdot e^{\left( \frac{-\bar{\lambda} \cdot \bar{\mu} \cdot z}{\rho} \right)}}{\bar{\mu}^2} + \frac{\bar{\gamma} \cdot \bar{\lambda} \cdot z \cdot e^{\left( \frac{-\bar{\lambda} \cdot \bar{\mu} \cdot z}{\rho} \right)}}{\bar{\mu}} \right); \quad D = \frac{dP_h}{d\lambda} \Big|_{\lambda = \bar{\lambda}} = \bar{\gamma} \cdot z \cdot e^{\left( \frac{-\bar{\lambda} \cdot \bar{\mu} \cdot z}{\rho} \right)};$$

$$E = \frac{dN_z}{d\lambda} \Big|_{\lambda = \bar{\lambda}} = - \frac{\rho \left( \frac{\bar{\gamma}\rho}{\bar{\mu}} - \frac{\bar{\gamma} \cdot \rho \cdot e^{\left( -\frac{\bar{\lambda} \cdot \bar{\mu} \cdot z}{\rho} \right)}}{\bar{\mu}} \right)}{\lambda^2} - \frac{\bar{\gamma} \cdot \rho \cdot z \cdot e^{\left( -\frac{\bar{\lambda} \cdot \bar{\mu} \cdot z}{\rho} \right)}}{\lambda}$$

Характеристика безпеки силосу дорівнює:

$$\beta = \frac{\bar{Y}}{\hat{Y}} = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{A_1^2 \hat{\sigma}_y^2 + A_2^2 \hat{\gamma}^2 + A_3^2 \hat{\mu}^2 + A_4^2 \hat{\lambda}^2}}. \quad (13)$$

На основі одержаних формул були проведені розрахунки надійності спірально-фальцевого силосу. Для розрахунків була прийнята реальна силосна конструкція з наступними вихідними даними:  $h$  – висота корпусу 20м,  $d$  – діаметр силосу 8м,  $t$  – товщина стінки нижніх ярусів 0,004м, сталь класу DX51D+Z140 – математичне очікування межі текучості  $\bar{R} = 352,5 \text{ МПа}$ , коефіцієнт варіації  $V = 0,083$ . В таблиці 2 наведені результати розрахунку оцінювання надійності силосу на основі аналізу резерву міцності з урахуванням складного напружено-деформованого стану. Силосна конструкція завантажувалась різними сипучими матеріалами, характеристики матеріалів взяті з табл. 1.

Таблиця 2 – Результати розрахунку надійності металевого спірально-фальцевого силосу з урахуванням напружено-деформованого стану

| Параметри розрахунку надійності      | Кукурудза                   | Соя                         | Пшениця                    | Ячмінь                      |
|--------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------|
| $\bar{\sigma}_y$ , МПа               | 352,0                       | 352,0                       | 352,0                      | 352,0                       |
| $\bar{\sigma}_k$ , МПа               | 67,47                       | 67,41                       | 71,35                      | 73,78                       |
| $\bar{\sigma}_u$ , МПа               | -121,00                     | -126,76                     | -131,74                    | -127,03                     |
| $\bar{\sigma}_i$ , МПа               | 165,4                       | 170,75                      | 178,45                     | 175,94                      |
| $\bar{Y}$ , МПа                      | 186,6                       | 181,25                      | 173,54                     | 176,06                      |
| $A_1$ , МПа                          | 1                           | 1                           | 1                          | 1                           |
| $A_2$ , м                            | 17 973,36                   | 18 270,3                    | 17 470,04                  | 19 387,00                   |
| $A_3$ , МПа                          | -150,6                      | -169,88                     | -155,72                    | -186,4                      |
| $A_4$ , МПа                          | -92,02                      | -68,15                      | -100,33                    | -77,69                      |
| $A_1^2 \cdot \hat{\sigma}_y^2$ , МПа | 853 574,66                  | 853 574,66                  | 853 574,66                 | 853 574,66                  |
| $A_2^2 \cdot \hat{\gamma}^2$ , МПа   | 49 134,66                   | 50 771,43                   | 104 715,83                 | 57 170,32                   |
| $A_3^2 \cdot \hat{\mu}^2$ , МПа      | 89 728,86                   | 53 111,57                   | 44 629,13                  | 48 601,82                   |
| $A_4^2 \cdot \hat{\lambda}^2$ , МПа  | 24 693,54                   | 11 797,84                   | 18 784,29                  | 13 445,70                   |
| $\hat{Y}$ , МПа                      | 31,9                        | 31,13                       | 31,96                      | 31,19                       |
| $\beta$                              | <b>5,85</b>                 | <b>5,82</b>                 | <b>5,43</b>                | <b>5,64</b>                 |
| $P(\beta)$                           | <b>2,57x10<sup>-9</sup></b> | <b>3,02x10<sup>-9</sup></b> | <b>2,9x10<sup>-8</sup></b> | <b>8,82x10<sup>-9</sup></b> |

Відповідно до ДБН В.1.2-14:2018, табл. Б.2 рекомендована величина характеристики безпеки (дальності відмови)  $\beta$  для розрахованого силосу (клас наслідків СС2, категорія відповідальності конструкції А, усталена розрахункова ситуація) повинна відповідати значенню  $\beta=4,27$ , таким чином, за результатами проведених розрахунків можна стверджувати, що надійність розглянутої силосної ємності забезпечена.

На рисунку 1 можна спостерігати графіки залежностей напружень та характеристики безпеки в залежності від розкиду характеристик сипучого, в якості якого для прикладу використано зерно пшениці.

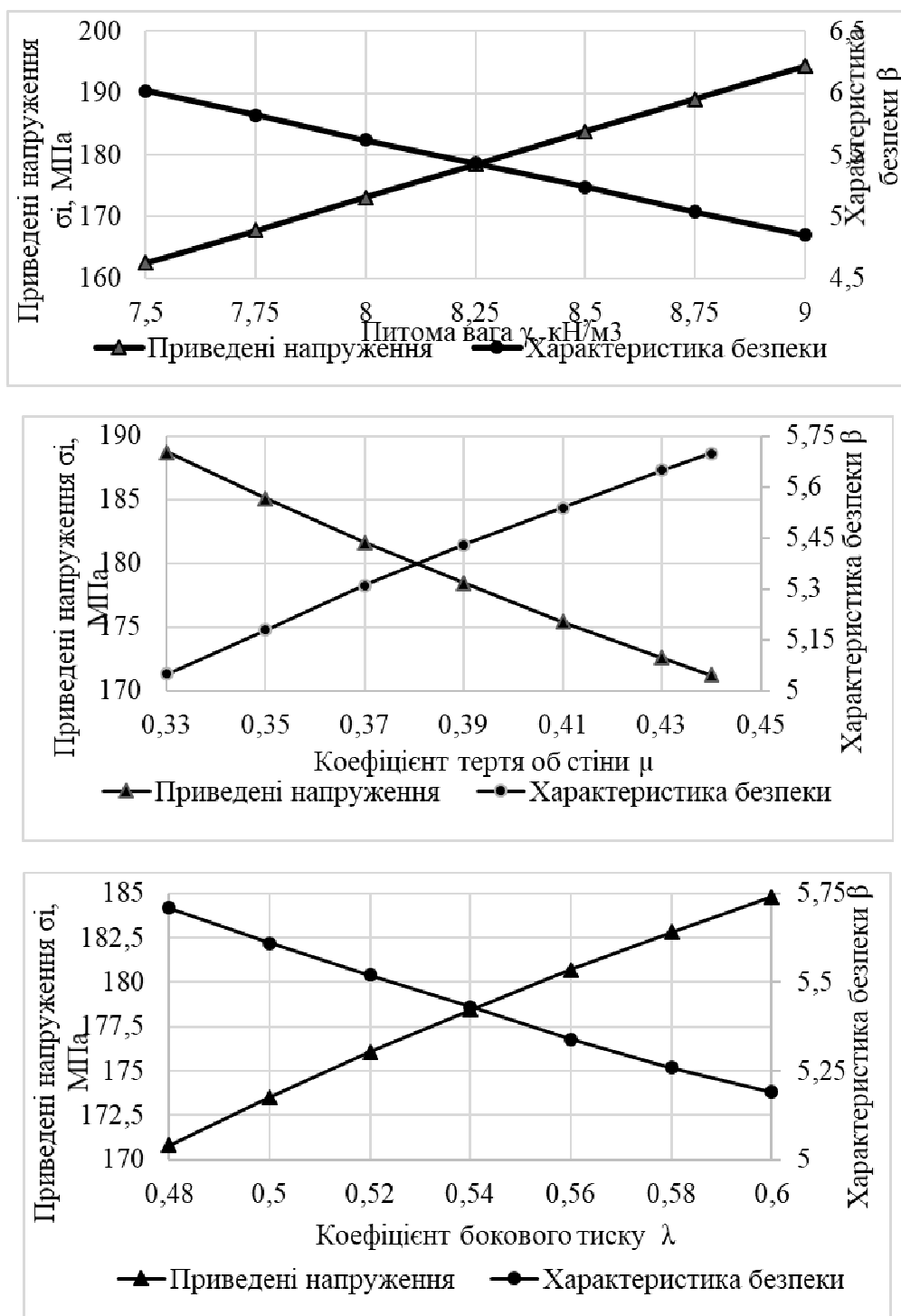


Рис. 1. Графіки напружень та характеристик безпеки в залежності від розкиду характеристик сипучого (пшениці)

Графіки (рис.1) показують, що напруження у стінці силосу зростають при збільшенні питомої ваги та коефіцієнту бокового тиску та зменшення напружень при збільшенні коефіцієнта тертя об стіни. На графіках спостерігається лінійна тенденція зменшення характеристики безпеки при збільшенні напружень в стінці силосу.

**Висновки.** Описано розроблену методику оцінювання надійності металевих спіральньо-фальцевих силосів на основі аналізу резерву міцності з врахуванням складного напружено-деформованого стану. Проведено оцінювання надійності силосу за розробленою методикою. За результатами розрахунків: представлено у табличній формі значення основних параметрів розрахунку надійності; побудовано графіки напружень та характеристик безпеки в залежності від розкиду характеристик сипучого матеріалу; одержано чисельні оцінки надійності спіральньо-фальцевого силосу при завантаженні різними сипучими матеріалами. Обчислені результати підтвердили високу надійність металевих спіральньо-фальцевих силосів.

## Література

1. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд. К:Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. 2018. 30 с.
2. Casciati F., G. Sacchi. On the reliability theory of the structures. 15th Polish Solid Mechanics Conference. Zakopane, 1973. P. 291-298.
3. Пічугін С.Ф. Етапи розвитку загальної методики розрахунку будівельних конструкцій. Полтава: АСМІ, 2024. – 400 с.
4. Ditlevsen, O., Christensen, C., & Randrup-Thomsen, S. Empirical stochastic silo load model. III: Reliability applications. Journal of engineering mechanics. 1995. Vol. 121, No. 9. P. 987-993. DOI: 10.5281/zenodo.556256
5. Gołota M., Winkelmann K., Górski J., Mikulski T. Reliability of a silo structure with initial geometric imperfections loaded with pressure below atmospheric and wind. Computer Methods in Mechanics. 2011. P. 1-6.
6. Lapko, A. Thermal fields in grain during storage-their sources and effects on silo structure reliability. International agrophysics. 2005. Vol. 19, No. 2. P. 141 – 146.
7. Махінько А. В., Махінько Н. О. Практичні підходи до розрахунку надійності багатоболтовах з'єднань листів корпусу силосних ємностей. Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. 2020. Вип. № 24. С. 91 – 97.
8. Махінько А., Махінько Н., Воронцов О. Надійність та безпечна експлуатація ємностей для зберігання зерна. Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану (CSCS-2022): зб. наук. пр. за матеріалами XIV Міжнар. наук.-техн. конф., м. Полтава, 20–22 черв. 2022 р. м. Полтава, 2022. С. 75–77.
9. Пічугін С., Дмитренко А., Оксененко К., Експериментальне дослідження елементів конструкції металевих спіральньо-фальцевих силосів. Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. 2022. Вип. 26. С. 135-144. doi:10.31650/2707-3068-2022-26-135-144.
10. Пічугін С., Шульгін В., Оксененко К. Експериментальне дослідження напружено-деформованого стану стінки сталевого спіральньо-фальцевого силосу. Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. 2023. Вип. 27. С. 94-103. doi:10.31650/2707-3068-2023-27-94-103.
11. ДСТУ-Н Б EN 1991-4:2012 Єврокод 1: Дії на конструкції. Частина 4. Бункери і резервуари. К. : Мінрегіонбуд, 2012. 180 с.
12. Пічугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій. Полтава. ТОВ «АСМІ». 2016. 520 с.

13. ДБН В.2.2-8-98. Підприємства, будівлі та споруди по зберігання та переробці зерна. К.: Держбуд України. 1998. 41 с.

## References

- [1] 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. K: Ministry of Regional Development, Construction and Housing and Communal Services of Ukraine. 2018. 30 p.
- [2] Casciati F., G. Sacchi. On the reliability theory of the structures. 15th Polish Solid Mechanics Conference. Zakopane, 1973. P. 291-298.
- [3] Pichugin S.F. Development Stages of General Methodology for Building Structure Calculation. Poltava. LLC ASMI. 2024. 400 p.
- [4] Ditlevsen, O., Christensen, C., & Randrup-Thomsen, S. Empirical stochastic silo load model. III: Reliability applications. Journal of engineering mechanics. 1995. Vol. 121, No. 9. P. 987-993. DOI: 10.5281/zenodo.556256
- [5] Gołota M., Winkelmann K., Górski J., Mikulski T. Reliability of a silo structure with initial geometric imperfections loaded with pressure below atmospheric and wind. Computer Methods in Mechanics. 2011. P. 1-6.
- [6] Lapko, A. Thermal fields in grain during storage-their sources and effects on silo structure reliability. International agrophysics. 2005. Vol. 19, No. 2. P. 141 – 146.
- [7] Makhinko A. V., Makhinko N. O. Practical approaches to calculating the reliability of multi-bolted joints of sheets of the silo body. Modern building structures of metal and wood. 2020. Issue No. 24. C. 91 - 97.
- [8] Makhinko A., Makhinko N., Vorontsov O. Reliability and safe operation of grain storage tanks. Complex composite structures of buildings and structures under martial law (CSCS-2022): a collection of scientific papers based on the materials of the XIV International Scientific and Technical Conference, Poltava, June 20-22. 2022. Poltava, 2022. C. 75-77.
- [9] Pichugin S.F., Dmytrenko A.O., Oksenenko K.O. Experimental study of structure elements of metal spiral-fold silos. Modern building structures made of metal and wood. 2022. Issue 26. P. 135-144. doi:10.31650/2707-3068-2022-26-135-144.
- [10] Pichugin S.F., Shulhin V.V., Oksenenko K.O. Experimental study of wall stress-strain state of a steel spiral-fold silos. Modern building structures made of metal and wood. 2023. Issue 27. P. 94-103. doi:10.31650/2707-3068-2022-26-135-144.
- [11] DSTU-N B EN 1991-4: 2012 Eurocode 1: Actions on structures – Part 4: Silos and tanks. K.: Minregionbud, 2012. 180 с.
- [12] Pichugin S.F. Reliability calculation of building structures. Poltava. LLC ASMI. 2016. 520 p.
- [13] DBN V.2.2-8-98. Enterprises, buildings and structures for storage and processing of grain. Kyiv: Derzhbud. 1998. 41 с.

## THE RELIABILITY ANALYSIS OF METAL SPIRAL-FOLD SILOS

**Pichugin S.**, DSc, Professor

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

**Oksenenko K.**, graduate student,

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

*National University "Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic"*

**Annotation.** The term «object reliability» is given in accordance with the current standards. The two main methods for determining the reliability of building structures are presented. Specific design features of spiral-fold silos and a brief history of their development are described. The results of experimental studies of spiral- fold silo structures are presented. The statistical characteristics of bulk materials are presented. A methodology for reliability analysis of metal spiral-fold silos based on the analysis of the strength reserve with consideration of the complex stress-strain state has been developed. This methodology was used to analyze the reliability of a silo with a capacity of 1020 m<sup>3</sup>. The silo structure was loaded with various bulk materials, the statistical characteristics of which were analyzed. The results of determining the main values of the parameters for the reliability analysis of the silo are presented in tabular form. In accordance with DBN B.1.2-14:2018, Table B.2, the recommended value of the safety characteristic (failure rate)  $\beta$  for the calculated silo (consequence class CC2, structural responsibility category A) should correspond to the value  $\beta=4,27$ , thus, the results of the calculations confirmed that the reliability of the considered silo is ensured. Based on the results, the plots of stress and safety characteristics depending on the variation of characteristics of wheat were constructed. The graphs showed that the stresses in the silo wall increase with an increase in the density and lateral pressure coefficient and decrease with an increase in the coefficient of friction against the walls. The graphs show a linear tendency to decrease the safety characteristic with increasing stresses in the silo wall. The general conclusion about the sufficient reliability of the structures of metal spiral-fold silos that were calculated according to current standards is proved.

**Keywords:** metal silo, spiral-fold silo, bulk material, reliability analysis, safety characteristic.



УДК 627.514

doi:10.31650/2707-3068-2024-28-183-191

## АВАРІЇ НА ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ СПОРУДАХ ХВОСТОСХОВИЩ: АНАЛІЗ СТАТИСТИЧНИХ ДАНИХ

**Радчук О.Д.**, аспірант

oleksandr.radchuk@uvkp.com.ua, ORCID 0009-0007-7020-2192

ДІ «УкрНДІводоканалпроект»

**Махінко А.В.**, д.т.н., проф.

makhinko.anton@npp.nau.edu.ua, ORCID 0000-0002-9147-7087

Національний авіаційний університет

**Анотація.** На сучасному етапі розвитку гірничо-добувної промисловості України та закордоном широкого розповсюдження набуло будівництво промислових наливних гідротехнічних споруд – хвостосховищ, призначених для складування мінеральних відходів збагачення (хвостів) та для освітлення води. Аварії на таких спорудах можуть мати катастрофічні наслідки для життя цивільного населення, навколишнього природного середовища та серйозні економічні збитки. Даною роботою узагальнено статистичні дані аварій 373 дамб хвостосховищ в період 1915-2024 рр. Встановлено основні причини виникнення аварій на хвостосховищах та виявлено кореляційні зв'язки між об'ємом виливу хвостів та об'ємом заскладованих хвостів в хвостосховищі.

**Ключові слова:** хвостосховище, аварія, статистичний аналіз, кореляційний зв'язок, регресійний аналіз.

**Вступ.** Огороджувальні споруди хвостосховища є найбільш відповідальними спорудами комплексу хвостових господарств гірничо-збагачувальних комбінатів. Обмежена можливість вибору площі під хвостосховища, пов'язана з необхідністю зменшення займаних ними земель, а у зв'язку з цим збільшення ємностей хвостосховищ відбувається за рахунок висоти підпірних споруд, що підвищує ймовірність виникнення аварій. Під аварією дамби хвостосховища мається на увазі її руйнування (часткове або повне) з тих чи інших причин, що супроводжується витіканням заскладованих хвостів.

За даними [1] у світі налічується приблизно 18000 хвостосховищ, з яких 3500 є активними. За останні 100 років частота руйнувань дамб хвостосховищ становить приблизно 1,2% [2].

Рівень аварійності дамб хвостосховищ значно вищий, ніж у традиційних водонапірних гребель з ґрунтових матеріалів (0,01%) [3]. Ґрунтові водонапірні греблі зазвичай будуються відразу на повну висоту і надалі експлуатуються у відносно стабільних проектних режимах. Будівництво огороджувальних споруд хвостосховищ виконується, як правило, поетапно, по мірі заповнення ємності хвостосховища. Тобто здійснюється одночасне будівництво і експлуатація хвостосховища. При цьому в процесі будівництва і експлуатації хвостосховища фізико-механічні характеристики тіла дамби і основи зазнають суттєвих змін, що ускладнює забезпечення високих стандартів якості таких гідротехнічних споруд. Крім того мають місце значні відмінності в конструктивних рішеннях, вибору матеріалів при будівництві дамб та процесів, що протікають в тілі та основі ґрунтових водонапірних гребель та дамб хвостосховищ.

**Аналіз останніх досліджень та публікацій.** У раніше виконаних дослідженнях [4-10] зібрано інформацію про виникнення аварій на хвостосховищах по всьому світу.

Узагальнення статистичних даних аварій хвостосховищ за період 1915-2001 виконано Міжнародною комісією з великих гребель ICOLD (221 випадок аварій дамб хвостосховищ) [3] на основі попередньої бази даних Комісії США з великих гребель (USCOLD) [11], яка збирала велику кількість інформації про випадки в США, що сталися в період 1917-1989 рр. Ця база

даних була доповнена Програмою ООН з навколишнього середовища [12], що включає в себе основні аварії на хвостосховищах в період 1980-1996.

В базі даних ICOLD наведено наступну інформацію по кожному аварійному випадку: місцезнаходження, дата, тип руди, тип дамби, висота дамби, тип матеріалу, об'єм матеріалу, закладованого в хвостосховищі, об'єм виливу матеріалу із хвостосховища на прилеглу територію, довжина шляху руху виливу матеріалу.

Іншою важливою базою даних, що збирає інформацію про останні випадки руйнування дамб хвостосховищ, є Всесвітня інформаційна служба з енергетики (WISE) [13]. База даних містить інформацію про основні аварії на дамбах хвостосховищ, починаючи з 1960 року, та постійно оновлюється.

Додаткові статистичні дані про пошкодження, руйнування та аварії огорожувальних споруд хвостосховищ наведено у [14]. Інформація в даній базі базується на дослідженнях [7]. Цей каталог включає інформацію, представлену в [3], та містить інформацію про аварії на хвостосховищах, які не ввійшли в [13]. Інформація по базі даних була оновлена до 2019 року.

**Постановка завдання.** При зведенні та експлуатації хвостосховищ гірничо-збагачувальних комбінатів найбільше уваги приділяється забезпеченню їх надійності та безпеки, так як руйнування даних об'єктів призводить до значних наслідків. Відновлення працездатності дамби хвостосховища, на якому відбулася аварія, потребує значного часу та витрат для проведення ремонтно-відновлювальних робіт по ліквідації аварії. Особливу проблему представляють прориви огорожувальних споруд хвостосховищ з виливом потоку води і розріженого ґрунту із хвостосховища на прилеглу територію з непередбачуваними катастрофічними наслідками для населення та довкілля.

Таким чином, метою роботи було виконання огляду та статистичного аналізу руйнувань та пошкоджень дамб хвостосховищ для виявлення їх причин та вразливих і найменш надійних елементів. Крім того, проведено кореляційний та регресійний аналіз для визначення функціонального зв'язку між об'ємом виливу матеріалу при аварії на хвостосховищі та такими параметрами, як об'єм закладованого матеріалу та висота дамби.

Під час досліджень авторами використано статистичні та аналітичні методи. Обробка і представлення отриманих результатів дослідження виконані із застосуванням сучасних комп'ютерних програмних засобів.

**Основний матеріал і результати.** В рамках даного дослідження узагальнено статистичну інформацію по аварії, пошкодження і руйнування 373 дамб хвостосховищ різних країнах світу в період 1915-2024 рр. Згідно з оновленою базою даних, частота аварійних ситуацій на хвостосховищах за звітний період складає  $\approx 3,42$  аварій на рік.

Хронологічна інформація про аварії на дамбах хвостосховищ наведена на рис. 1. Дані свідчать, що кількість аварій на дамбах хвостосховища залишалася відносно низькою до 1960-х років. Зокрема, у період з 1915 по 1960 рік трапилося 25 аварій з частотою в середньому 0,55 на рік. Дослідженнями відмічається значні сплески збільшенням аварій з 1960 року, що пов'язано зі збільшенням світового видобутку руди в другій половині XX століття, і відповідно об'ємів і та інтенсивності складування хвостів в хвостосховища. Так в період з 1960 по 2000 рік загалом сталося 230 пошкоджень і руйнувань дамб хвостосховищ, що становить приблизно 62% від загальної кількості аварій (5,75 аварій на рік). У 2000-х роках спостерігається зменшення кількості випадків порівняно з минулими десятиліттями, в той час як після 2010 року спостерігається тенденція до зростання кількості інцидентів (5,9 аварій на рік).

Як приклади дуже великих аварій на дамбах хвостосховищ, які сталися останнім часом, слід нагадати:

1) катастрофічне руйнування дамби на руднику Corrego de Feijão в Брумадіньо (штат Мінас-Жейрас, Бразилія) 25 січня 2019 року (рис. 2). Під час аварії загинуло 259 людей. Об'єм виливу матеріалу склав 9,7 млн. м<sup>3</sup>. Унікальність даного прориву дамби полягає в тому, що момент його початку був знятий на відеокамери, розташовані на прилеглій до хвостосховища

території. Експертна комісія встановила, що прорив дамби і наступний грязевий потік було викликано розрідженням хвостів в дамбі;

2) руйнування дамби Mount Polley (Британська Колумбія, Канада) 4 серпня 2014 року, що призвело до виливу приблизно 25 млн. м<sup>3</sup> хвостів та води у водозабірний басейн річки Quesnel.

3) руйнування дамби хвостосховища на алюмінієвому заводі Ajkai Timfoldgyar Zrt в районі міста Айка в 160 км від Будапешту (Угорщина) 4 жовтня 2010 року (рис. 3). В результаті прориву дамби і витоку 1,1 млн. м<sup>3</sup> червоного шламу виявилася затопленою територія приблизно 440 тис. м<sup>2</sup>. Загибло 7 людей, ще близько 150 отримали отруєння та хімічні опіки. Розлив забрудненої води зруйнував 300 домівок, було евакуйовано близько 800 жителів міста Айка.

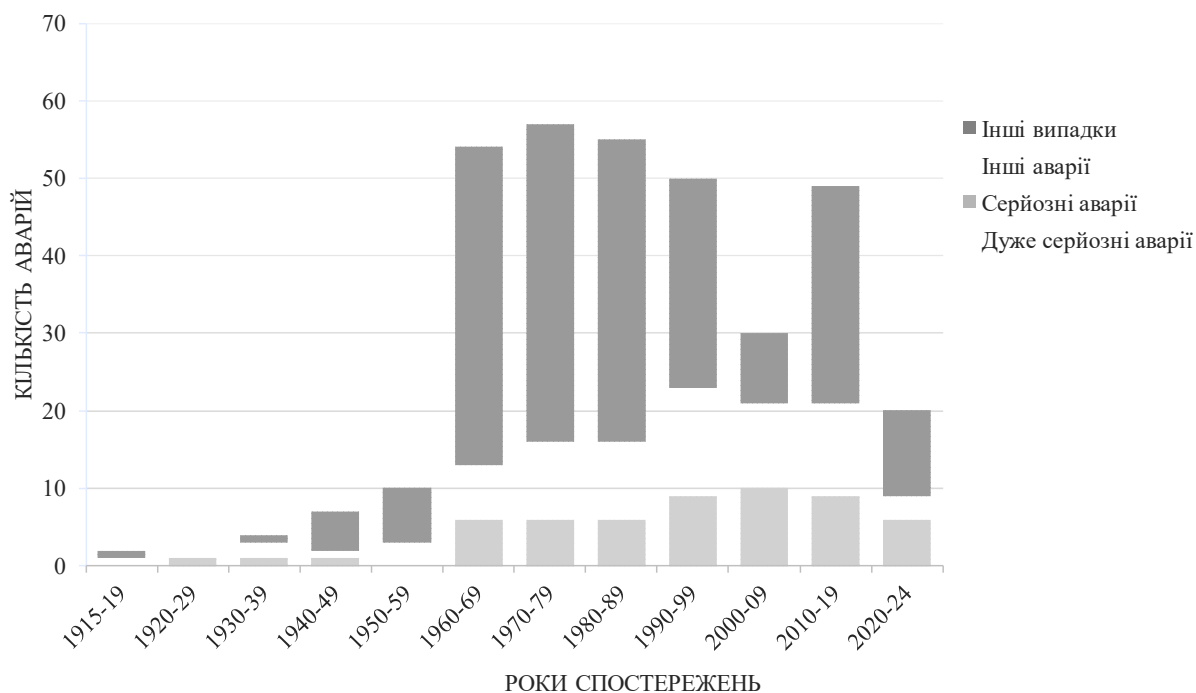


Рис. 1. Розподіл частот аварій на хвостосховищах в часі



Рис. 2. Аварія на дамбі хвостосховища Corrego de Feijão в Брумадіньо 25 січня 2019 року



Рис. 3. Руїнування дамби хвостосховищ Ajkai Timfoldgyar Zrt 4 жовтня 2010 року

Географія аварій на хвостосховищах (рис. 4 та рис. 5) показує, що найбільше аварійних ситуацій відбулося в Північній Америці (41%), де країнами з найбільшою кількістю аварій є США (33%) та Канада (8%). У Південній Америці кількість аварій на хвостосховищах є високою в Чилі (11%), Бразилії (5%) та в Перу (5%). В Азії Китай (6%) та Філіппіни (5%) є також країнами з частими аваріями на дамбах хвостосховищ (5%). В Європі кількість пошкоджень і аварій дамб хвостосховищ є найвищою у Великій Британії (5%).

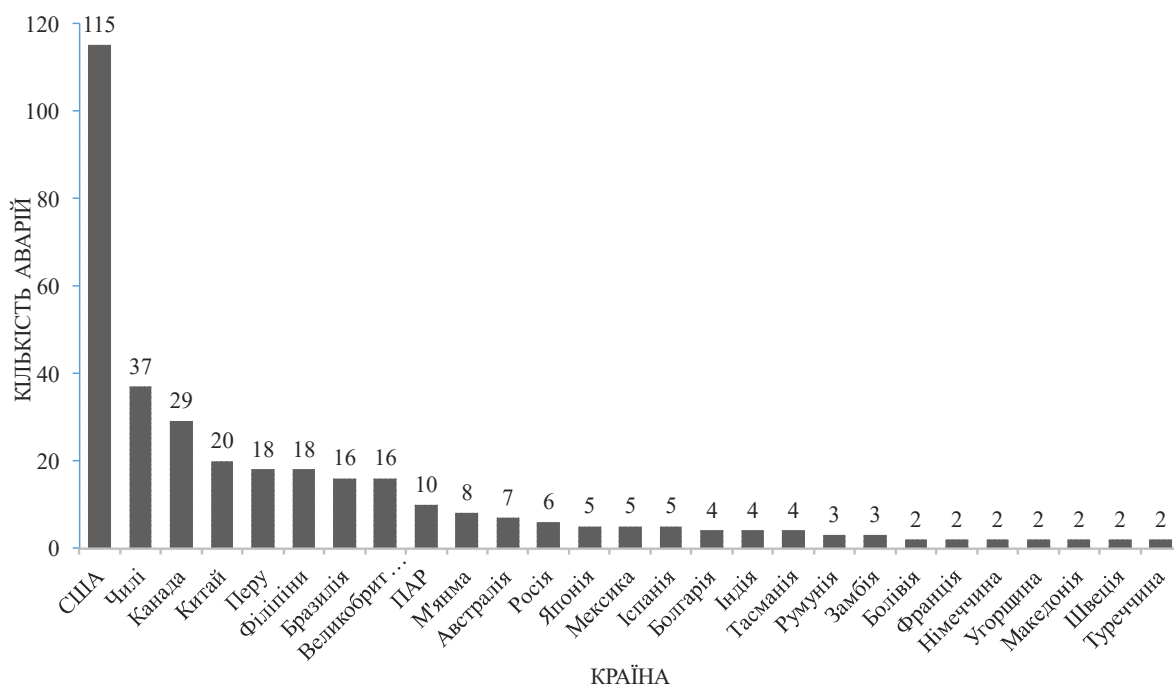


Рис. 4. Розподіл частот аварій на хвостосховищах по країнам

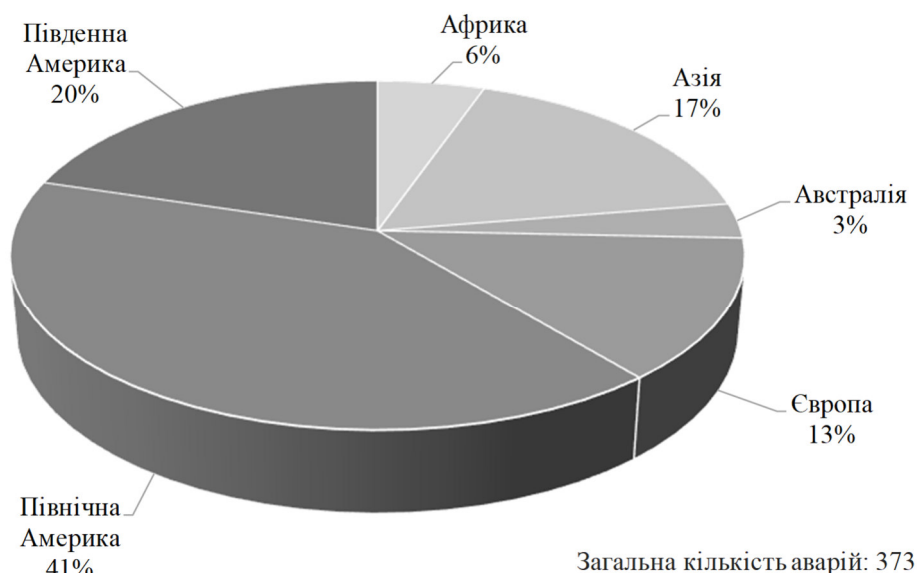


Рис. 5. Розподіл аварій на хвостосховищах по континентах

Аналіз статистичних даних в період 1915-2024 рр. свідчить, що основними причинами руйнувань і пошкоджень дамб хвостосховищ є перелив води через гребінь дамби (21%), порушення стійкості дамби (16%) та сейсмічні впливи (15%). Доволі часто причинами аварій були структурні недоліки (9%), фільтраційні впливи (8%) та порушення основи (7%). Для досить великої кількості аварій хвостосховищ (приблизно 20%) не встановлено їх причини руйнування (рис. 6).



Рис. 6. Відсотковий розподіл основних причин аварій хвостосховищ

Висота дамби хвостосховища є ще одним важливим фактором. В розглянутих даних статистичних аварій хвостосховищ доступна інформація про висоту дамб для 195 випадків. Приблизно 90% аварій пов'язано з дамбами висотою до 50 м, в той час як при висоті дамб понад 100 м – 2%. Найбільш вразливими щодо відмов у роботі виявилися дамби хвостосховищ заввишки 10-20 м – приблизно 28%, 0-10 м – 21% та 20-30 м – 20% (рис. 7).

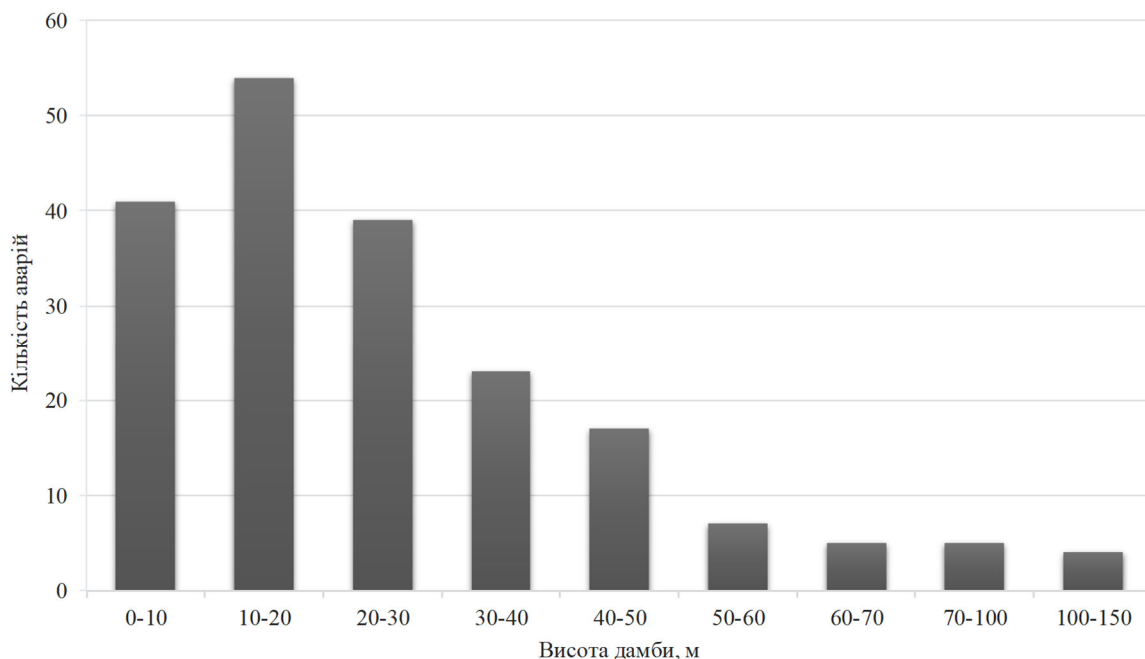


Рис. 7. Кількість аварій дамб хвостосховищ залежно від їх висоти

Вплив руйнування дамби хвостосховища пов'язаний зі значним об'ємом води і розріджених хвостів, які можуть потрапити в навколишнє середовище. Таким чином, даний параметр може бути використаний для оцінки наслідків руйнування дамби хвостосховища. Згідно оновленої бази статистичних даних наявна інформація про 73 випадки щодо об'ємів хвостів, що заскладовано в хвостосховища, та об'ємів виливу хвостів в навколишнє середовище після аварії. Виявлено середній кореляційний зв'язок між даними параметрами (рис. 8). Згідно з регресійним аналізом, зі збільшення об'єму складування хвостів в хвостосховищі на 1% об'єм виливу збільшується на 0,25%. Згідно зі значенням  $R^2$  моделі, 54,5% зв'язку пояснюється використанням об'єму виливу хвостів як змінної відгуку та об'єму складування хвостів як регресора.

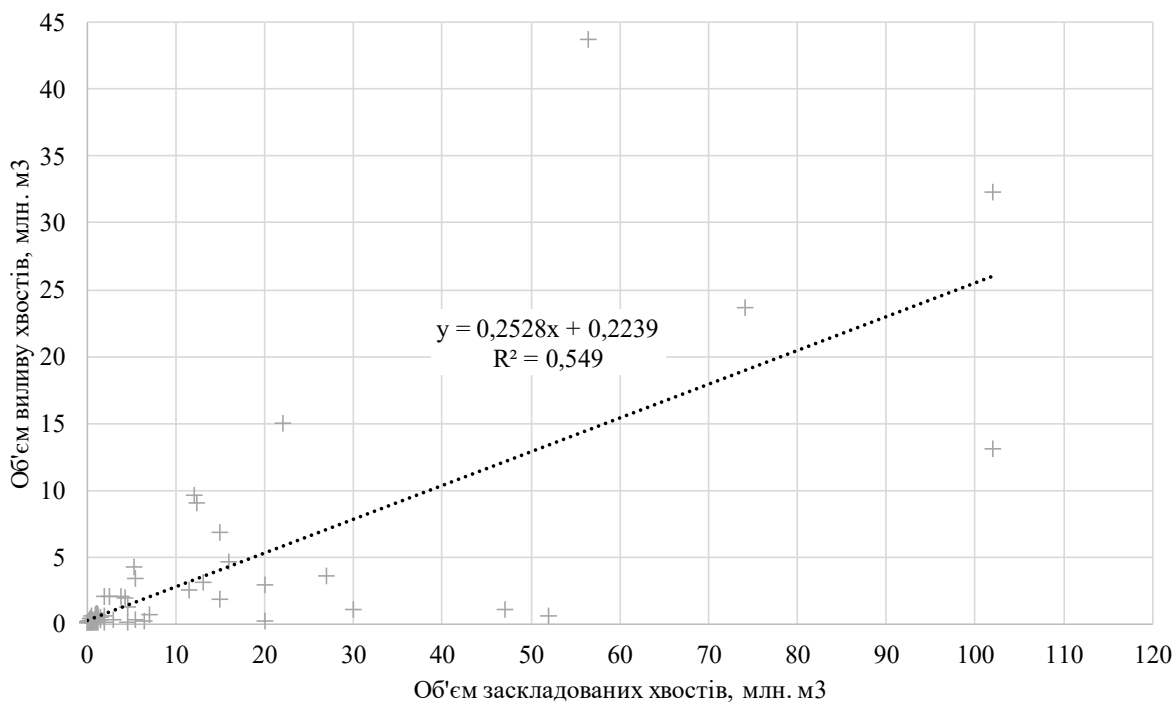


Рис. 8. Кореляційний зв'язок між об'ємом виливу та об'ємом заскладованих хвостів в хвостосховищі



Як видно з рис. 9 спостерігається слабкий кореляційний зв'язок між об'ємом виливу хвостів та висотою дамби хвостосховища.

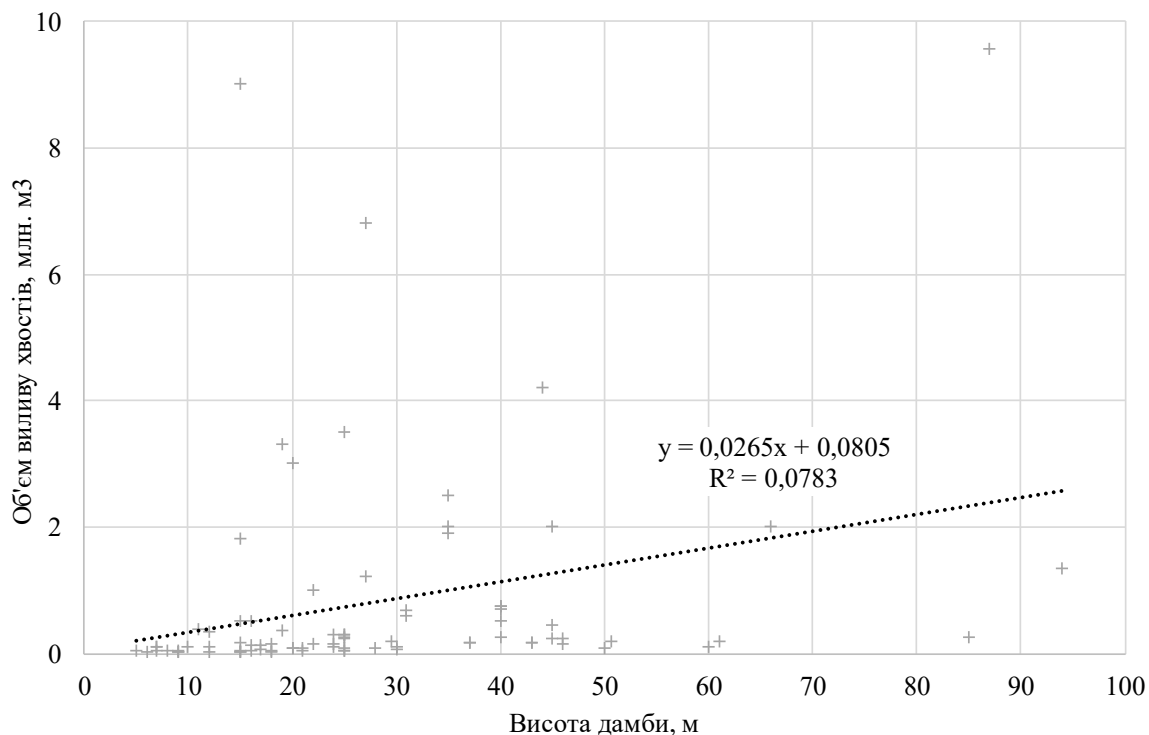


Рис. 9. Кореляційний зв'язок між об'ємом виливу та висотою дамби хвостосховища

**Висновки.** Ретроспективний огляд та статистичний аналіз аварій на хвостосховищах показав наступне:

1. Пік аварійних ситуацій на хвостосховищах припав на 1960-2000рр., коли їхня кількість досягала близько 58 подій за десятиліття. У 2000-х роках спостерігалось зменшення кількості випадків, проте з 2010 року відбувається тенденція до їх зростання.

2. Північна Америка є континентом з найбільшою кількістю аварій на хвостосховищах (41%). Кількість аварій, що сталися, є високою в США, Чилі, Канаді, Китаї, Перу, Філіппінах, Бразилії та Великобританії.

3. Аналіз причин виникнення аварій на хвостосховищах показав, що основними факторами руйнувань є перелив води через гребінь дамби (21%), порушення стійкості дамби (16%) та сейсмічні впливи (15%).

4. Аварії переважно трапляються на дамбах хвостосховищ висотою до 30 м. На етапі проектування, будівництва та експлуатації хвостосховищ необхідно особливу увагу приділити саме низьким та середнім по висоті дамбам.

5. Об'єм заскладованих хвостів в хвостосховищі є важливим фактором, який впливає на масштаби при проривах огорожувальних споруд. Виявлено функціональні зв'язки між об'ємом хвостів, заскладованих в хвостосховищі, і об'ємом виливу хвостів при руйнуванні дамби.

6. Опрацювання статистичної інформації про основні пошкодження і руйнування дамб хвостосховищ дозволило виявити найбільш вразливі і найменш надійні елементи конструкцій огорожувальних споруд хвостосховищ, що дозволить застосувати їх при виконанні розрахунків щодо визначення імовірностей виникнення аварій на даних спорудах.

### Література

1. Responsible Investor, 2019. How big is the mining sector tailings dam problem? [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://www.responsible-investor.com/em-td/> (дата звернення 15.04.2024).



2. S. Azam. Tailings Dam Failures: A Review of the Last One Hundred Years /S. Azam, Q. Li/ *Geotechnical News*. – 2010. – №28. – С.50–53.
3. ICOLD. Tailings Dams - Risk of Dangerous Occurrences, Lessons Learnt from Practical Experiences. Bulletin 121. – Paris, France: United Nations Environmental Programme (UNEP), Division of Technology, Industry and Economics (DTIE) and International Commission on Large Dams (ICOLD). – 2001. – 144 с.
4. EPA. Damage Cases and Environmental Releases from Mines and Mineral Processing Sites. – Washington, DC: U.S. Environmental Protection Agency, Office of Solid Waste, 1997. – 275 с.
5. K. Islam. Global-scale impact analysis of mine tailings dam failures: 1915–2020 /K. Islam, S. Murakami/ *Global Environmental Change*. – 2021. – №70:102361.
6. L. Piciullo. A new look at the statistics of tailings dam failures /L. Piciullo [та ін.]/ *Engineering Geology*. – 2022. – №303:106657.
7. L.N. Bowker. The Risk, Public Liability, & Economics of Tailings Storage Facility Failures. / L.N. Bowker, D.M. Chambers. – 2015.
8. C. Roche. Mine Tailings Storage: Safety Is No Accident – A Rapid Response Assessment / C. Roche, K. Thygesen, E. Baker. – Nairobi and Arendal, 2017.
9. M. Rico. Reported tailings dam failures / M. Rico [та ін.]/ *Journal of Hazardous Materials*. – 2008. – №152. – С. 846–852.
10. Z. Lyu. A comprehensive review on reasons for tailings dam failures based on case history / Z. Lyu [та ін.]/ *Advances in Civil Engineering*. – 2019. – С. 1–18.
11. USCOLD. TDI. – Denver, CO, USA: US Committee on Large Dams. – 1994.
12. UNEP. Environmental and Safety Incidents Concerning Tailings Dams at Mines: Results of a Survey for the Years 1980–1996 by the Mining Journal Research Services. – Paris, Report Prepared for United Nations Environment Programme, Industry and Environment. – 1996.
13. WISE World Information Service on Energy Uranium Project. Chronology of Major Tailings Dam Failures. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://www.wise-uranium.org/mdaf.html> (дата звернення 10.04.2024).
14. WMTF. World Mine Tailings Failures. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://worldminetailingsfailures.org> (дата звернення 15.04.2024).

### References

- [1] Responsible Investor, 2019. How big is the mining sector tailings dam problem? [Online]. Available: <https://www.responsible-investor.com/em-td/>. Accessed on: April 15, 2024.
- [2] S. Azam and Q. Li, “Tailings Dam Failures: A Review of the Last One Hundred Years,” *Geotechnical News*, vol. 28, pp. 50–53, 2010.
- [3] ICOLD, “Tailings Dams—risk of dangerous occurrences, lessons learnt from practical experiences,” United Nations Environmental Programme (UNEP), Division of Technology, Industry and Economics (DTIE) and International Commission on Large Dams (ICOLD), Paris, France, Bulletin 121, 2001.
- [4] EPA, *Damage Cases and Environmental Releases from Mines and Mineral Processing Sites*, U.S. Environmental Protection Agency, Office of Solid Waste, Washington, DC, USA, 1997.
- [5] K. Islam and S. Murakami, “Global-scale impact analysis of mine tailings dam failures: 1915–2020,” *Global Environmental Change*, vol. 70, pp. 102361, 2021.
- [6] L. Piciullo, E.B. Storrost, Z. Liu, F. Nadim and S. Lacasse, “A new look at the statistics of tailings dam failures,” *Engineering Geology*, vol. 303, pp. 106657, 2022.
- [7] L.N. Bowker and D.M. Chambers, “The Risk, Public Liability, & Economics of Tailings Storage Facility Failures,” 2022.
- [8] C. Roche, K. Thygesen, and E. Baker, “Mine Tailings Storage: Safety Is No Accident – A Rapid Response Assessment,” *Nairobi and Arendal*, 2017.
- [9] M. Rico, G. Benito, A. R. Salgueiro, A. Driez-Herrero, and H. G. Pereira, “Reported tailings dam failures,” *Journal of Hazardous Materials*, vol. 152, no. 2, pp. 846–852, 2008.

- [10] Z. Lyu, J. Chai, Z. Xu, Y. Qin and J. Cao, “A comprehensive review on reasons for tailings dam failures based on case history,” *Advances in Civil Engineering*, pp. 1–18, 2019.
- [11] USCOLD, TDI, *US Committee on Large Dams*, USCOLD, Denver, CO, USA, 1994.
- [12] UNEP, Environmental and Safety Incidents Concerning Tailings Dams at Mines: Results of a Survey for the Years 1980–1996 by the Mining Journal Research Services, *Report Prepared for United Nations Environment Programme, Industry and Environment*, Paris, 1996.
- [13] WISE, World Information Service on Energy Uranium Project, Chronology of Major Tailings Dam Failures. [Online]. Available: <https://www.wise-uranium.org/mdaf.html>. Accessed on: April 10, 2024.
- [14] WMTF, World Mine Tailings Failures. [Online]. Available: <http://worldminetailingsfailures.org>. Accessed on: April 15, 2024.

**UDK 627.514**

## **TAILINGS DAM FAILURES: A STATISTICAL DATA ANALYSIS**

**Radchuk O.D.**, graduate student  
oleksandr.radchuk@uvkp.com.ua, ORCID 0009-0007-7020-2192  
*SI “UKRRDIWATERCHANNELPROJECT”*

**Makhinko A.V.**, ScD, Professor  
makhinko.anton@npp.nau.edu.ua, ORCID 0000-0002-9147-7087  
*National Aviation University*

Minerals processing produces two main products: a commercial product (concentrate, pellets) and tailings (waste from ore processing). The tailings are stored in a tailings storage facility (TSF), a special hydraulic structure for receiving and storing solid and liquid mineral processing waste. The focus is primarily on ensuring the reliability and safety of these facilities during their design, construction, and operation, as a failure of such structures can have catastrophic consequences. This paper computes the statistics of tailings dam failures using an up-to-date database on failures. The retrospective review covers the period from 1915 to 2024. During this time, about 373 cases of tailings dam failures were recorded. The historical trend regarding the number of failures has an average of 3.42 failures per year. The majority of failures occurred between 1960 and 2000 (230 failures), accounting for approximately 62% of the total number of accidents. In the 2000s, a decrease in the number of incidents compared to previous decades was observed, while after 2010, there is a tendency for an increase in the number of incidents (5.9 failures per year). The accidents in tailings dam breakages occur mostly in North America (41%). Statistical data analysis shows that the main causes of failures are overtopping (21%), slope instability (16%) and seismic instability (15%). The analyses of the distribution of the world's tailings dam failures with regard to dam height show that 90% of the cases occurred in dams less than 50m in height and only 2% of incidents in dams higher than 100 m. The correlations between stored and released volumes have been verified using a database. Based on the relationship found from the regression analysis, as the tailings volume increases by 1%, the release volume increases by 0.25%. Statistical data analysis of tailings dam failures allowed for the identification of the most vulnerable and least reliable elements of the structures of TSF, which will allow them to be used in the probability analysis of accidents at these structures.

**Keywords:** tailing storage facility, failure, statistical analysis, correlation, regression.

## БІОПОЗИТИВНА БУДІВЛЯ РЕАБІЛІТАЦІЙНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

**Шехоркіна С.Є.**, д.т.н., професор,  
svitlana.shekhorkina@pdaba.edu.ua, ORCID: 0000-0002-4377-3746

**Мерилова І.О.**, к.арх., доцент,  
irina.merilova@gmail.com, ORCID: 0000-0003-2019-0780

**Нікіфорова Т.Д.**, д.т.н., професор,  
nikiforova.tetiana@pdaba.edu.ua, ORCID: 0000-0002-0688-2759

**Косячевська С.М.**, к.т.н., доцент  
s.n.k72@ukr.net, ORCID: 0000-0001-5539-2847

**Ковтун К.А.**, аспірант  
kyryllkovtun@icloud.com

**Голубєва-Судакіна В.А.**, студентка  
zbkk@pgasa.dp.ua

*Український державний університет науки і технологій*

**Анотація.** В статті приводяться результати експериментального проектування біопозитивної будівлі на прикладі проекту-прототипу житлового блоку реабілітаційного комплексу. Розроблено конструктивне рішення з модульних елементів (стінових панелей, панелей перекриття та покриття), наведені концептуальні креслення будівельних конструкцій та основних вузлів сполучення. Для обґрунтування запропонованого конструктивного рішення біопозитивної будівлі проведено дослідження напружено-деформованого стану з використанням програмного комплексу ЛІРА-САПР. Сформульовані теоретичні положення та виконано оцінку ступеня використання несучої здатності конструктивних елементів, проведено аналіз прогинів та переміщень. Результати показали, що всі конструкції задовольняють умови несучої здатності та експлуатаційної придатності.

**Ключові слова:** біопозитивна будівля, проект-прототип, перехресно-клеєна деревина, клеєна деревина, несуча здатність, переміщення.

**Введення.** Гібридна війна росії проти України, що тривала з 2014 р., в лютому 2022 р. переросла у відкритий широкомасштабний воєнний напад, який продовжується і дотепер. Наслідками цієї агресії є не лише руйнування житла та інфраструктури, але й поява фізично та психологічно травмованих людей як серед військових, так і серед цивільних. Поряд з традиційними медичними підходами, сьогодні окремої уваги потребує розробка інноваційних рішень в суміжних галузях, які за рахунок синергетичного ефекту дозволять ефективно реабілітувати постраждалих. Будівля як штучне середовище є невід'ємною частиною того, як людина переживає травму, і здатна заспокоїти реакцію організму на сприйняті стресори, модулюючи та нівелюючи навколишні подразники. Розробка проектних рішень за концепцією біопозитивного дизайну передбачає врахування критеріїв біофільної архітектури, використання «зелених» екологічно безпечних матеріалів та ресурсоефективних конструкцій. Це дозволить створити будівлю, що буде функціонувати як «перша лінія» підтримки терапевтичних підходів в системі медико-соціальної реабілітації, фізичного та психологічного відновлення.

**Аналіз останніх досліджень та публікацій.** Інноваційним напрямком досліджень та проектних практик є створення будівель як середовища для підтримки психічного здоров'я. Багато робіт спрямовано на розробку методологічних підходів травма-інформованого проектування для пом'якшення фізичних, психологічних та емоційних наслідків травми та пов'язаних з нею патологій, таких як посттравматичний стресовий розлад (ПТСР) [1]. На сьогоднішній день положення проектування за критеріями травма-інформованості,

біофільного дизайну зосереджені на подоланні наслідків пандемії Covid-19, покращення стану онкохворих тощо [2, 3]. Через свою специфіку, окремим напрямком досліджень є створення реабілітаційних будівель для пацієнтів із психологічними та фізичними травмами внаслідок подій воєнного характеру [4, 5, 6]. Наведені дослідження підтверджують перспективність застосування еко-орієнтованих «зелених» матеріалів для несучих та огорожувальних конструкцій, а також в оздобленні та інтер'єрі. Орієнтованість на традиційну місцеву сировину та аутентичні особливості будівництва сприяє створенню відчуття комфорту у пацієнтів, прискорює процес одужання та повернення до нормального життя.

За рахунок розробки та впровадження ресурсоефективних конструктивних рішень зі зменшеним вуглецевим можливе досягнення додаткових переваг, а саме зменшення викидів та енергоспоживання в будівельному секторі. Основними напрямками є мінімізація використання невідновлюваних та шкідливих для природи та людини матеріалів, стратегії повторного використання та рециклінгу [7]. В цьому аспекті деревина та інженерні вироби на її основі розглядається як екологічно чиста альтернатива бетону та сталі [8].

За кордоном вже реалізовано ряд будівель медичних установ для лікування та реабілітації важкохворих дітей, онкохворих та людей з вадами слуху та зору із застосуванням дерев'яних несучих конструкцій [9-11]. Проте кожна з будівель є унікальною за своїм архітектурно-конструктивним рішенням. Для умов нашої країни актуальною є розробка типових рішень, що будуть відповідати критеріям біопозитивності та забезпечувати швидке будівництво реабілітаційних комплексів в різних регіонах. Тому **метою роботи** є розробка та обґрунтування конструктивного рішення біопозитивної будівлі реабілітаційного призначення зі збірних модульних елементів з використанням екологічних матеріалів.

**Архітектурно-конструктивне рішення.** Для експериментального проектування біопозитивної будівлі було прийнято архітектурне рішення проекту-прототипу житлового блоку реабілітаційного комплексу (рис. 1).



Рис. 1. Ілюстрації проекту-прототипу житлового блоку реабілітаційного комплексу

Особливістю архітектурно-планувального рішення житлових блоків є проста форма у плані та поперечному перерізі. Кожен житловий блок є двоповерховою будівлею на чотири кімнати з усіма зручностями та індивідуальними терасами. Загальні розміри житлового блоку

в плані складають 9 x 9.3 м. Рівень чистої підлоги другого поверху відповідає відм. +4,200. Висота стіни другого поверху до місця обпирання покрівлі (відм. +8.000) становить 3,6 м. Висотна відмітка верху конька покрівлі відповідає значенню +11,420. Конструктивна система проекту-прототипа прийнята стіною з поздовжніми несучими стінами. Спільна робота несучих стін забезпечується шляхом їх об'єднання в єдину систему перекриттям, покриттям та відповідними конструкціями вузлів сполучення всіх елементів між собою.

При розробці конструктивних рішень основними критеріями було прийнято відповідність вимогам несучої здатності та експлуатаційної придатності, застосування матеріалів з мінімальним обсягом шкідливих викидів протягом всього життєвого циклу, придатних до переробки у вторинну сировину або до повторного використання та відповідних підходам біофільного дизайну. Серед будівельних конструкційних матеріалів всім наведеним вимогам відповідає деревина та інженерні вироби на її основі. Тому всі несучі конструкції пропонується виготовляти з клеєної та перехресно-клеєної деревини (CLT). Завдяки регулярним розмірами координаційної сітки осей запропоноване конструктивне рішення складається з окремих модульних елементів – стінових панелей, панелей перекриття та покриття.

Стінові панелі передбачаються висотою на один поверх. Ширина кожної панелі приймається 3.1 м, висота – 3.6 м. Конструкція стінової панелі – тришарова із ефективним утеплювачем (рис. 2): 1 шар – внутрішній, несучий із та перехресно-клеєної деревини (CLT); 2 шар – проміжний, тепло- та звукоізоляція з ефективного екологічно безпечного матеріалу; 3 шар – зовнішній, під оздоблення та для захисту ізолюючого шару від впливів навколишнього середовища.

Покрівля виконується з рівною внутрішньою та зовнішньою поверхнями, тому для її виготовлення доцільно застосувати тришарові панелі із ефективним утеплювачем з сировини органічного походження за аналогією із стіновими панелями.

У внутрішній частині будівлі не передбачено несучих стін або колон. Тому важливою задачею був вибір конструкції перекриття, яка дозволить забезпечити несучу здатність та експлуатаційну придатність. Для ефективного використання конструкційного матеріалу в перекритті при розмірі прольоту в осях 9 м було запропоновано рішення у вигляді ребристих панелей таврового перерізу, які складаються з таких елементів (рис. 3): 1 - плита, що формує площину підлоги і виконується із CLT-деревини; 2 – ребра, що виконані з клеєних дерев'яних балок. З'єднання плити та ребер – адгезійне за допомогою високоміцного неформальдегідного клею на біологічній основі. Довжина панелі перекриття складає 9,0 м, ширина 3.1 м. Крок ребер - 750 мм.

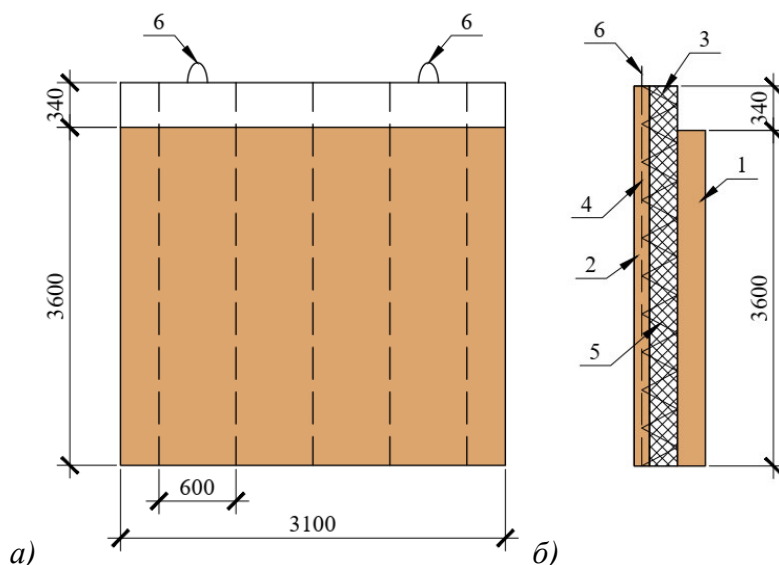


Рис. 2. Конструктивне рішення стінової панелі: а) вид спереду; б) вид зверху; в) вид збоку;

1 – внутрішній шар з перехресно-клеєної деревини; 2 – зовнішній шар із залізобетону;  
3 – теплоізоляційне заповнення; 4 – арматурна сітка; 5 – гнучкі зв'язки; 6 – монтажні петлі

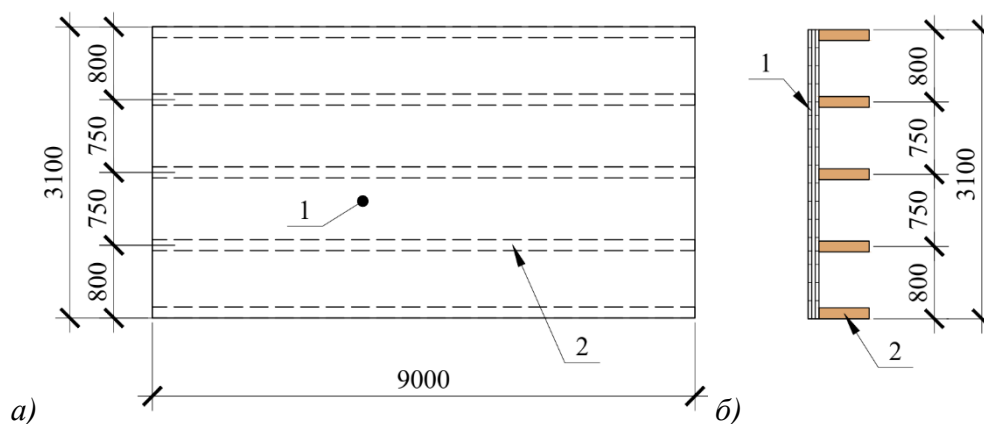


Рис. 3. Конструктивні рішення панелі перекриття: а) вид зверху; б) вид збоку;  
1 – плита з перехресно-класної деревини; 2 – балка з класної деревини

На основі архітектурно-планувальних рішень та запропонованих конструктивних рішень були розроблені концептуальні креслення будівельних конструкцій та основних вузлів сполучень (рис. 4, 5).

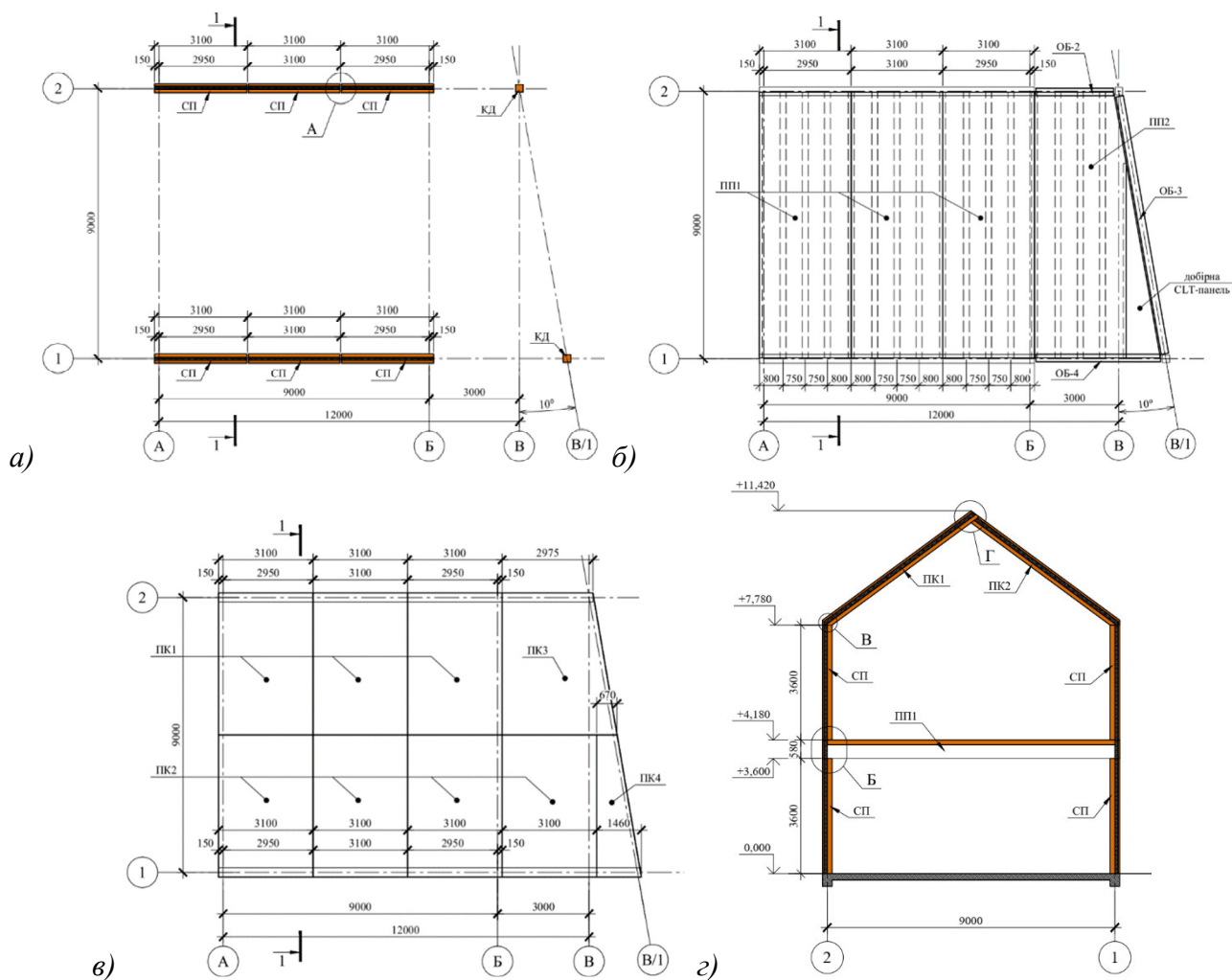


Рис. 4. Концептуальні креслення будівельних конструкцій проекту-прототипа житлового блоку реабілітаційного комплексу



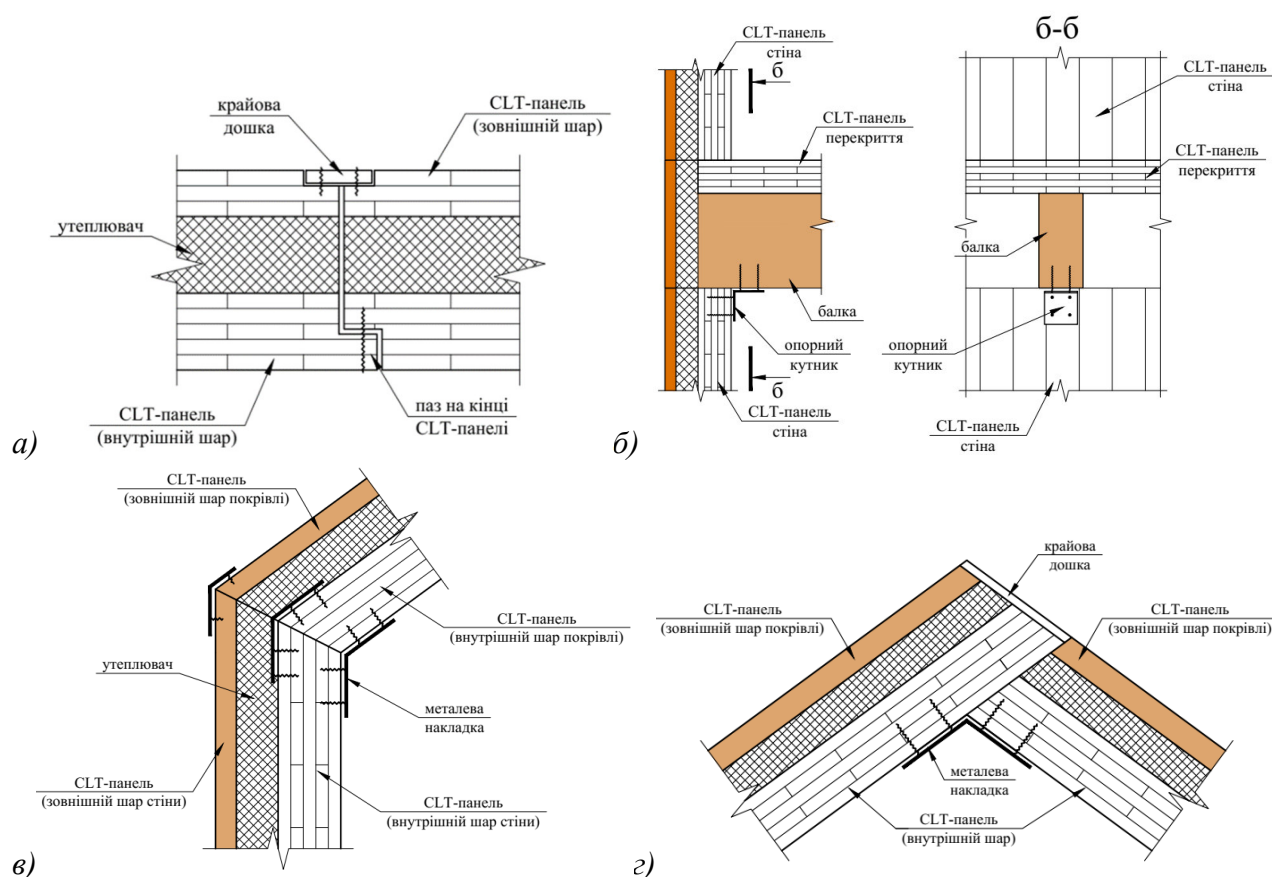


Рис. 5. Вузли сполучення конструктивних елементів: а) з'єднання між стіновими панелями; б) обпирання панелі перекриття на стінову панель; в) обпирання панелі покриття на стінову панель; г) улаштування конька скатної покрівлі із панелей покриття

**Теоретичні передумови та результати аналізу напружено-деформованого стану.** Для обґрунтування запропонованого конструктивного рішення біопозитивної будівлі було проведено дослідження напружено-деформованого стану несучих конструкцій, що формують конструктивну систему. Характеристики напружено-деформованого стану конструктивних елементів визначалися шляхом статичного розрахунку поперечної рами будівлі в програмному комплексі ЛІРА-САПР. При складанні розрахункової схеми до елементів будівлі були прикладені навантаження, відповідно до вимог чинних норм [12]:

1 – власна вага елементів; 2 – корисне навантаження на перекриття; 3 – снігове навантаження; 4 – вітрове навантаження. Регіон будівництва – Дніпропетровська обл.

Для призначення характеристик жорсткості елементів схеми попередньо прийнято товщину стінових панелей та панелей покриття 100 мм (п'ятишарова панель з пиломатеріалів товщиною 20 мм), розміри ребра панелі перекриття – 120x300 мм ( $b \times h$ ), товщина плити перекриття – 60 мм (тришарова панель з пиломатеріалів товщиною 20 мм).

В якості матеріалу балок панелей перекриття прийнято клеєну деревину класу міцності GL24h, стінових панелей та панелей покриття - перехресно-клеєну деревину з пиломатеріалів класу міцності C24. Характеристичні значення фізико-механічних властивостей приведені в табл. 1.

Таблиця 1

Характеристичні значення фізико-механічних властивостей деревини [13]

| Клас міцності | Позначення та величина фізико-механічних властивостей деревини, Н/мм <sup>2</sup> |             |              |             |              |           |              |               |
|---------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-------------|--------------|-------------|--------------|-----------|--------------|---------------|
|               | $f_{m,k}$                                                                         | $f_{t,0,k}$ | $f_{t,90,k}$ | $f_{c,0,k}$ | $f_{c,90,k}$ | $f_{v,k}$ | $E_{0,mean}$ | $E_{90,mean}$ |
| C24           | 24.0                                                                              | 14.0        | 0.4          | 21.0        | 2.5          | 2.0       | 11000        | 370           |
| GL24h         | 24.0                                                                              | 16.5        | 0.4          | 24.0        | 2.7          | 2.7       | 11600        | 390           |



Оскільки в класичному клеєному брусі всі шари розташовані в одному напрямку і, відповідно, поздовжні волокна деревини так само орієнтовані в одному напрямку, то для опису матеріалу достатньо застосувати характеристики, що приведені в нормах [13]. Перехресно-клеєна деревина відрізняється тим, що в панелі кожен шар розташовується перпендикулярно попередньому. Це дає можливість отримати більш однорідний за характеристиками матеріал, проте ускладнює його моделювання. Для спрощення створення розрахункових моделей перехресно-клеєної деревини можна скористатися приведеними геометричними та фізико-механічними характеристиками [14]. Приведений модуль пружності вздовж панелі визначається за формулою:

$$E_{0,CLT}=0.096(8.25 E_{0,mean}+2.17 E_{90,mean}). \quad (1)$$

Панель перекриття має композитний поперечний переріз таврової форми, ефективна згинальна жорсткість якого визначається за формулою:

$$EI_{eff} = EI_1 + EI_2, \quad (2)$$

де  $EI_1$ ,  $EI_2$  – відповідно, згинальна жорсткість 1-го елемента (плита) та 2-го елемента (ребро).

Згинальна жорсткість окремих елементів панелі перекриття:

$$EI_i = E_i \frac{b_{ef,i} \cdot t_i^3}{12} + E_i \cdot A_i \cdot z_i^2, \quad (3)$$

де  $b_i$  – ширина  $i$ -го елемента;  $t_i$  – товщина  $i$ -го елемента;  $E_i$  – модуль пружності  $i$ -го елемента;  $A_i$  – площа  $i$ -го елемента;  $z_i$  – відстань від центру ваги відповідного елемента до центру ваги перерізу.

Для забезпечення міцності елементів панелі перекриття згідно вимог [15] повинні виконуватися наступні умови:

$$\sigma_{f,c,d,max} \leq f_{m,d,i}, \quad (4)$$

$$\sigma_{f,t,d,max} \leq f_{m,d,i}, \quad (5)$$

$$\sigma_{f,c,d,i} \leq f_{c,0,d,i}, \quad (6)$$

$$\sigma_{f,t,d,i} \leq f_{t,0,d,i}, \quad (7)$$

$$\tau_{d,i} \leq f_{v,0,d,i}, \quad (8)$$

де  $\sigma_{f,c,max,d}$ ,  $\sigma_{f,t,max,d}$  – розрахункове напруження стиску та розтягу крайнього волокна, відповідно;  $\sigma_{f,c,d,i}$ ,  $\sigma_{f,t,d,i}$  – середнє розрахункове напруження стиску та розтягу в  $i$ -му елементі, відповідно;  $\tau_{d,i}$  – розрахункове напруження сколювання в  $i$ -му елементі;  $f_{m,d,i}$ ,  $f_{c,0,d,i}$ ,  $f_{t,0,d,i}$ ,  $f_{v,0,d,i}$  – розрахункова міцність при згині, стиску та розтягу вздовж волокон, сколюванні, відповідно.

Розрахункові напруження в перерізі панелі перекриття можна визначити за формулами:

$$\sigma_i(z) = \frac{E_i \cdot z}{EI_{eff}} \cdot M_{Ed}, \quad (9)$$

$$\tau_i(z) = \frac{E_i \cdot S_y(z)}{EI_{eff} \cdot b_{eff}} \cdot V_{Ed}, \quad (10)$$

де  $\sigma_i(z)$  – нормальні напруження в точці з координатою  $z$  по висоті перерізу;  $E_i$  – модуль пружності матеріалу в точці з координатою  $z$  по висоті перерізу;  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  – розрахунковий згинальний момент та поперечна сила, відповідно;  $z$  – координата по висоті перерізу;  $EI_{eff}$  – ефективна згинальна жорсткість,  $b_{eff}$  – ефективна ширина перерізу, що дорівнює кроку ребер;  $S_y(z)$  – статичний момент перерізу в точці з координатою  $z$  по висоті перерізу.

Прогин панелі перекриття визначається з урахуванням деформацій повзучості:

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EI_{eff}} \cdot k_{def}, \quad (11)$$

де  $q$  – рівномірно розподілене навантаження на панель перекриття;  $L$  – розрахунковий проліт;  $k_{def}$  – коефіцієнт деформацій повзучості, що визначається за формулою:

$$k_{def} = 2\sqrt{k_{def,1} \cdot k_{def,2}}, \quad (12)$$

$k_{def,1}$ ,  $k_{def,2}$  – коефіцієнти деформацій повзучості перехресно-клеєної та клеєної деревини, відповідно.

Умова міцності для стінових панелей та панелей покриття з несучим шаром з перехресно-клеєної деревини згідно [15]:

$$\frac{\sigma_{c,x,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,xlay,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,xlay,d}} \leq 1, \quad (13)$$

де  $\sigma_{c,x,d}$ ,  $\sigma_{m,y,d}$  – розрахункові напруження стиску та згину, відповідно;  $f_{c,0,xlay,d}$ ,  $f_{m,xlay,d}$  – розрахункова міцність при стику вздовж волокон та при згині окремого шару, відповідно;  $k_{c,y}$  – коефіцієнт поздовжнього згину.

Розрахункові напруження:

$$\sigma_{c,x,d} = N_d / A_{x,net}, \quad (14)$$

$$\sigma_{m,y,d} = M_d / W_{x,net}, \quad (15)$$

де  $A_{x,net}$ ,  $W_{x,net}$  – площа та момент опору перерізу «нетто», що для п'ятишарової панелі з перехресно-клеєної деревини визначаються за формулами:

$$A_{x,net} = b_x \cdot 3 \cdot t_1, \quad (16)$$

$$W_{x,net} = \frac{2}{h_p} \cdot b_x \cdot \left( 3 \cdot \frac{t_1^3}{12} + 3 \cdot t_1 \cdot a_1^2 \right). \quad (17)$$

Коефіцієнт поздовжнього згину згідно [15]:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 + \lambda_{rel,y}^2}}, \quad (18)$$

де  $k_y$  – коефіцієнт стійкості;  $\lambda_{rel,y}$  – відносна гнучкість:

$$k_y = 0.5 \left( 1 + 0.1(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2 \right), \quad (19)$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,xlay,k}}{E_{0,x,05}}}, \quad (20)$$

$E_{0,x,05}$  – 5-го модуль пружності вздовж волокон деревини окремого шару:

$$E_{0,x,05} = E_{0,x,mean} \cdot \left( 1 - \frac{0.328}{\sqrt{(2b_x/0.15) - 1}} \right), \quad (21)$$

$b_x$  – розрахункова ширина панелі.

В результаті статичного розрахунку були отримані дані про прогини та переміщення конструктивних елементів, а також розрахункові зусилля, що виникають у них при найбільш не вигідних комбінаціях прикладених навантажень. Ступінь використання несучої здатності панелі перекриття за нормальними напруженнями від дії згинального моменту становила 45%, за напруженнями сколювання – 18%. Для стінових панелей та панелей покриття за одночасної дії напружень стиску та згину ступінь використання несучої здатності складає 58%. Розрахунковий прогин перекриття з урахуванням деформацій повзучості становить 25,8 мм, що не перевищує гранично допустиму величину 1/250 від розрахункового прольоту  $L=9.0$  м. Максимальні горизонтальні переміщення у верхній точці покрівлі складають 44 мм і не перевищують 1/250 від загальної висоти будівлі  $H=11.4$  м.

**Висновки.** Застосування деревини як відновлюваного матеріалу природного походження з мінімальним обсягом шкідливих викидів протягом всього життєвого циклу та придатним до переробки у вторинну сировину або до повторного використання, дозволило

розробити конструктивні рішення для будівель реабілітаційного призначення, що відповідають вимогам біофільного та біопозитивного проектування.

Запропоноване конструктивне рішення біопозитивної будівлі-прототипа, що складається з модульних збірних елементів:

- тришарових панелей для стін та покриття, що складаються з двох шарів з перехресно-клеєної деревини, з'єднаних між собою гнучкими зв'язками, та влаштованої між шарами тепло- та звукоізоляція з ефективного екологічно безпечного матеріалу;

- ребристих панелей перекриття, що складаються з балок з клеєної деревини та плити з перехресно-клеєної деревини, з'єднаних між собою за допомогою високоміцного неформальдегідного клею на біологічній основі.

Виконане дослідження напружено-деформованого стану несучих конструкцій, що формують конструктивну систему будівлі показало відповідність поставленим критеріям щодо несучої здатності та експлуатаційної придатності.

За рахунок модульності розроблені рішення можуть бути відтворені в різних умовах, що дозволить в стислі терміни створити розгалужену систему реабілітаційних центрів для відновлення фізичного та психологічного здоров'я ветеранів та цивільних, постраждалих внаслідок війни.

Подальшим напрямком роботи є дослідження характеристик енергоефективності та звукоізоляційних властивостей запропонованих конструкцій та вузлів.

## Література

1. C. Owen and J. Crane, "Trauma-informed design of supported housing: A scoping review through the lens of Neuroscience," *International Journal of Environmental Research and Public Health*, vol. 19, no. 21, p. 14279, Nov. 2022. doi:10.3390/ijerph192114279.
2. A. Brambilla, Matilde Del Pio, Roberto Ravegnani Morosini, and S. Capolongo, "Green space in hospital built environment. A literature review about therapeutic gardens in acute care healthcare settings before Covid-19.," *PubMed*, vol. 94, no. S3, pp. e2023137–e2023137, Aug. 2023, doi: <https://doi.org/10.23750/abm.v94is3.14286>.
3. Bekir Huseyin Tekin and Rosa Urbano Gutiérrez, "Human-centred health-care environments: a new framework for biophilic design," *Frontiers in medical technology*, vol. 5, Jul. 2023, doi: <https://doi.org/10.3389/fmedt.2023.1219897>.
4. J. Nuamah, C. Rodriguez-Paras, and F. Sasangohar, "Veteran-Centered Investigation of Architectural and Space Design Considerations for Post-Traumatic Stress Disorder (PTSD)," *HERD: Health Environments Research & Design Journal*, vol. 14, no. 1, p. 193758672092555, May 2020, doi: <https://doi.org/10.1177/1937586720925554>.
5. J. Hinrichs, "Biophilic Veterans Rehab Center: A Place for Healing," North Dakota State University, 2017. Available: <http://hdl.handle.net/10365/26001>.
6. *Healing Environments Design Guidelines*. U.S. Department VA of Veterans Affairs, 2016, p. 216. Available: [https://www.wbdg.org/FFC/VA/VADEMAN/healing\\_envir.pdf](https://www.wbdg.org/FFC/VA/VADEMAN/healing_envir.pdf).
7. D. Fang, N. Brown, C. De Wolf, and C. Mueller, "Reducing embodied carbon in structural systems: A review of early-stage design strategies," *Journal of Building Engineering*, vol. 76, p. 107054, Oct. 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2023.107054>.
8. J. Abed, S. Rayburg, J. Rodwell, and M. Neave, "A Review of the Performance and Benefits of Mass Timber as an Alternative to Concrete and Steel for Improving the Sustainability of Structures," *Sustainability*, vol. 14, no. 9, p. 5570, May 2022, doi: <https://doi.org/10.3390/su14095570>.
9. "Maggie's Yorkshire," *Maggie's Centres*. <https://www.maggies.org/our-centres/maggies-yorkshire/> (accessed May 10, 2024).
10. "Tanne, Swiss Foundation for Persons with Deafblindness," *Tanne, Swiss Foundation for Persons with Deafblindness*. <https://tanne.ch/en/> (accessed May 10, 2024).
11. "Ronald McDonald House BC & Yukon - Keeping Families Together," *Ronald*

McDonald House BC. <https://rmhbc.ca/> (accessed May 10, 2024).

12. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування [чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 75 с.

13. ДБН В.2.6-161:2017. Дерев'яні конструкції. Основні положення [чинні від 2018-01-02]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2017. 111 с.

14. Михайловський Д. В. Врахування дійсного напружено-деформованого стану у вузлах та елементах конструкцій з клеєної деревини : дис. ... д-а техн. наук : 05.23.01. Київ, 2020. 378 с.

15. ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010. Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT) [Чинний від 2013-01-07]. Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. – 147 с.

### References

- [1] C. Owen and J. Crane, "Trauma-informed design of supported housing: A scoping review through the lens of Neuroscience," *International Journal of Environmental Research and Public Health*, vol. 19, no. 21, p. 14279, Nov. 2022. doi:10.3390/ijerph192114279.
- [2] A. Brambilla, Matilde Del Pio, Roberto Ravegnani Morosini, and S. Capolongo, "Green space in hospital built environment. A literature review about therapeutic gardens in acute care healthcare settings before Covid-19.," *PubMed*, vol. 94, no. S3, pp. e2023137–e2023137, Aug. 2023, doi: <https://doi.org/10.23750/abm.v94is3.14286>.
- [3] Bekir Huseyin Tekin and Rosa Urbano Gutiérrez, "Human-centred health-care environments: a new framework for biophilic design," *Frontiers in medical technology*, vol. 5, Jul. 2023, doi: <https://doi.org/10.3389/fmedt.2023.1219897>.
- [4] J. Nuamah, C. Rodriguez-Paras, and F. Sasangohar, "Veteran-Centered Investigation of Architectural and Space Design Considerations for Post-Traumatic Stress Disorder (PTSD)," *HERD: Health Environments Research & Design Journal*, vol. 14, no. 1, p. 193758672092555, May 2020, doi: <https://doi.org/10.1177/1937586720925554>.
- [5] J. Hinrichs, "Biophilic Veterans Rehab Center: A Place for Healing," North Dakota State University, 2017. Available: <http://hdl.handle.net/10365/26001>.
- [6] *Healing Environments Design Guidelines*. U.S. Department VA of Veterans Affairs, 2016, p. 216. Available: [https://www.wbdg.org/FFC/VA/VADEMAN/healing\\_envir.pdf](https://www.wbdg.org/FFC/VA/VADEMAN/healing_envir.pdf).
- [7] D. Fang, N. Brown, C. De Wolf, and C. Mueller, "Reducing embodied carbon in structural systems: A review of early-stage design strategies," *Journal of Building Engineering*, vol. 76, p. 107054, Oct. 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobee.2023.107054>.
- [8] J. Abed, S. Rayburg, J. Rodwell, and M. Neave, "A Review of the Performance and Benefits of Mass Timber as an Alternative to Concrete and Steel for Improving the Sustainability of Structures," *Sustainability*, vol. 14, no. 9, p. 5570, May 2022, doi: <https://doi.org/10.3390/su14095570>.
- [9] "Maggie's Yorkshire," *Maggie's Centres*. <https://www.maggies.org/our-centres/maggies-yorkshire/> (accessed May 10, 2024).
- [10] "Tanne, Swiss Foundation for Persons with Deafblindness," *Tanne, Swiss Foundation for Persons with Deafblindness*. <https://tanne.ch/en/> (accessed May 10, 2024).
- [11] "Ronald McDonald House BC & Yukon - Keeping Families Together," *Ronald McDonald House BC*. <https://rmhbc.ca/> (accessed May 10, 2024).
- [12] ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування [valid from 2007-01-01]. Kyiv : Minrehion Ukrainy, 2006. 75 p.
- [13] ДБН В.2.6-161:2017. Дерев'яні конструкції. Основні положення [valid from 2018-01-02]. Kyiv : Minrehion Ukrainy, 2017. 111 p.
- [14] Mykhailovskyi D. V. Vrachuvannya diisnoho napruzhenno-deformovanoho stanu u vuzlakh ta

elementakh konstruktsii z kleienoi derevyny : dys. ... d-a tekhn. nauk : 05.23.01. Kyiv, 2020. 378 p.

- [15] DSTU-N B EN 1995-1-1:2010. Yevrokod 5. Proektuvannia derevianykh konstruktsii. Chastyna 1-1. Zahalni pravyla i pravyla dlia sporud (EN 1995-1-1:2004, IDT) [valid from 2013-01-07]. Kyiv : Ministerstvo rehionalnoho rozvytku, budivnytstva ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Ukrainy, 2013. 147 p.

## INVESTIGATION OF THE CREEP EFFECT ON THE STRESS-STRAIN STATE ON TIMBER-REINFORCED CONCRETE MULTISTOREY BUILDINGS

**Shekhorkina S.Y.**, Dr. Sc. (Tech.), Professor,  
svitlana.shekhorkina@pdaba.edu.ua, ORCID: 0000-0002-4377-3746

**Merylova I.O.**, PhD (Arch.), Associate Professor,  
irina.merilova@gmail.com, ORCID: 0000-0003-2019-0780

**Nikiforova T.D.**, Dr. Sc. (Tech.), Professor,  
nikiforova.tetiana@pdaba.edu.ua, ORCID: 0000-0002-0688-2759

**Kosiachevska S.M.**, PhD (Engin.), Associate Professor,  
s.n.k72@ukr.net, ORCID: 0000-0001-5539-2847

**Kovtun K.A.**, post-graduate student,  
kyryllkovtun@icloud.com

**Holubieva-Sudakina V.A.**, student  
zbkk@pgasa.dp.ua

*Ukrainian State University of Science and Technologies*

**Abstract.** In the conditions of military aggression against Ukraine, a special attention should be paid to the development of innovative solutions in various fields, which will allow effective rehabilitation of veterans and civilians. The building as an artificial environment is an integral part of how a person experiences trauma and has the potential to calm the body's response to perceived stressors by modulating and leveling the surrounding triggers. The development of project based on the concept of biopositive design involves taking into account the criteria of biophilic design, the use of "green" environmentally safe materials and resource-efficient structural solutions.

The article presents the results of the experimental design of a biopositive rehabilitation building using the example of a prototype project of a residential block. The proposed structural solution of a biopositive building-prototype consisting of modular prefabricated elements: three-layer panels for walls and roof, consisting of two layers of cross-glued wood, connected with each other by flexible ties, and heat and sound insulation arranged between the layers made of an effective environmentally friendly material; ribbed floor panels consisting of glulam beams and cross-glued wood slabs, joined together with high-strength bio-based non-formaldehyde glue.

To substantiate the proposed structural solution of the biopositive building, a study of the stress-strain state was carried out using the LIRA-CAD software complex. Theoretical provisions were formulated and an assessment of the degree of utilization of the load-bearing capacity of structural elements made of cross-laminated and glued laminated timber as well as an analysis of deflections and displacements was carried out. The degree of utilization of the load-bearing capacity of the floor panel in terms of normal stresses from the action of the bending moment is 45%, in terms of shear stresses is 18%. For wall and roof panels under the simultaneous action of compressive and bending stresses, the degree of utilization of the load-bearing capacity is 58%. The calculated floor deflection considering creep deformations and the maximum horizontal displacements from the wind load do not exceed the maximum allowable values.

**Keywords:** biopositive building, prototype project, cross-laminated timber, glued laminated timber, bearing capacity, displacement.

## ЗМІСТ

|                                                                                                                                                                                                                        |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Дзюба С.В., Коробко О.О., Беспалова А.В.,</b><br>ЕФЕКТИВНІСТЬ ПОСИЛЕННЯ КОРПУСІВ МЕТАЛЕВИХ ЦИЛІНДРИЧНИХ<br>РЕЗЕРВУАРІВ ФІБРОПЛАСТИКОВИМ АРМУВАННЯМ НА ОСНОВІ ВОЛОКОН<br>РІЗНОГО ТИПУ                                | 5  |
| <b>Ковтун В.П., Арсірій О.І., Гілодо О.Ю., Арсірій А.М.</b><br>ОСОБЛИВОСТІ ОБ'ЄМНО - ПЛАНУВАЛЬНОГО РІШЕННЯ МОБІЛЬНОГО<br>КУПОЛЬНОГО БУДИНКУ З ДЕРЕВИНИ                                                                 | 16 |
| <b>Масляненко Є.В., Коршак О. М.</b><br>ПОРІВНЯННЯ ЗАГАЛЬНИХ ТЕХНІЧНИХ ПАРАМЕТРІВ, ТЕХНОЛОГІЧНОСТІ<br>ТА ВОГНЕЗАХИСТУ 3D-ОБ'ЄМНИХ МОДУЛІВ ЗІ СТАЛЕВИХ ПРОКАТНИХ<br>ПРОФІЛІВ З ГНУТИМИ ЗВАРЕНИМИ ПРЯМОКУТНИМИ ПРОФІЛЯМИ | 24 |
| <b>Сьоміна Ю.А., Горобець О.С.</b><br>МЕТОДИКА ВИПРОБУВАННЯ ВИРОБІВ З ПЛАСТИКУ, ВИГОТОВЛЕНИХ ЗА<br>ДОПОМОГОЮ 3D ДРУКУ, НА МІЦНІСТЬ ПРИ ЗГИНІ                                                                           | 30 |
| <b>Талавіра Г.М., Візір А.С., Талавіра О.Г.</b><br>АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД МЕТОДІВ ОБСТЕЖЕННЯ ТА ПЛАНУВАННЯ РЕМОНТУ<br>ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТА МЕТАЛЕВИХ МОСТІВ                                                                    | 35 |
| <b>Вожнар А., Чернєва О., Сленчка Л.</b><br>ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕВОГО КАРКАСУ ПРОМИСЛОВОГО ЦЕХУ НА<br>ВИНИКНЕННЯ АВАРІЙНОЇ РОЗРАХУНКОВОЇ СИТУАЦІЇ - ЗІТКНЕННЯ<br>ТРАНСПОРТНОГО ЗАСОБУ З КОЛОНОЮ КАРКАСУ                   | 46 |
| <b>Вожнар А., Шевчик А.</b><br>ПРОЕКТУВАННЯ ПРОМИСЛОВИХ ЦЕХІВ ЗІ СТАЛЕВИМ КАРКАСОМ НА<br>ВИНИКНЕННЯ ПОЖЕЖНОЇ РОЗРАХУНКОВОЇ СИТУАЦІЇ                                                                                    | 55 |
| <b>Бакулін Є.А., Усенко М.В., Бакуліна В.М.</b><br>ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПОСИЛЕННЯ СТАЛЕВОГО ПІДЗЕМНОГО<br>ЦИЛІНДРИЧНОГО РЕЗЕРВУАРУ                                                                                     | 63 |
| <b>Білик С.І., Білик А.С.,</b><br>ПОРІВНЯННЯ МЕТОДИК ПРОНИКНЕННЯ ДІЇ ЗАСОБІВ ПОВІТРЯНОГО<br>НАПАДУ ПРОТИВНИКА В ЗАЛІЗОБЕТОНІ КОНСТРУКЦІЇ СПОРУД ЗАХИСТУ<br>ОБ'ЄКТІВ КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ                           | 75 |
| <b>Вознюк Л.І., Баб'як В.І., Мазур Д.В., Лейбич С.Р., Кійко С.Ю., Іваськів Я.Я.,<br/>Мицик О.С.</b><br>ПРОЄКТ РЕАБІЛІТАЦІЙНОГО ЦЕНТРУ ДЛЯ ВІЙСЬКОВОСЛУЖБОВЦІВ ТА                                                       | 85 |

ВETERANІВ ВІЙНИ В М. ЖИТОМИР, ЯКИЙ ЗАЙНЯВ ПЕРШЕ МІСЦЕ В  
АРХІТЕКТУРНОМУ КОНКУРСІ «STEEL FREEDOM»

*Гібаленко О.М., Гібаленко В.А., Терещенко С.А., Ткаченко Є.Ю.*  
ТЕХНОЛОГІЧНІ РИЗИКИ НА ЕТАПІ ДЕМОНТАЖУ КРАНОВИХ  
МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ 95

*Голоднов О.І., Ткачук І.А.*  
РЕКОНСТРУКЦІЯ ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ ЗІ СТАЛЕВИМ КАРКАСОМ 105

*Гомон С.С., Гомон Св.Св., Пугач Ю.В.,*  
ЛОКАЛЬНЕ ТА ГЛОБАЛЬНЕ ПІДСИЛЕННЯ БАЛОК ІЗ ДЕРЕВИНИ ПІД ЧАС  
ЕКСПЛУАТАЦІЇ 114

*Горюн О.О., Коц І.В.*  
СПОСІБ ІМПУЛЬСНОГО ІМПРЕГНУВАННЯ ДЕРЕВИНИ ДЛЯ БУДІВЕЛЬНИХ  
КОНСТРУКЦІЙ 121

*Дмитренко Є.А., Андрієвська М.А., Яковенко І.А.*  
ВРАХУВАННЯ СУМІСНОЇ РОБОТИ ДИСКІВ ПОКРИТТІВ ЗІ ЗБІРНОГО  
ЗАЛІЗОБЕТОНУ У СКЛАДІ ПРОЛІТНИХ ЗГІНАЛЬНИХ МЕТАЛЕВИХ  
КОНСТРУКЦІЙ 128

*Клочко Л.І.,*  
РОЗРОБКА КОНСТРУКЦІЇ ЛІХТАРЯ ДЛЯ СИСТЕМИ КЛІМАТ-КОНТРОЛЮ  
БУДІВЛІ 140

*Махінько А.В., Махінько Н.О., Скляренко С.О.*  
СТВОРЕННЯ НАДІЙНИХ ТА ЖИВУЧИХ ЗЕРНОСХОВИЩ В УМОВАХ ВІЙНИ  
ТА СВІТОВОЇ ПРОДОВОЛЬЧОЇ КРИЗИ 149

*Місюра Є.А.*  
ЕФЕКТИВНА КОНСТРУКЦІЯ СТАЛЕВОГО КАРКАСУ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ  
БУДІВЛІ 162

*Пічугін С.Ф., Оксененко К.О.,*  
ОЦІНЮВАННЯ НАДІЙНОСТІ МЕТАЛЕВИХ СПІРАЛЬНО-ФАЛЬЦЕВИХ  
СИЛОСІВ 172

*Радчук О.Д., Махінько А.В.*  
АВАРІЇ НА ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ СПОРУДАХ ХВОСТОСХОВИЩ: АНАЛІЗ  
СТАТИСТИЧНИХ ДАНИХ 183

*Шехоркіна С.Є., Мерилова І.О., Нікіфорова Т.Д., Косячевська С.М., Ковтун К.А.,  
Голубєва-Судакіна В.А.*  
БІОПОЗИТИВНА БУДІВЛЯ РЕАБІЛІТАЦІЙНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ 192



## CONTENTS

|                                                                                                                                                                                                                                                   |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b><i>Dziuba S.V., Korobko, O.O., Bessalova, A.V.,</i></b><br>EFFECTIVENESS OF STRENGTHENING CASES OF METALLIC CYLINDRICAL<br>TANKS BY FRP REINFORCEMENT BASED ON FIBERS OF DIFFERENT TYPES                                                       | 5  |
| <b><i>Kovtun V., Arsiriy O., Gilodo O., Arsiriy A.</i></b><br>SPECIAL FEATURES OF THE SPACE PLANNING SOLUTION OF A MOBILE<br>DOME HOUSE MADE OF WOOD                                                                                              | 16 |
| <b><i>Maslyanenko Y.V., Korshak O. M.</i></b><br>COMPARISON OF GENERAL TECHNICAL PARAMETERS, WORKABILITY<br>AND FIRE PROTECTION OF ROLLED PROFILES VS. RHS STEEL FRAMES OF<br>3D-VOLUMETRIC MODULES                                               | 24 |
| <b><i>Somina Yu.A., Gorobets O.S.</i></b><br>METHOD OF TESTING PLASTIC PRODUCTS MANUFACTURED USING 3D<br>PRINTING FOR STRENGTH IN BENDING                                                                                                         | 30 |
| <b><i>Talavira G.M., Vizir A.S., Talavira O.G.</i></b><br>ANALYTICAL REVIEW OF THE METHODS OF INSPECTION AND PLANNING<br>THE REPAIR OF REINFORCED CONCRETE AND METAL BRIDGES                                                                      | 35 |
| <b><i>Wojnar A., Chernieva O., Śleczka L.</i></b><br>DESIGN OF INDUSTRIAL HALLS WITH A STEEL STRUCTURE DUE TO AN<br>ACCIDENTIAL DESIGN SITUATION - THE IMPACT OF A VEHICLE ON A<br>FRAME COLUMN                                                   | 46 |
| <b><i>Wojnar A., Szewczyk A.</i></b><br>DESIGN OF INDUSTRIAL HALLS WITH A STEEL STRUCTURE DUE TO A<br>FIRE DESIGN SITUATION                                                                                                                       | 55 |
| <b><i>Bakulin Ye.A., Usenko M.V., Bakulina V.M.</i></b><br>NUMERICAL MODELLING OF STEEL STRENGTHENING UNDERGROUND<br>CYLINDRICAL TANK                                                                                                             | 63 |
| <b><i>Bilyk S.I. Bilyk A.S.</i></b><br>COMPARISON OF THE METHODS OF PENETRATION OF THE ENEMY'S AIR<br>ATTACK MEANS IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OF CRITICAL<br>INFRASTRUCTURE FACILITIES PROTECTION                                          | 75 |
| <b><i>Mazur D.V., Leibych S.R., Kiiko S., Ivaskiv Y., Mytsyk O.S.</i></b><br>PROJECT OF A REHABILITATION CENTRE FOR MILITARY PERSONNEL<br>AND WAR VETERANS IN ZHYTOMYR, WHICH WON FIRST PLACE IN THE<br>«STEEL FREEDOM» ARCHITECTURAL COMPETITION | 85 |

|                                                                                                                                                                                                                                                    |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b><i>Gibalenko O.M., Gibalenko V.A., Tereschenko S.A., Tkachenko E.Y.</i></b><br>TECHNOLOGICAL RISKS IN THE DISMANTLING OF CRANE STEEL<br>STRUCTURES                                                                                              | 95  |
| <b><i>Holodnov O., Tkachuk I.</i></b><br>RECONSTRUCTION OF FACTORY BUILDING WITH A STEEL FRAME                                                                                                                                                     | 105 |
| <b><i>Gomon S., Homon S., Puhash Y.</i></b><br>LOCAL AND GLOBAL STRENGTHENING OF WOOD BEAMS DURING<br>OPERATION                                                                                                                                    | 114 |
| <b><i>Horiun O.O., Kots I.V.</i></b><br>METHOD OF IMPULSE IMPREGNATION OF TIMBER FOR BUILDING<br>STRUCTURES                                                                                                                                        | 121 |
| <b><i>Dmytrenko Ye.A., Andrievska M.A., Yakovenko I.A.</i></b><br>TAKING INTO ACCOUNT THE JOINT OPERATION OF PRECAST CONCRETE<br>COATING DISKS AS PART OF SPAN BENDING METAL STRUCTURES                                                            | 128 |
| <b><i>Klochko L.I.</i></b><br>DEVELOPMENT OF LANTERN DESIGN FOR THE CLIMATE CONTROL<br>SYSTEM OF THE BUILDING                                                                                                                                      | 140 |
| <b><i>Makhinko A.V., Makhinko N.O., Skliarenko S.O., Birko O.O.</i></b><br>CREATING RELIABLE AND RESILIENT GRAIN STORAGE FACILITIES IN<br>THE FACE OF WAR AND THE GLOBAL FOOD CRISIS                                                               | 149 |
| <b><i>Misiura Ye.A.</i></b><br>EFFICIENT STEEL FRAME STRUCTURE OF MULTI-STORY BUILDING                                                                                                                                                             | 162 |
| <b><i>Pichugin S., Oksenenko K.</i></b><br>THE RELIABILITY ANALYSIS OF METAL SPIRAL-FOLD SILOS                                                                                                                                                     | 172 |
| <b><i>Radchuk O.D., Makhinko A.V.</i></b><br>TAILINGS DAM FAILURES: A STATISTICAL DATA ANALYSIS                                                                                                                                                    | 183 |
| <b><i>Shekhorkina S.Y., Merylova I.O., Nikiforova T.D., Kosiachevska S.M., Kovtun K.A.,<br/>Holubieva-Sudakina V.A.</i></b><br>INVESTIGATION OF THE CREEP EFFECT ON THE STRESS-STRAIN STATE<br>ON TIMBER-REINFORCED CONCRETE MULTISTOREY BUILDINGS | 192 |