

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

ISSN: 2707-3068

Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини

Випуск №26



Одеса 2022

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 № 26

ОДЕСА 2022

СУЧАСНІ БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ З МЕТАЛУ ТА ДЕРЕВИНИ

ISSN: 2707-3068

Випуск № 26, 2022 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 – Карпюк В.М. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

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

Відповідальний секретар – Гілодо О.Ю. – к-т техн. наук, доц., 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., ОДАБА;

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

Голоднов О.І. – д-р техн. наук, проф., ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»;

Махінко А.В. – д-р техн. наук, с.н.с., ТОВ «Етуаль»;

Пічугін С.Ф. – д-р техн. наук, проф., 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:

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

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

Рекомендовано до видання Вченою радою ОДАБА

Протокол № 11 від 26.05.2022 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), 2022

ISSN: 2707-3068

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

COLLECTION OF SCIENTIFIC WORKS

MODERN STRUCTURES OF METAL AND WOOD

Issue № 26

ODESSA 2022

MODERN STRUCTURES OF METAL AND WOOD

ISSN: 2707-3068

Issue № 26, 2022.

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

Founder and publisher – Odessa 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 – Karpiuk V.M. – D.Sc., Professor, OSACEA;

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

Executive Secretary – Gilodo A.Y. – Ph.D., Associate Professor, OSACEA.

Editorial Board:

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

Vyrovoy V.N. – D.Sc., Professor, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture;

Gibalenko O.M. – D.Sc., Professor, State Higher Education Institution “Pryazovskyi State Technical University”;

Holodnov O.I. – D.Sc., Professor, LLC “V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction”;

Makhinko A.V. – D.Sc., Professor, LLC «ETUAL»;

Naichuk A.Y. – D.Sc., Professor, Brest State Technical University, Belarus;

Pichugin S.F. – D.Sc., Professor, National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic»;

Sukhanov V.G. – D.Sc., Professor, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture;

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:

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

Somina Yu.A. - Ph.D., Senior lecturer, OSACEA.

Recommended for publication by the Academic Board of the OSACEA

Protocol № 11, 26 May, 2022.

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

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

© Odessa State Academy
of Civil Engineering and Architecture
(OSACEA), 2022

UDC 694

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-5-14

TIMBER FOOTBRIDGES – VALORIZATION OF PARAMETRIC ANALYSIS IN OPTIMIZATION OF LAYOUT OF BEAM BRIDGES

¹**Bjelanović A.**, PhD, Professor,
adriana.bjelanovic@gradri.uniri.hr, ORCID: 0000-0002-1872-3253

²**Štimac Grandić I.**, PhD, Professor,
istimac@gradri.uniri.hr, ORCID: 0000-0003-3643-7848

³**Franolić F.**, mag. ing. Aedif
ffranolic@gmail.com, ffranolic@student.uniri.hr
^{1, 2}*Faculty of Civil Engineering University of Rijeka*

3, Radmile Matejčić Street, Rijeka, 51000, Croatia
³*Rijekaprojekt d.o.o*

10, Moše Albaharija, Rijeka, 51000, Croatia

Abstract. Paper presents results of the analysis of possible design solutions of timber beam bridges considering all usual demands for their stability, safety and functionality when they are designed to serve pedestrian and cyclist traffic, and, if necessary, traffic of emergency and service vehicles as well. Parametric finite element models (FEM) of bridges with simply supported glulam main-beams, have been divided into four groups, each consisting of several subgroups. The type of load-carrying deck (solid timber or CLT deck, covered by asphalt layer and protected) and its position (lower or upper) were selected as relevant characteristic for some group, while the type of transverse layout, corresponding to certain deck width and usable traffic profile, and also accompanying solution of spatial stabilization were decisive for differentiation of considered subgroups. Using the span of the straight main-beams and useful width of the load-carrying deck, conditioned by traffic requirements as input parameters, prepared FE models, classified into twelve different cases were undergone to static and dynamic analyses. According to criteria we selected as relevant, the results of performed analysis were given as recommendations for the selection of optimal structural layout matching the span of the bridge and the requests on its functionality and durability.

Keywords: timber beam bridges, cyclist and pedestrian traffic, emergency vehicle traffic, optimization criteria, parametric FEM analysis, structural design.

1. Introduction. The purpose of the preliminary parametric analysis [1] is the selection of the layout of the timber footbridge which structural form with simply supported straight main-beams could be consider as optimal for particular span and useful width of the deck. The absence of internal columns simplifies the analysis of wind loads [2], and chosen span range excludes the need for dynamic analysis due to the wind [3]. It is applicable in both urban and rural areas, and almost regardless of climate zone since it is traffic load crucial for the analysis [4, 5].

For its both characteristic, the two goals of conducted parametric analysis are set: define criteria of the analysis and evaluation of results, as well as propose solutions that would fulfil the basic demand of mechanical resistance and stability on the economic justified grounds. The results of the analysis are a proposal of the transverse layout type matching the type of the load-carrying deck, and it is suitable to variations of main-beam spans, L (from 10m to 18m) and the useful deck widths, B (from 2m to 4,5m). The following parameters were analysed: position, type and static systems of the load-carrying deck (open-boarded or sealed solid timber deck and CLT), number and the layout of main-beams and transoms (cross-beams), i.e. geometry of the T-beams with CLT flange (as alternation), and ancillary changes of the type of spatial stabilization. Structural members of standard and high strength were applied and analysed: D30 / D40 (for hardwood solid deck), and C24 / C30 (for stringers of softwood) or GL24h / GL28h (for main-beams and transoms). For the CLT decks, an even quality of the layers is considered (planks of standard strength class, C24, with thickness $d = 22$ mm) and the effective depth of 5-layered CLT, $d = 100$ mm [1].

2. Parametric analyses

2.1 Parameters, parameter choice criteria and criteria for valorisation of design

solution. Optimization of the design solution (layouts) is based on the variations (Figure 1, Table 1 and Table 2) of the following parameters of the analysis: span L , width of the bridge B , type and the position of the deck together with ancillary changes of transverse layouts and spatial stabilization.

Satisfying the requirements of the intended purpose, safety and comfort of traffic, was the logical criterion of choosing the analysis parameters. Therefore, the analysed effects of the variations of totally 6 types (Table 1) were classified according to width of usable traffic profile and the number of traffic lanes on the type of the transverse layout of the bridge. Widths of 3,0m upwards enable a mixed traffic separated by lines, colour contrasts or texture separation, where separate kerbs (for types IV. and V.) or separating railings (e.g. for type VI.) for more than two traffic lanes [4, 5]. Analysed effective deck widths are defined as prescribed smallest usable traffic profiles, expanded by 0,4m, i.e. by 0,7m (for mixed traffic) in order to meet safety requirements and to provide usage comfort, in accordance with national regulations on basic conditions for public roads and cyclist infrastructure [6, 7].

Table 1 – Varied useful widths – analysed types of usable traffic profiles [1]

Type	Cases (Fig.1)	Number of traffic lanes		Useful width of the bridge [m]
		pedestrians	cyclists	
I.	1 and 7	2	0	2,0
II.	2 and 8	0	2	2,5
III	3 and 9	1	1	3,0
IV.	4 and 10	2	1	3,5
V.	5 and 11	1	2	4,0
VI.	6 and 12	2	2	4,5

The criteria of the choice of the range of span (from 10 m up to the 18 m), with the increase of 2 m represents expected widths of obstacles, limitation in the technology of production, transport and assembling, and cost-effectiveness of this type of structural form [4, 5].

The following deck types (Figure 2, Table 2) were analysed as characteristic for the defined purpose of the bridge: 1) solid timber deck, 2) CLT as countersunk deck continuously laid over transoms and 3) CLT deck as flange of glued composite with Glulam ribs, i.e. series of T-beams, as the alternative proposal of grillage assembly. The term of solid timber deck refers on planks with castellated section (grooves as anti-slip option) transversal laid over stringers (sealed, countersunk deck) or main-beams (open-boarded deck). Varying the position of the running deck implicates different solutions of providing spatial stability, as well as classification of main-beams into appropriate serviceability class (2 or 3, used in calculation) and hazard class (2 or 3, concerning durability and protection measures) [1].

Table 2 – Analysed cases classified into representative groups of FEM

Analysed FEM groups ¹⁾	I. ³⁾	II.	III. ⁴⁾	IV. ⁴⁾
Type of the deck	1	2	1	3
Position of the deck ²⁾	lower	lower	upper	upper
Range of deck width, [m] ²⁾	$\leq 3,0$	$\geq 3,5$	$\leq 3,0$	$\geq 3,5$
Analyzed cases ²⁾	1 – 3	4 – 6	7 – 9	10 – 12
¹⁾ shown on “Figures 3 and 4”; ²⁾ shown on “Figure 1” and given in “Table 1”; ^{3), 4)} defined subgroups that enable the number of stringers / main-beams to vary				

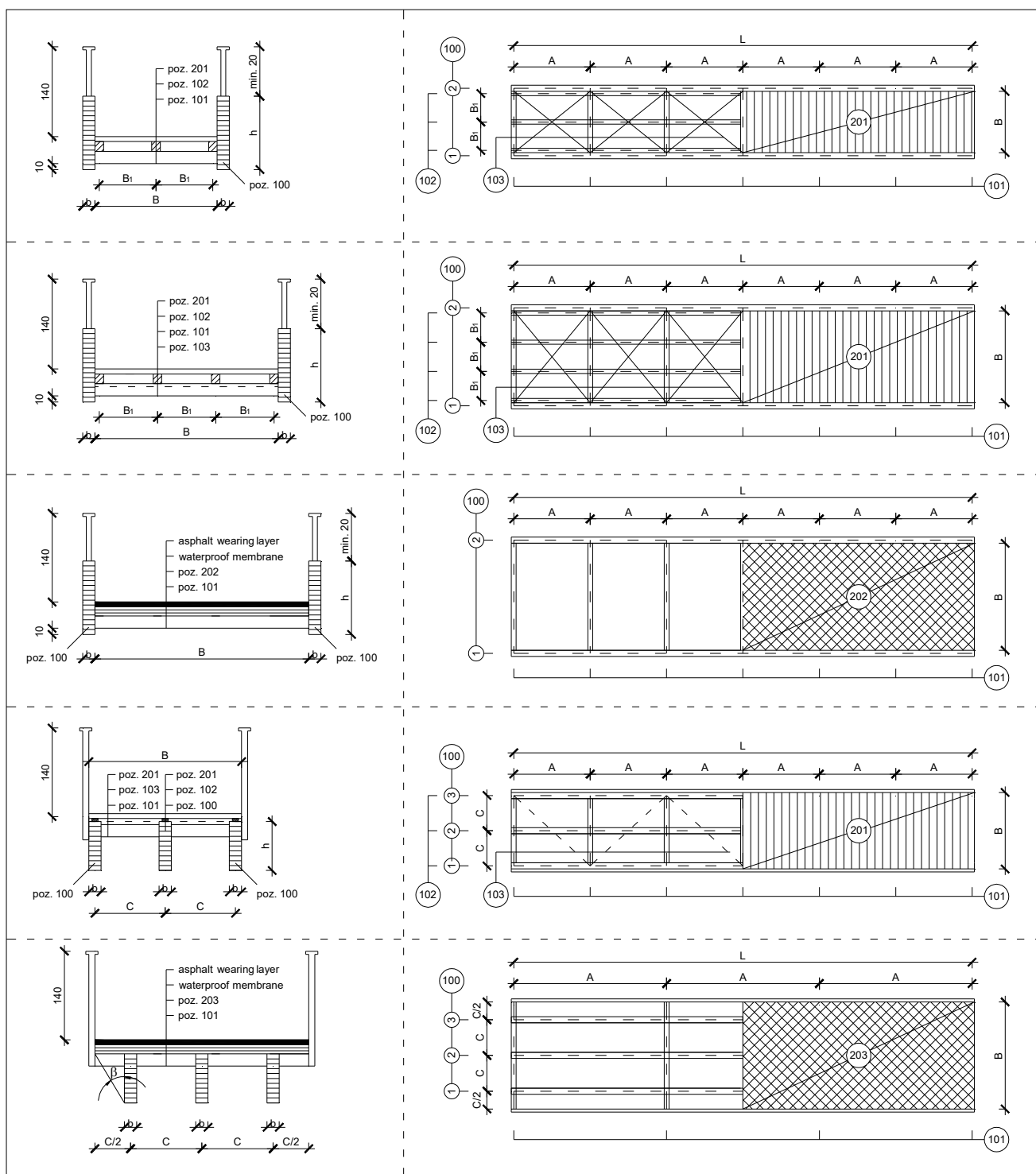
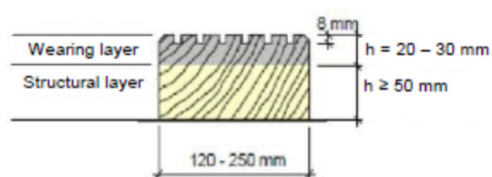
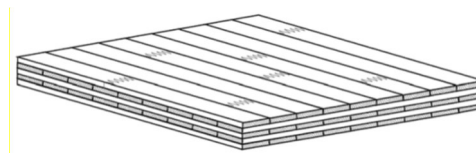


Figure 1. Schematic examples of analysed cases and accompanying groups / subgroups of FEM – varying of layout and load-carrying deck type:

- a) Case 1: Group I.; b) Cases 2 – 3: Subgroup I.;
c) Cases 4 – 6: Group II.; d) Cases 7 – 9: Subgroup III.; e) Cases 10 – 12: Subgroup IV



Boards with castellated section – used for type 1)



Coated CLT decks – used for type 2) and 3)

Figure 2. Timber products used for analysed types of decks from 1) to 3 [1]

Varying the position of the running deck affected different solutions of providing spatial stability. Beside common solutions of bracings, based on triangular principle of stabilization, alternative solutions based on grillage principle were analysed for all cases with upper position of the load-carrying deck (Figure 1 and 4). Variations of the span and spatial stability solutions we achieved by altering the number of transoms and their distance (A). For groups III. and IV. (as defined in Table 2), the number of transoms was limited on 5, e.g. on 4 for stiffeners.

The defined initial criteria of evaluating optimality of the design solution (the type of the deck and transversal layout, the way of ensuring spatial stability, etc.) are ratios of quantities of used timber vs. span, expressed: directly (for the type of transverse layout) and indirectly (for main-beams only, considering their depth and number). Optimality of design solution has been valorised, and the sufficient mechanical resistance and stability of the entire structure had been the most important criterion. Considering the preliminary level of conducted analyse, recommendations are derived from the results of verifications of serviceability limit state only (deflections and vibrations), performed for more than 200 examples of FE models of bridges [1].

2.2 Considerations about durability and protection. The deck in first two types is replaceable, and due to direct exposure (use class 3), requires adequate strategy of surface or preservative treatment, drainage system and sealing. It is particularly valid for CLT, and therefore additional wetting prevention (layers of waterproofing membrane and hydro-insulation) beneath the wearing asphalt course needs to be used together with replaceable side cladding or strips. With this the presumption only, CTL might be classified in serviceability class 2 (prerequisite of its structural use). For 3) type, a special strategy of treatment needs to be applied because all parts of the assembly are structural member, irreplaceable within designed working life. Necessary treatment of the main-beams as vital members must be applied in all considered cases: good protective design details, corrosion-resistant metal cover, surface finishes, etc. In all cases with the upper position of the deck, where it acts as “roof”, main-beams are “drawn in”, and angle $\beta \geq 30$ (Figure 1) enables protection from rainfall, while side wooden strips provide additional protection. Side faces of exposed main-beams might be cladded by shiplap boards or louvers [5, 8]. Within conducted analyse we covered influence of only those protection measures that affect the increase of permanent load. The effects of costs of implementing a protection strategy were out of scope of our investigation, although for partly exposed vital members, they can be initially estimated in amount of 10% up to 15% of total costs [5].

2.3 Finite element models (FEM) groups subjected to static and dynamic analyses. FEM analysis were conducted for the influence of self-weight (using software package, including the effects of varying of cross-sections), permanent load (e.g. concentrated load due to parapet and uniform loads of wearing layer, applying its thickness of 30 mm for grooved surface of planks, and 50 mm for asphalt finishing and waterproofing layers above CLT), variable loads of snow (with s 2,5 kN/m²) and wind (with its basic velocity of 25 m/s, characteristic for the continental area) were also considered. Vertical traffic load (pedestrian) was applied as 5,0 kN/m², where favourable effects due to the span above 10 m were disregarded [3], and horizontal as 10% of amount of the vertical load. The vehicle traffic was modelled as the moving load, considering its position variations inside the usable traffic profile and tracking (Figure 3). National norms HRN EN 1995-1-1 and HRN 1995-2 were applied in conjunction with norms HRN EN 1990 and norms HRN EN 1991-3, HRN 1991-4 and HRN EN 1991-2 (for load analyses) and their National Annexes (valid in The Republic of Croatia).

For every considered type of the transverse layout and accompanying solution of spatial stability (Figure 1) appropriate 3D FEM was prepared. Using altogether 4 basic groups and relevant sub-groups of these spatial models were prepared in order to check the instantaneous and the final deflection (using relevant stiffness properties and load combinations), for checking the deflection due the vehicle (as an independent load). The same 3D FEM-s were subjected to dynamic analyses to determine the vibrations due pedestrians and combined influences of self-weight and permanent loads. Sub-models were designed to analyse the influence of moving load, calculating the deflection of planked deck where the number and cross-section of stringers were varied for its maximal distance of 1m. Horizontal load was applied as 60% of vertical moving load.

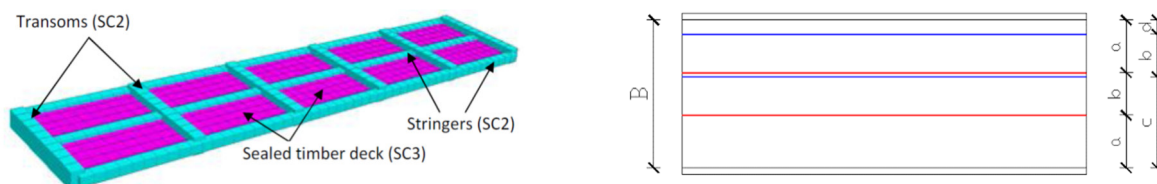


Figure 3. Example of submodel for static analysis of the deck (left), and simulation of moving load with traced position of the vehicle ($b = 1,3$ m) [1]

All prepared FEM-s (Figure 4) were analysed with span variations. For systems with countersunk deck, grid of the transoms was followed by the increase in span, while for the systems with upper deck position, the number of rectangular glulam main-beams (group III.) or composite T-beams (group IV.) were varied from 3 to 4, using suitable subgroups of FEM-s. FE models of IV. group were modelled with simplification, applying the bending stiffness $(EI)_{ef}$ calculated for glued composites, presuming so the full composite action of those T-beams. In order to facilitate the valorisation of the effects of the application of a certain type of transverse disposition, the cross-sections of structural members other than main-beams were set as constant (i.e. 200/300 mm for glulam transoms, 160/240mm for softwood stiffeners (in grillage systems), and 160/160 mm for stringers), wherein load-carrying section of 200/50 mm was used for planked decks, and effective thickness of 60 mm for CLT decks. It should be noted that 5-layered CLT plate was modelled as 3-layered only, neglecting the load-carrying contribution of its transverse layers and taking them into account through increased permanent load. In addition, verification of the deflection for sealed planked deck wider than 2 m passed the system with two inner supports (stringers).

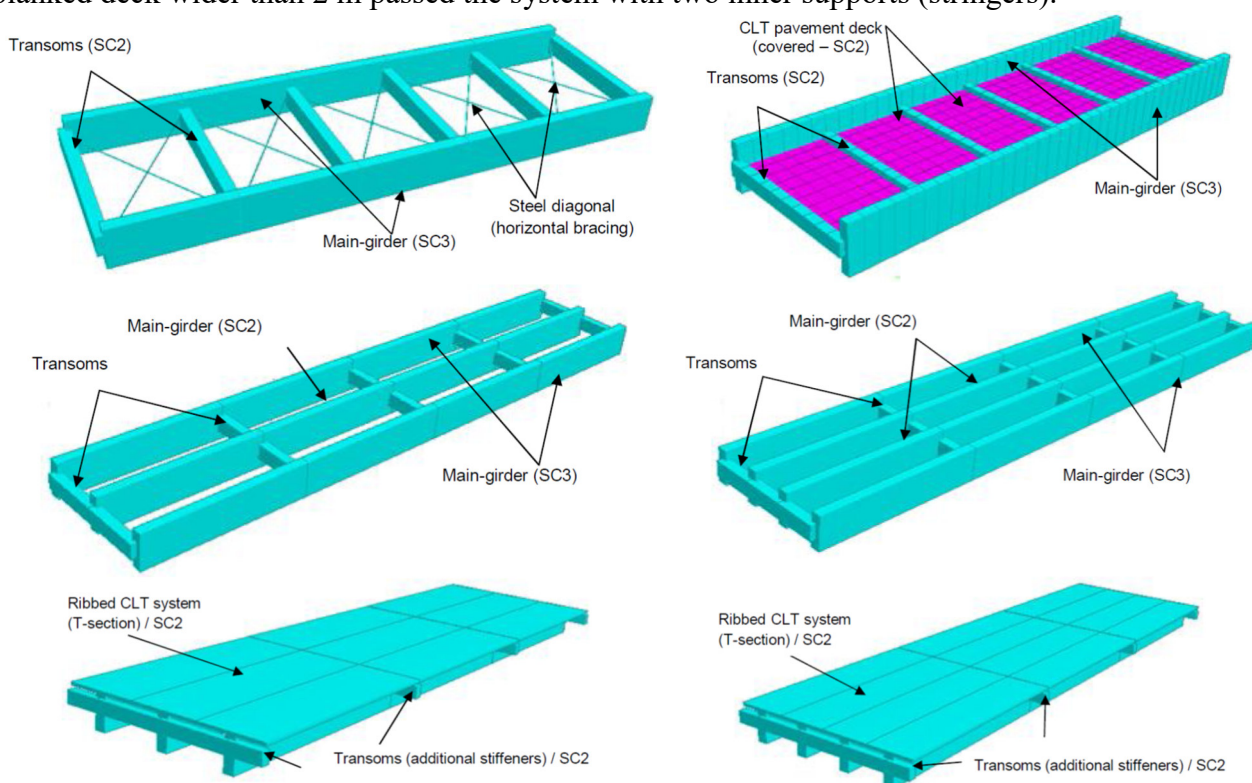


Figure 4. Examples of prepared FE 3D models, as given in Table 2: a) group I.; b) group II.; c) and d) group / subgroup III.; e) and f) group / subgroup IV [1]

2.4 Results of performed static and dynamic analyses. The following limitations of deflections for structural members with its span (L) were presumed: $L/250$, for the final, and $L/300$ for the instantaneous deflections, including those caused by pedestrian and cyclist traffic (any their combining with snow load were excluded), and where occasional light traffic (by e.g. emergency vehicle) was treated as an independent load [3]. Dynamic analysis was performed using minimal required dimensions of the structural members resulted from implementation of deflection criteria. Calculated vertical vibrations were within range 2,5 – 4,5 Hz for 1st and 2nd mod of oscillation (the

values decrease with increasing the span), while acceleration maxima for individuals or persons in crowds didn't exceed $0,7 \text{ m/s}^2$. In accordance to HRN EN 1990/A2 and [2], both confirms deflections as more important criteria for all studied cases.

3. Discussion of Criterion of Optimisation and Conclusion. Effects of initial criteria for validating optimality of design solution with respect to the span could be discussed by assessing the following detected differences: a) among total quantities of used material when structural members are made of timber of different quality (i.e. when the effect of usage of standard or high strength classes for the same design solution are compared), as shown on Figure 5, and b) between required minimal depths of main-beams, as indicated on Figure 6.

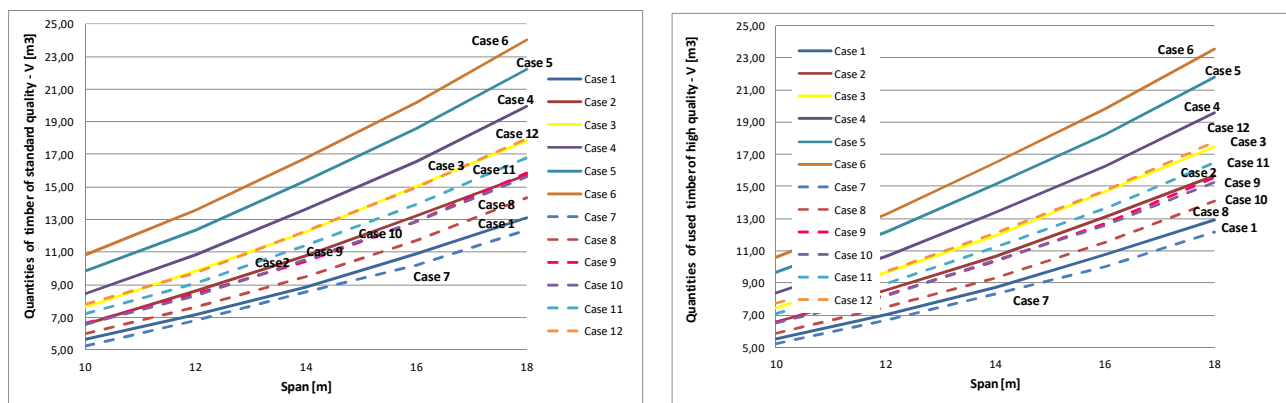


Figure 5. Quantity criterion – the effects of using different strength classes for main-beams [1]

Criterion a) did not prove as extremely crucial because the differences in the consumed material are less than 5%. However, even so little difference may be relevant when more thoroughly analysing the total costs, considering those relating to protection measures, discussed earlier. Also this criterion might be significant for more pronounced differences between qualities of applied materials, when its greater effect on decreasing of dimension is expected.

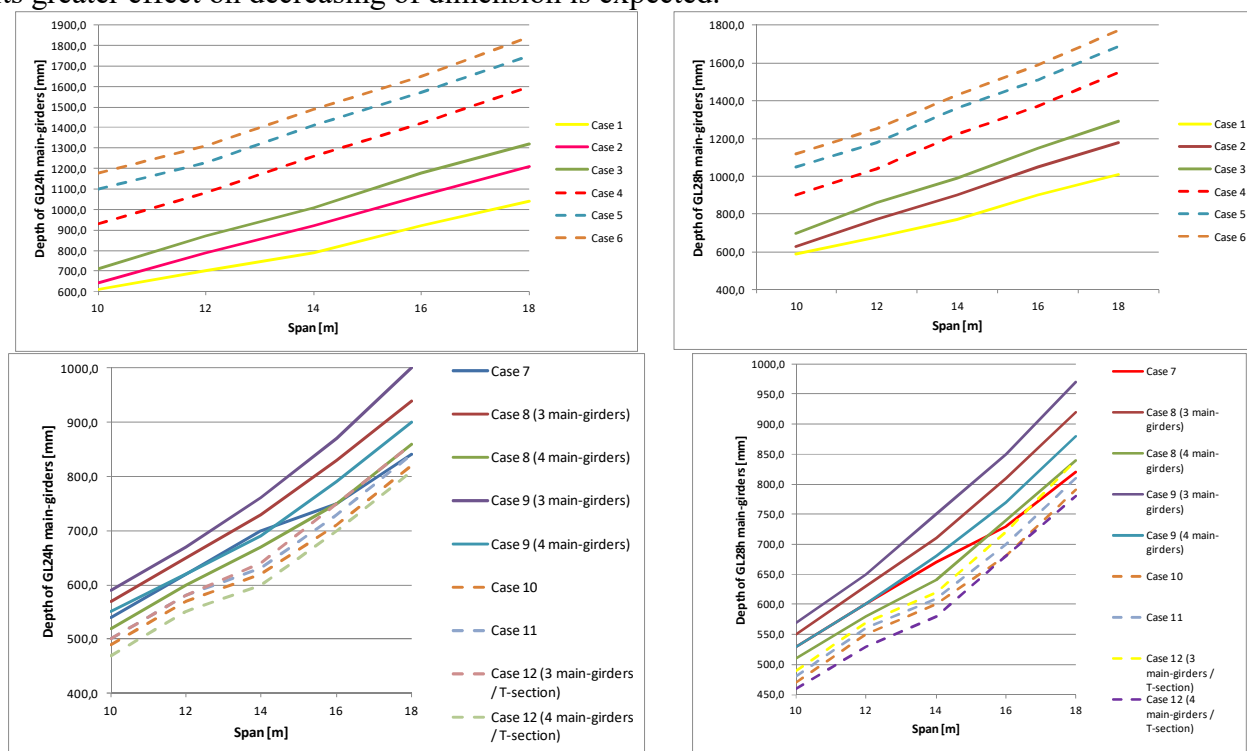


Figure 6. Criterion of required depth of glulam main-beams – the effects of using strength classes of standard (left) and high quality (right) [1]

From the Figure 5, it can be inferred the following: by comparing solutions with CLT deck, grillage systems (Cases 10–12) are more efficient, even when they apply for wider traffic profile. Among comparable cases with planked deck, its upper position is more favourable, although Cases 1

and 7, with the smallest deck width, represent an exception. As can be seen on Figure 6, when criterion of minimum required depth of the main-beams applies, the differences between results of analyses performed for representative strength classes of standard and high quality are less than 10%. It confirms this criterion as more efficient than previous one, but still has not so significant and clear impact on the optimization.

In order to enable easier selection of suitable layout with respect to the span, we introduced an additional criterion - limitation of the main-beams depths, and the results are shown on Figure 7. It ensures better lateral torsion stability of main-beams in all cases with countersunk deck, and also provides more attractive aesthetic appearance to the bridge because remaining height of parapet enables to put the fence and handrails, allowing to users a view. At the other hand, it provides more sufficient clearance beneath the bridge with the upper deck position. Therefore, dimension ratio for rectangular main-beam is limited as 8:1 (i.e. maximal depth of 1,6 m) for Cases 1 – 6, while its maximal depth of 0,7 m is assumed for Cases 7 – 12.

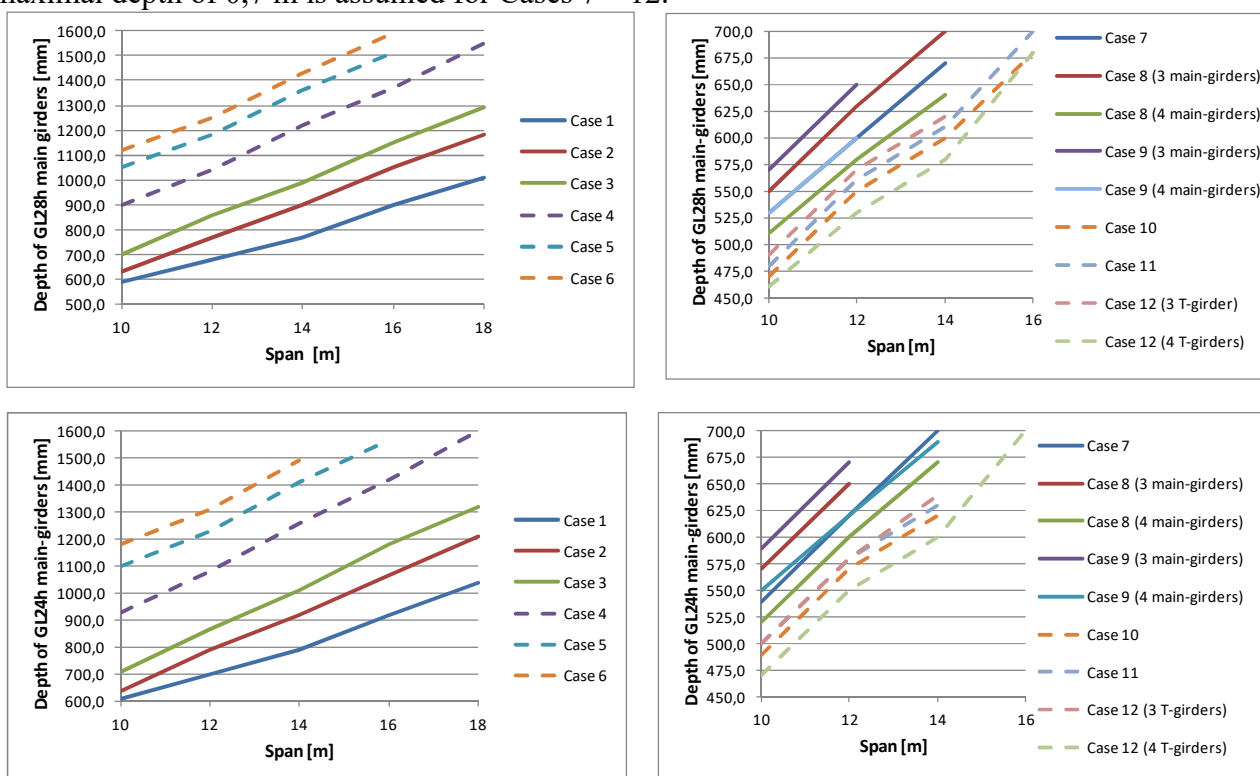


Figure 7. Proposals for optimal layout type with respect to the span of main-beams relating to its strength class and position of the deck: lower position (left) and upper position (right)

The results, compatible with data indicated in Table 1 and Table 2, and collected from the analysis conducted for varied strength classes of main-beams, point to the following:

- For types from I. to III., where its usable widths up to 3,0 m are representative for defined purpose, layout types with sealed plank deck (Cases 1 – 3, group I.) are the most favourable as applicable to all spans.
- For the same types, layout solutions with upper position of planked deck (Cases 7 – 9, group III.) are less favourable respecting the span, and therefore more sensitive to variations of the number of main-beams and strength of used timber, especially for types II. and III.
- Therefore, Case 7, as well as Cases 8 and 9 if they consisting of 4 main –beams can be applied on spans up to 14 m, independently of considered strength class. Layout type with 3 main-beams for usable widths above 2,0 m are suitable only on span up to 12 m, and use of glulam of higher quality (GL28) may be helpful for Case 8 to reach the span of 14 m.
- In general, all types with CLT decks (types IV. – VI. with usable width from 3,5 m to 4,5 m) are able to reach spans of at least 14 m, despite the contribution of their increased self-weight and

permanent load to deflection. It should be noted that usable width of 4,5 m is very comfort and not so common for intended purpose of the bridge.

- For type IV. with lower position of CLT deck (Case 4), the span of 18 m is attainable no matter of applied strength of glulam main-beams.

- For types V. and VI., when the same group II. applies (Cases 5 and 6), the spans of 16 m and 14 m are achievable when main-beams are made of GL24, while the application of GL28 enables larger corresponding spans of 18 m and 16 m.

- For types IV. and V. with grillage system applied (group IV.), the results differ: for Cases 10 and 11 (comparable with Cases 4 and 5), the span of 14 m was reached if glulam ribs of GL24 applied, and of 16 m, where they were made of GL28. The number of ribs didn't produce significant effect on both results.

- For type VI. (Case 12) the same spans are reached for different strength classes of glulam ribs. As it was expected, the number of ribs was the most relevant, where 14 m was maximum for series of 3 T-girders, and 16 m for system with 4 ribs.

All that were noted above stem from the additional criterion we introduced, and its effects are shown on Figure 7. However, for any meaningful rating the optimality of layout type with respect to the span, it is necessary to connect previous observations with the results of application of the initial criterion that is based on the quantities of consumed timber material, as shown on Figures 5 and 6. It should be noted that the results of the analysis are related to the most unfavourable load case – moving load with traced position of emergency vehicle, as shown on Figure 3. According to the above, the following could be recommended for the intended purpose of the bridge:

- When comparable groups I. and II. with countersunk decks apply for the same types of usable traffic profiles, quantities of consumed material are significantly greater when CLT deck is selected instead of the sealed solid timber deck. This is expected and caused by its self-weight and increased permanent load due waterproof layers and asphalt finishing above the deck. For usable traffic widths above 2,0 m, criterion with respect to the span provides an additionally argument to consider design solutions with CLT as less favourable than those with solid timber deck.

- For comparable cases with upper position of the deck (groups III. and IV.), more detailed analyses should be done to recommend more optimal layout type when it is choosing between design solutions with open-boarded deck and those where CLT is used as a flange of composed T-beams in grillage systems. Certainly, more detailed calculation of composed T-section and CLT itself should be performed.

- For the final evaluation of the optimum design solution, the effects of applying the simplest system, with solid timber planked deck should be further analysed in more detail, paying the attention on the influence of pedestrians as dominant load.

And finally, although the goal of the presented research was to develop and evaluate criteria for assessing the optimality of the disposition layout, there are also some its indirect targets which should be highlighted. It promotes timber as a suitable material for bridge structures, but also to point up the benefits of its use: high level of prefabrication and ease of erection. It is very important to include protection strategy early in planning because it enables to discuss levels of protection and types of construction, considering longevity of bridge without major repairs.

ACKNOWLEDGMENT. The research presented in this paper was done within the granted scientific project, no. uniri-tehnic-18-127, financially supported by the University of Rijeka, Croatia.

References

- [1] F. Franolić, Parametarska analiza pješačkih drvenih grednih mostova, Master thesis, Faculty of Civil Engineering of University in Rijeka, pp. 91, 2017.
- [2] H. Kreutzinger, "Dynamic design strategies for pedestrian and wind actions", *Proceedings of "Footbridge 2002" International Conference*. Paris, 2002, pp. 129-141.

- [3] HRN EN 1995-2:2013/NA (2013): Eurokod 5: Projektiranje drvenih konstrukcija – 2. dio: Mostovi – Nacionalni dodatak, HZN, Zagreb, 2013
- [4] M.A. Ritter, *Timber bridges: design, construction, inspection and maintenance*. US department of agriculture, Forest Service, EM 770-8, 1990.
- [5] C.J. Mettem, *Timber bridges*. First edition, TRADA Technology Ltd, 2011.
- [6] Pravilnik o osnovnim uvjetima kojima javne ceste izvan naselja i njihovi elementi moraju udovoljiti sa stajališta sigurnosti prometa (2001).
- [7] Pravilnik o biciklističkoj strukturi (2016).
- [8] K. Schwaner, “Protection and durability of wooden bridges”, *Innovative Wooden Structure and Bridges*, IABSE Conference Report, Lahti, Finland, 2001, pp. 85-96.

ДЕРЕВ'ЯНІ ПІШОХІДНІ МОСТИ – ВАЛОРИЗАЦІЯ ПАРАМЕТРИЧНОГО АНАЛІЗУ ЩОДО ОПТИМІЗАЦІЇ КОМПОНОВКИ БАЛКОВИХ МОСТІВ

¹ Бєланович А., к.т.н., професор,

adriana.bjelanovic@gradri.uniri.hr, ORCID: 0000-0002-1872-3253

² Стімац Грандіч І., к.т.н., професор,

istimac@gradri.uniri.hr, ORCID: 0000-0003-3643-7848

³ Франоліч Ф., магістр

ffranolic@gmail.com, ffranolic@student.uniri.hr

^{1, 2} Факультет цивільної інженерії Університету Рієки

3, Radmile Matejčić Street, Рієка, 51000, Хорватія

³ Rijekaprojekt d.o.o

10, Moše Albaharija, Рієка, 51000, Хорватія

Анотація. У статті наведено результати аналізу можливих конструктивних рішень дерев'яних балкових мостів з урахуванням усіх звичайних вимог до їх стійкості, міцності, безпеки та функціональності при здійсненні пішохідного та велосипедного руху, а також, за потреби, руху аварійних автомобілів. Параметричні скінченноелементні моделі (ПСМ) мостів з клеєними дерев'яними однопрольотними балками розділено на чотири групи, кожна з яких складається з кількох підгруп. Тип тротуарної плитки (з масиву деревини або настил CLT, покритий шаром асфальту та захищений) та її положення (нижнє чи верхнє) були обрані у якості релевантної характеристики для деякої групи, тоді як тип поперечної компоновки, що відповідає певній ширині настилу та корисному трафіку, а також супутнє рішення просторової стабілізації були визначальними факторами для диференціації розглянутих підгруп. Використовуючи прольоти балок і корисну ширину настилу вимощення, обумовлену вимогами руху як вхідними параметрами, підготовлені ПСМ були розділені на дванадцять різних комбінацій, у тому числі були враховані як статичні, так і динамічні навантаження. За результатами проведеного дослідження розроблені та надані рекомендації щодо вибору оптимальної конструкції, яка ураховує фактичну величину прольоту мосту та відповідає вимогам до його функціональності, міцності, стійкості та довговічності.

Ключові слова: дерев'яні балкові мости, велосипедний та пішохідний рух, трафік аварійних транспортних засобів, критерії оптимізації, параметричний аналіз, проектування конструкцій.

ДЕРЕВЯННЫЕ ПЕШЕХОДНЫЕ МОСТЫ – ВАЛОРИЗАЦИЯ ПАРАМЕТРИЧЕСКОГО АНАЛИЗА ПО ОПТИМИЗАЦИИ КОМПОНОВКИ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ

¹ Беланович А., к.т.н., професор,
adriana.bjelanovic@gradri.uniri.hr, ORCID: 0000-0002-1872-3253

² Стимац Грандич И., к.т.н., професор,
istimac@gradri.uniri.hr, ORCID: 0000-0003-3643-7848

³ Франолич Ф., магистр
ffranolic@gmail.com, ffranolic@student.uniri.hr
^{1, 2} Факультет гражданской инженерии Университета Риеки
3, Radmile Matejčić Street, Риека, 51000, Хорватия

³ Rijekaprojekt d.o.o
10, Moše Albaharija, Риека, 51000, Хорватия

Аннотация. В статье представлены результаты анализа возможных конструктивных решений деревянных балочных мостов с учетом всех традиционных требований к их устойчивости, прочности, безопасности и функциональности при осуществлении пешеходного и велосипедного движения, а также, при необходимости, движения аварийных автомобилей. Параметрические конечноэлементные модели (ПКМ) мостов с клееными деревянными однопролетными балками разделены на четыре группы, каждая из которых состоит из нескольких подгрупп. Тип тротуарной плитки (из массива древесины или настил CLT, покрытый слоем асфальта и защищенный) и ее положения (нижнее или верхнее) были выбраны в качестве релевантной характеристики для некоторой группы, в то время как тип поперечной компоновки, соответствующей определенной ширине настила и полезному трафику, а также сопутствующие решения пространственной стабилизации были определяющими факторами для дифференциации рассматриваемых подгрупп. Используя пролеты балок и полезную ширину настила отмоксти, обусловленную требованиями движения как входными параметрами, подготовленные ПКМ были разделены на двенадцать различных комбинаций, в том числе учтены как статические, так и динамические нагрузки. По результатам проведенного исследования разработаны и предложены рекомендации по выбору оптимальной конструкции, которая учитывает фактическую величину пролета моста и отвечает требованиям к его функциональности, прочности, стойкости и долговечности.

Ключевые слова: деревянные балочные мосты, велосипедное и пешеходное движение, трафик аварийных транспортных средств, критерии оптимизации, параметрический анализ, проектирование конструкций.

UDC 694

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-15-24

TIMBER CURTAIN WALL – INNOVATIVE STRUCTURALLY GLAZED UNITISED SYSTEM FOR BUILDING ENVELOPES

¹**Buljan N.**, Civil Eng. Msc, Group Technical Support Manager,
n.buljan@permasteelisagroup.com, ORCID: 0000-0002-5515-2808

²**Bjelanović A.**, PhD, Professor,
adriana.bjelanovic@gradri.uniri.hr, ORCID: 0000-0002-1872-3253

³**Turkulin H.**, PhD, Professor
hturkulin@sumfak.hr, ORCID: 0000-0002-8667-6321

¹*Permasteelisa Group, RI ISA d.o.o.*

13, Petra Kobeka Street, Rijeka, 51000, Croatia

²*Faculty of Civil Engineering University of Rijeka*

3, Radmile Matejčić Street, Rijeka, 51000, Croatia

³*Faculty of Forestry University of Zagreb*

25, Svetošimunska cesta, Zagreb, 10000, Croatia

Abstract: This paper presents the results of research conducted within R&D project. The primary goal was to apply the current state of the art technology in aluminium to a timber-based frames, but also to improve the energy performance of the building envelope and create environmentally friendly product, which physical, structural and aesthetic performances are equal to or even better than equivalent aluminium systems. The developed TimberCW is an innovative structurally glazed curtain wall system entirely comprised of laminated timber profiles incorporated in a fully prefabricated unitised curtain wall design, where glass panes are bonded by the structural silicone to timber frames. While most current timber curtain wall systems are stick designs, combined with aluminium elements, this new concept introduces timber split mullions and entirely eliminates aluminium structural members, whilst maintaining high weathertightness performance. In order to retain thin cross sections, as they are common for aluminium design, specialised corner connections in timber frame and stainless-steel bracketry has been developed and laboratory tested. Comparative energy efficiency analysis and condensation risk assessment of the TimberCW vs fully unitised aluminium systems of identical overall geometry and structural performance are presented. Full scale laboratory testing has been undertaken and certification obtained, proving the TimberCW concept suitable for project application.

Keywords: TimberCW, laminated timber frame, unitised system, structurally glazed curtain wall, thermal performance.

1. Introduction. Presently, the technology of exterior building envelopes is dominated by the curtain wall based on the aluminium framing, which can be divided in two families: unitised systems and stick systems. Unitised systems are completely prefabricated (frames and infill) and more technologically advanced, providing the better overall quality and performance than stick systems, which are assembled on site, offering the economic advantage, in particular for low-rise buildings. Unitised systems are often structurally glazed, and this technology provides aesthetically pleasing flush appearance, but also some performance advantages (bomb blast resistance, e.g.). Since awareness of energy efficiency and sustainability have been growing rapidly in recent decades, the introduction of timber as a suitable framing material for building envelopes is imposed as a reasonable option.

The above listed logically leads toward to investigate possible alternative structural solutions of wood-based curtain walls. Therefore, the scope of this research conducted under R&D project is to prove that the technologically advanced concept of the curtain wall system can also be applied using innovative wooden frames:

- Unitised wooden frames in lieu of the stick system.
- Glass units structurally sealed directly to the wooden substrate.

By achieving the scope, the additional advantages will be brought to the unitised technology:

- Improved energy performance – TimberCW system effectively increases the energy efficiency during the lifetime of the building due to the difference in the thermal transmittance between aluminium and wood systems.

- Zero (0%) aluminium content – aluminium is a material with the large carbon footprint, having CO₂ net emissions in the production and processing of 26 t/m³, whereas wood sequesters only 1 t/m³ [1].

- Hygrotechnical (rot) and mechanical (thermal dilatation) interaction problems between aluminium and the wood are eliminated.

2. Current State of the Art and Goals of R&D Project TimberCW

2.1 About current curtain wall systems incorporating timber.

Due to the nature of wood, most current curtain wall systems incorporating timber are based upon conventional stick system designs whereby timber sections are combined with aluminium ones that in effect provide weathertightness and glass retention. Stick systems are assembled on site from individual frame elements which form a lightweight grid that supports the infill (glass, cladding panels and insulation). While stick systems are simple and efficient, they are not well suited for high-rise buildings, due to so far known limitations of stick systems, among which are:

- They are installed from the outside, so the scaffolding or an external platform are required, which is impractical and costly for high-rise construction.

- Assembly on site is detrimental to the quality, in particular for the structural silicone, which is not recommended to be applied on site.

- Limited capacity for the accommodation of differential vertical movements between floors – these are caused by live loads, but also by long term effects as the creep and settlement (high rise buildings usually feature thin metal deck slabs, whose low stiffness will highlight this problem).

Further, there are interaction problems between aluminium and the wood itself:

- Differential temperature elongation between aluminium and timber, which may lead to the defect in aluminium-to-timber fixing.

To prevent this differential deformation, countersunk head screws are usually used to fix the aluminium (or inox) profile to the wood, and the range of thermal elongation of the aluminium profile (depending on the type of the glass and of the construction of the frame), can be illustrated by an example of typical 3600 mm high unit:

- on the yearly basis the temperature of the aluminium profile will vary between approximately 0°C and 40-50°C, resulting in 3,3-4,1 mm differential aluminium-to-wood dilatation, or 1,6-2,0 mm at screws located near profile's ends;

- on the daily basis in the summer the temperature of the aluminium profile will vary between approximately 20°C and 40-50°C, resulting in 1,6-2,5 mm differential aluminium-to-wood dilatation, or 0,8-1,2 mm at screws located near profile's ends.

Since the movement capacity at screws is limited or prevented, this elongation will cause the searing load in screws and over time this will lead to the deterioration of the connection and eventually to the failure of the metal-wood assembly, which has been observed in the practice. If stainless steel is used instead of the aluminium, the differential movement will be reduced to 40% of those of the aluminium, but still, over a number of cycles, detrimental effects may be observed.



Figure 1. Countersunk head screws fixing the inox profile with limited movement capacity

- Screws that fix the aluminium have the same temperature as the aluminium section, so the possible difference in the temperature between aluminium and timber sections may lead to the local condensation around screws, leading to the rot localized at screw holes and subsequent failure of the connection.

2.2 Goals of the Research Conducted under R&D Project TimberCW. The scope of this research was to develop a functional, fully unitised curtain wall system that would:

- feature split timber mullions and stack joints;
- have zero (0%) aluminium content;
- have the same sight lines (width of the frame), structural stiffness and loadbearing capacity as the equivalent aluminium system;
- have the same or better weathertightness performance as the equivalent aluminium system;
- have better energy performance than the equivalent aluminium system.

2.2.1 Unitised Construction. Unitised systems are fully preassembled in the shop, and shipped to the site for the installation already complete with the frame, infill and gasketry. Although more complex than stick systems, there are significant advantages of timber unitised systems:

- unitised systems are installed from the inside, without the requirement for the scaffolding or external platforms;
- shop production and assembly maximise the quality of the workmanship;
- appropriate for the structural silicone;
- stack joints enable the accommodation of large differential vertical movements between floors.

2.2.2 Zero Aluminium Content. Aluminium is a material with the large carbon footprint, due to its poor thermal properties (conductivity 160 W/mK) and to high energy requirements for the production, processing and recycling. Exclusion of the aluminium from the TimberCW system effectively increases the energy efficiency. Interaction problems between aluminium and the wood are thus eliminated as well.

3. Design Concept. TimberCW is a system entirely comprised of glued laminated wood profiles, using spatial lamination – longitudinal, lateral and layered gluing of wood lamellae [2], incorporated in a fully unitised curtain wall design. Glass units are fixed to the frame by the structural sealing, which avoids the direct exposure of wood elements to the weather. Unitised systems feature split mullions; conveniently slim in typical aluminium framing design, that provide aesthetic narrow sight lines.

3.1 Equivalent Aluminium System. In typical curtain wall applications, spanning between floors, the main limiting structural property of frame members is stiffness, rather than resistance. The allowed lateral deflection d under the design load is, according to EN 13830 [3].

- $d \leq L / 200$, if $L \leq 3000$ mm;
- $d \leq 5 \text{ mm} + L / 300$, if $3000 \text{ mm} < L < 7500$ mm;
- $d \leq L / 250$, if $L \geq 7500$ mm.

Frame elements of TimberCW have the same stiffness of the equivalent aluminium system. The chosen comparable aluminium system is series 180 by Permasteelisa. The width of the frame is maintained the same for both systems, 90 mm. TimberCW system features are the following:

- split wood mullions and stack joints;
- zero (0%) aluminium content;
- same sight lines (width of the frame) as the equivalent aluminium system;
- structural properties and loadbearing capacity not lower than the equivalent aluminium system;
- same or better weathertightness performance as the equivalent aluminium system;
- better energy performance than the equivalent aluminium system and adequate durability.

The Young's module of elasticity in bending of the wood is 4-7 times lower than that of the aluminium. Also, the limiting bending stress is much lower, depending on the used wood species and grade. The system depth has to be increased approximately 30% in order to match the structural

performance of the aluminium frame. The depth of the wood profile is 180 mm and of the aluminium profile 140 mm, i.e. 28,6% more for the nearly equal lateral stiffness.

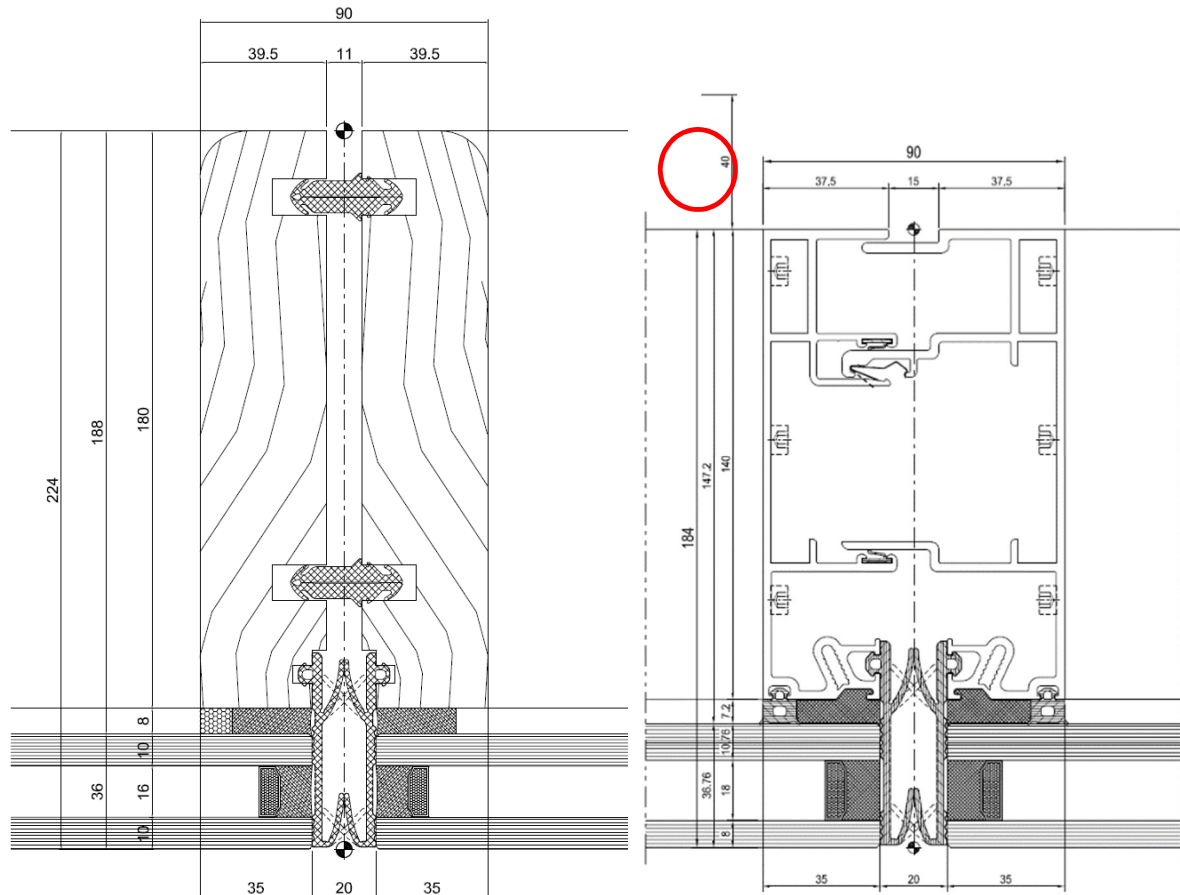


Figure 2. Wood frame and equivalent 180 series aluminium frame

3.2 TimberCW Profiles. The profiles used are from glued laminated timber (glulam), using spatial lamination – longitudinal, lateral and layered gluing of lamellas. Grain orientation in different lamellas reduces the risk of warping and a single thin lamella is on the side face for the improved aesthetic quality.

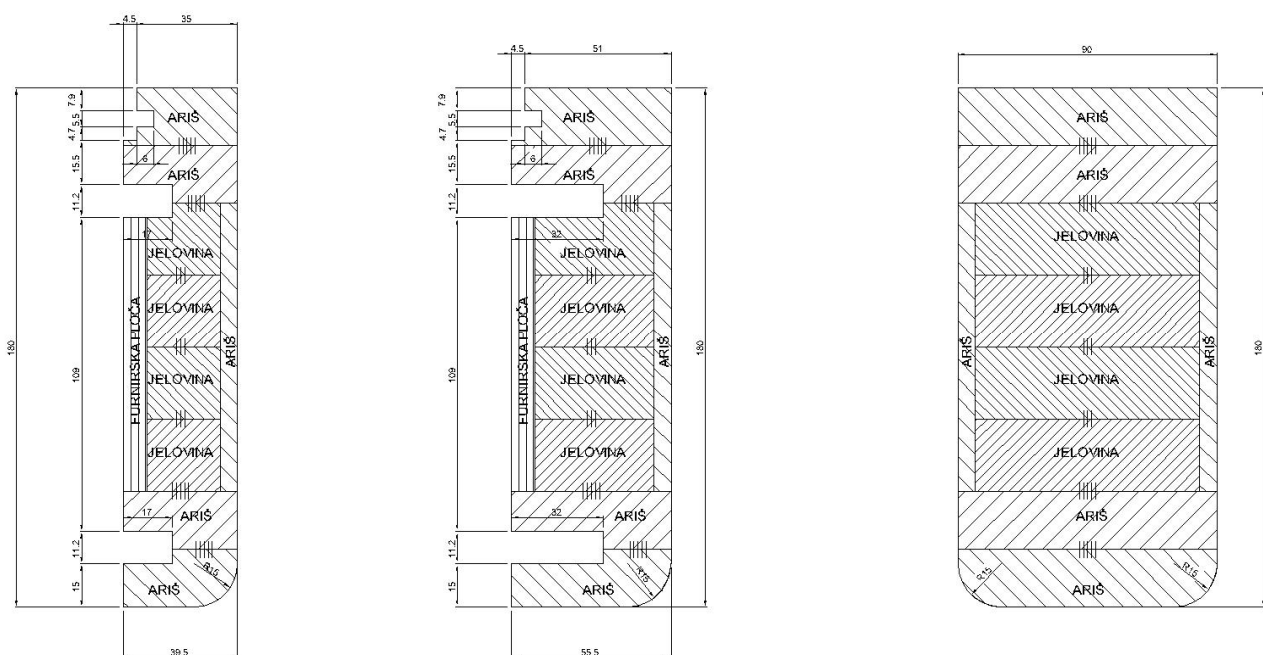


Figure 3. Wood profiles: mullion and upper transom (left), lower transom, intermediate transom

The section has been developed in the collaboration with University of Zagreb, Faculty of Forestry. The material used for the sample was fir wood for the core and Siberian larch for the ridges, Marine grade plywood stiffened the internal lateral face. The choice of the wood material was based on its availability, moderate cost and adequate structural properties. Final choice can be project driven, and a number of other species, including hardwood, may be used.

3.3 Corner Connection. A vertical row of curtain wall units structurally forms a Gerber beam. The horizontal reaction from the upper unit is transferred to the lower unit through the stack joint using bespoke spigots at the corners of the unit. Mullion sections in unitised system are very narrow, for 90 mm of the frame width, the mullion width is only 39,5 mm and specialised bespoke corner connections are required to form the corners of the frame and enable the load transfer the load in limited space. Connection corners and brackets in stainless steel 1.4404 have been developed for this [4, 5].

The transfer of the shear load through the corner connection (joint of the Gerber beam) until the failure has been successfully tested (on three corner samples) at Faculty of Civil Engineering of University in Rijeka. The observed range of results was homogeneous. The increase of the deformation was approximately linear and it did not show any significant plastic deformation after the load release at 5 kN. The breakage pattern was through the splitting of the wood at fixings of the stainless steel connection joint. The resulting loadbearing capacity (~15 kN) is superior to the loadbearing requirements of the joint (2,5-4,0 kN).



Figure 4. Appearance of TimberCW profile

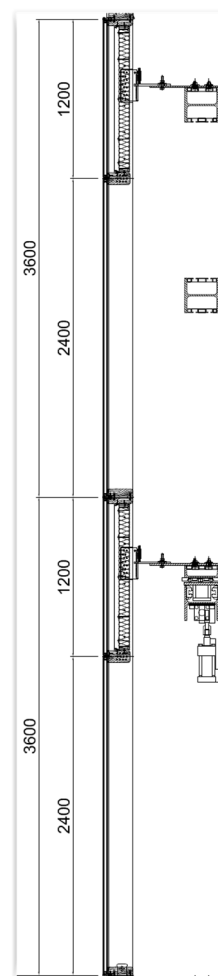
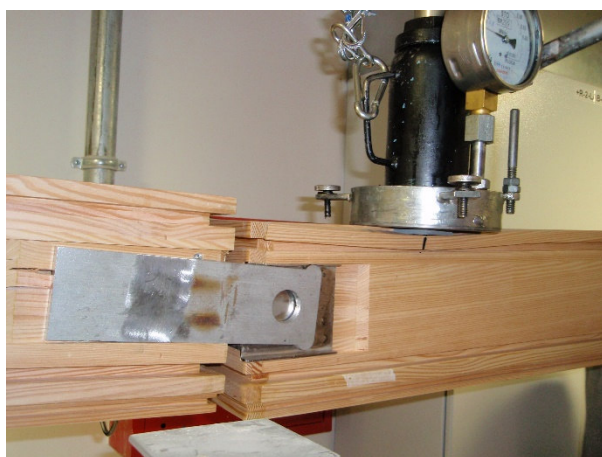


Figure 5. Structural test of the corner connection (left) and Gerber beam system (right)

3.4 Structural Glazing. Since the aim of the development was to eliminate aluminium parts from the design, the mechanical glazing with external retaining clips was not preferred, as it would expose timber elements to the external weather. Glass units are fixed directly to the timber frame by structural sealing. The structural silicone used is two component Sikasil SG500. The silicone joint and the process of the application have been developed with the collaboration of the company Sika and tested for adhesion in their laboratory [6, 7], while tensile strength was tested by Permasteelisa [8].

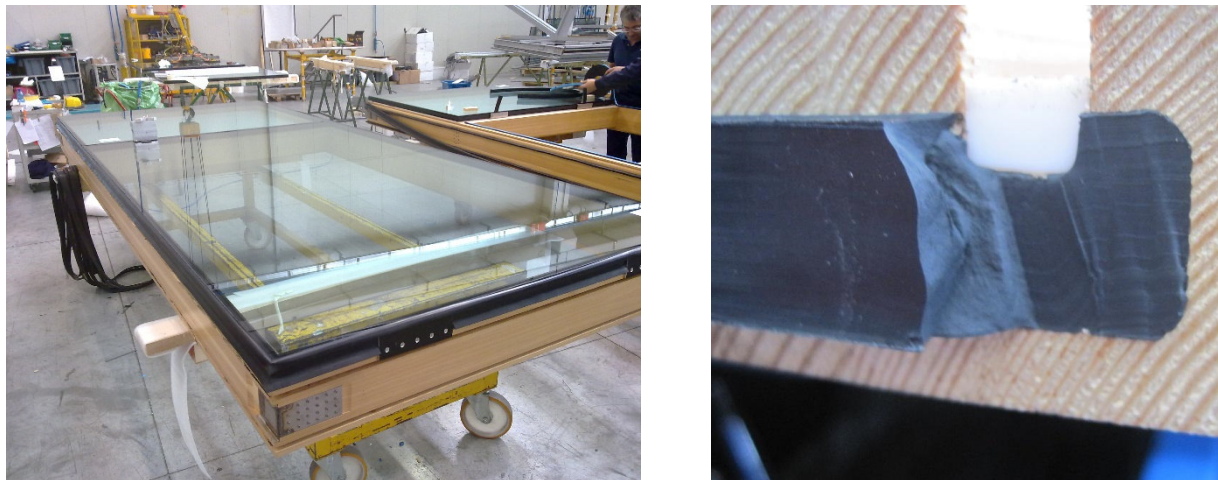


Figure 6. Glazed unit (left) and peel test – pure cohesive failure (right)

3.4.1 Peel test. The adhesion of 3 silicones were tested (peel test according to EN 13022-2: A.3.2 and C.3.1): Sikasil SG-500 (two component structural silicone sealant), Sikasil SG-20 (one component silicone sealant for structural glazing) and Sikasil WS-605 (one component silicone weather sealant). The silicone was applied to the:

- non-treated surface;
- surface of the sample that was painted with water based transparent finish (the surface in contact with the silicone was protected by adhesive tape);
- and to the surface of samples impregnated with fire retardants.

Surfaces in all combinations both treated and not with the primer. Samples were conditioned up to 21 days in the water saturated atmosphere (90% RH) and high temperature (55°C).

The results of the adhesion test were positive, meaning that the silicone peels through the cohesive failure, proving that the adhesion to the substrate is higher than the cohesive strength (denominated by “1”). Only samples of Sikasil SG-20 (not used for the project) on non-primed surface showed partial adhesive failure (“2” through “5”) and separation of edges (“RA”).

3.4.2 Tensile Strength Test. Tensile strength test [8] of silicone (EN 13022-2: A.3.1 and C.5 and EN 15434) on 10 “H” samples. The results of the adhesion test were positive. No adhesion failure was observed. All samples broke through cohesive failure in the silicone within known material strength limits. At 4 samples the breakage of the wooden substrate was observed, caused by the small thickness of the wooden lamella used (between 5,6 and 5,8 mm), but this did not invalidate the test results.

4. Performance Mock-up Testing. Full scale laboratory testing of a two-storey high by three units (4500mm x 7200mm) sample was carried out in Permasteelisa laboratory (Vittorio Veneto, Italy). The sample were successfully tested according to EN 13830 and certification obtained for constructability, air permeability, water tightness, serviceability, thermal cycling, accommodation of building movements, impact and structural resistance, proving this concept suitable for project application [9].

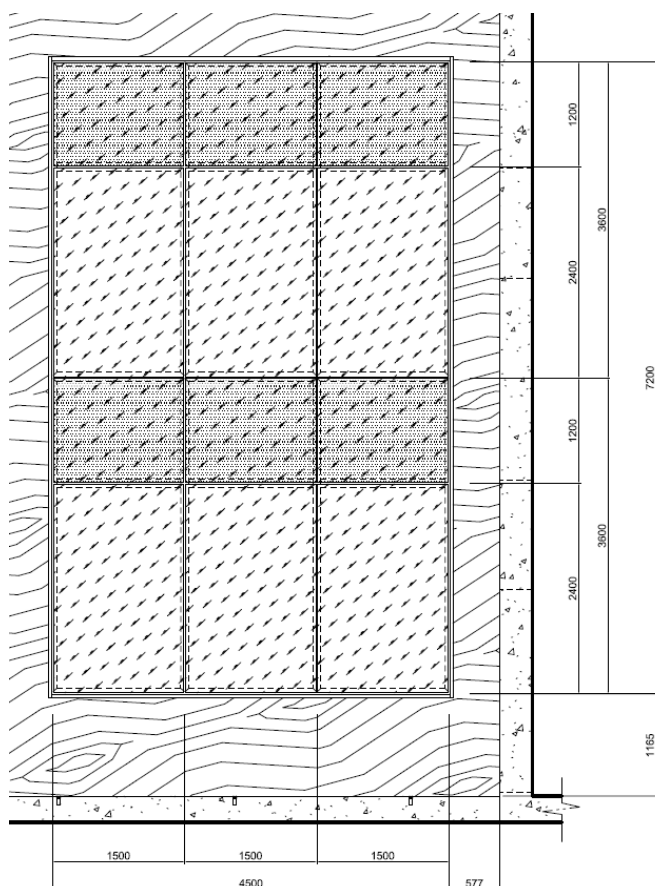


Figure 7. Sample geometry (left) and external view on installed sample (right)

Test sequence and performance:

- 1 – Air permeability ± 600 Pa
- 2 – Static watertightness 600 Pa
- 3 – Wind resistance ± 2 kPa
- 4 – Air permeability ± 600 Pa
- 5 – Static watertightness 600 Pa
- 6 – 3 temperature cycles $-20^{\circ}\text{C} / +50^{\circ}\text{C}$
- 7 – Air permeability 600 Pa (chamber only)
- 8 – Air permeability ± 600 Pa
- 9 – Static watertightness 600 Pa
- 10 – Vertical movements ± 10 mm* -1 cycle
- 11 – Horizontal racking ± 7 mm - 2 cycles
- 12 – Air permeability ± 600 Pa
- 13 – Static watertightness 600 Pa
- 14 – Dynamic watertightness 600 Pa (airplane engine)
- 15 – Water hose test
- 16 – Safety test ± 3 kPa
- 17 – Impact load, external in 3 points, 45 kg falling from 950 mm
- 18 – Impact load, internal in 3 points, 45 kg falling from 950 mm



Figure 8. List of test sequence and performances (left) and internal view on installed sample (right)

5. Energy Performance. In order to evaluate the thermal performance of the Timber CW, a comparative analysis of 4 different systems is made for a typical unit, characteristic for unitised curtain wall projects [10] The modular width of a unit is 1500 mm and the height 3600 mm, of which 2400 mm is the visual area and 1200 mm is the insulated shadowbox. It has been assessed the thermal

transmittance characteristic for winter conditions, using 2 different glass configurations: a double-glazed unit (DGU, $U_g = 1,1 \text{ W/m}^2\text{K}$) and a triple glazed unit (TGU, $U_g = 0,6 \text{ W/m}^2\text{K}$).

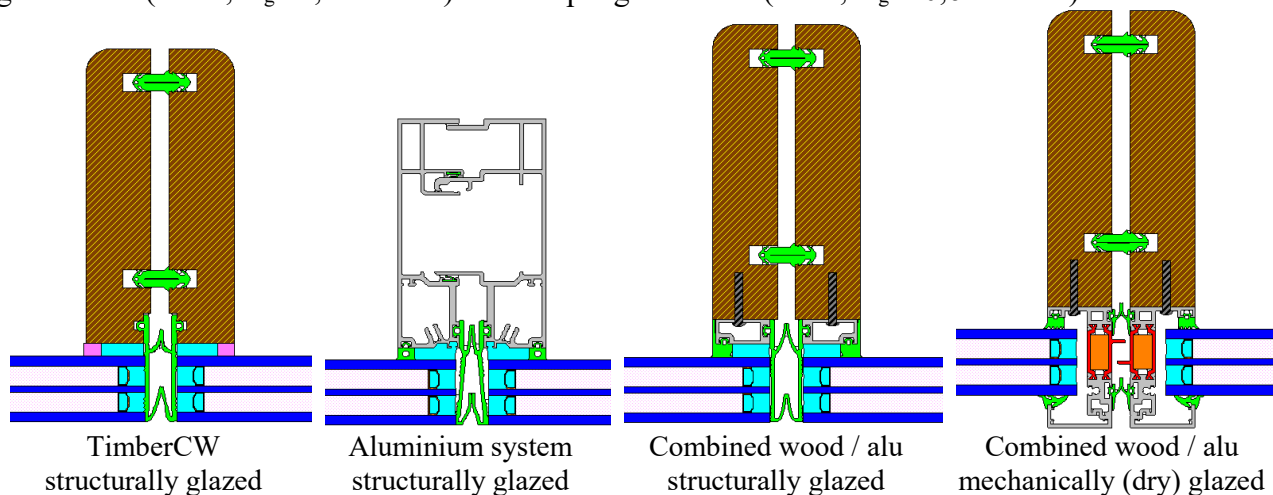


Figure 9. Four framing systems subjected to the thermal transmittance assessment

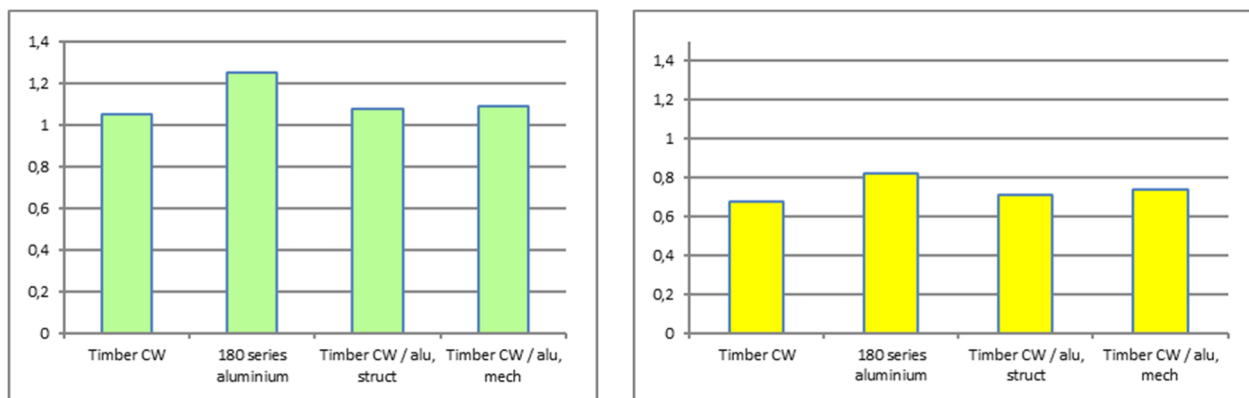


Figure 10. Overall U_g [$\text{W/m}^2\text{K}$] for double glazed, DGU (left) and triple glazed unit, TGU (right)

TimberCW has 84% of the overall thermal transmittance of the aluminium system for the option with DGU ($U_g = 1,05$ vs $1,25 \text{ W/m}^2\text{K}$) and 83% for the option with TGU ($U_g = 0,68$ vs $0,82 \text{ W/m}^2\text{K}$). Composite systems fall in between.

6. Conclusions. The development of the TimberCW system has proven to be a successful innovative technical solution in meeting the proposed targets:

- Spatially laminated wood frames with specifically developed fittings proved applicable for a fully unitised prefabricated façade system, featuring advantages over wood stick façade systems and aluminium constructions.

- The structural glazing directly to the wooden frame proved to be feasible and functional after the extensive testing.

- Energy performance of the wood-based framing system is better than of the equivalent aluminium curtain walling, resulting in ca 35-41% better thermal transmittance of the frame alone (for the warm glass edge technology) and up to 20 % better overall thermal transmittance of the building envelope. The carbon footprint and heating costs are demonstrated to fall below the standard aluminium prefabricated façade elements. 0% aluminium content contributes to the reduction of the embedded energy in the system.

- The structural properties, weathertightness and transparency of the TimberCW building envelope are equal or better than the aluminium solutions. Standard testing of the TimberCW system proved that all the high end requirements according to EN 13830 are fulfilled, rendering the system suitable for high-rise buildings and adverse climatic conditions.

TimberCW demonstrates that the structurally glazed unitised systems using innovative wooden frames is the feasible technology that provides better energy performance than aluminium based

systems. At the same time, it is advantageous to composite alu-wood stick systems, being suitable for high-rise buildings and avoiding some stick related constraints (poor movement accommodations and aluminium-to-wood fixing problems).

Acknowledgment. The research presented in this paper was done within the granted scientific project, no. uniri-tehnic-18-127, financially supported by the University of Rijeka, Croatia.

References

- [1] “Tackle Climate Change: Use Wood”, CEI-Bois, 2013
- [2] “Technical Report - Technical Design of the Wooden Prototype Members of The Curtain Walling System”, Nr LDG HT - 18/2013, Laboratory for Wood in Construction (LDG) of the Faculty of Forestry - University of Zagreb, Croatia, 06/2013
- [3] EN 13830:2003 “Curtain Walling – Product Standard“
- [4] “Izvještaj o ispitivanju lameliranih drvenih greda“, Faculty of Civil Engineering of University in Rijeka, 07/2012
- [5] “Izvještaj o ispitivanju drvenog priključka greda“, Faculty of Civil Engineering of University in Rijeka, 01/2013
- [6] Sika Services AG, “Adhesion test – P.ISA 105/2012 S“, 00077-CTS2-00004, 12/2012
- [7] Sika Services AG, “Wood Façade – P.ISA 04/2013 S“, 00077-CTS2-00005, 03/2013
- [8] Permasteelisa, “Wood Façade – Laboratory test report“, QCR SG, 12/2012
- [9] “Report 48942W – Timber Curtain Wall – Façade Performance Test“, Sandberg Consulting Engineers, 07/2013
- [10] N. Buljan, A. Bjelanović, H. Turkulin, M. Zobec, “Comparing the energy efficiency of a timber curtain wall with an aluminium system“, *Conference proceedings, 10th Energy Forum: Advanced Building Skins*. Bern, 11/2015, pp. 502-511.

ДЕРЕВ'ЯНА НАВІСНА СТИНА – ІНОВАЦІЙНА СИСТЕМА ЗІ СТРУКТУРНИМ СКЛІННЯМ ЯК ЄДИНА УНІФІКОВНА ОГОРОДЖУЮЧА КОНСТРУКЦІЯ

¹Бульян Н., інженер з технічного супроводу,
n.buljan@permasteelisagroup.com, ORCID: 0000-0002-5515-2808

²Бєланович А., к.т.н., професор,
adriana.bjelanovic@gradri.uniri.hr, ORCID: 0000-0002-1872-3253

³Туркулін Н., к.т.н., професор
hturkulin@sumfak.hr, ORCID: 0000-0002-8667-6321

¹Permasteelisa Group, RI ISA d.o.o.

13, Petra Kobeka Street, Пієка, 51000, Хорватія

²Факультет цивільної інженерії Університету Пієки
3, Radmile Matejčić Street, Пієка, 51000, Хорватія

³Факультет лісового господарства Університету Загреб
25, Svetošimunska cesta, Загреб, 10000, Хорватія

Анотація. У цій роботі представлені результати досліджень, проведених в рамках R&D проекту. Основна мета полягала в тому, щоб застосувати сучасну технологію поєднання алюмінію та дерев'яних каркасів, а також покращити енергоефективність конструкції та створити екологічно чистий продукт, фізичні, конструктивні та естетичні характеристики якого рівні або навіть вище елементів аналогічних алюмінієвих систем. TimberCW це інноваційна система зі структурним склінням дерев'яної навісної стіни, яка повністю складається з ламінованих дерев'яних профілів, включених у повністю збірну об'єднану конструкцію огороджуючої стіни, де скляні панелі приклеєні структурним силіконом до дерев'яних рам. Ця нова концепція повністю виключає алюмінієві елементи конструкції та забезпечує високу атмосферонепроникність. Для збереження тонких поперечних перерізів, які

є звичайними для алюмінієвих конструкцій, були розроблені та проведені лабораторні випробування спеціалізованих кутових з'єднань в дерев'яному каркасі на кронштейнах з нержавіючої сталі. Представлено порівняльний аналіз енергоефективності та оцінку ризику конденсації TimberCW та повністю уніфікованих алюмінієвих систем ідентичної загальної геометрії та конструктивних характеристик. Були проведені повномасштабні лабораторні випробування та отримана сертифікація, що підтверджує, що концепція TimberCW підходить для проектного застосування.

Ключові слова: TimberCW, ламінований дерев'яний каркас, уніфікована система, навісна стіна зі структурним склінням, теплові характеристики.

ДЕРЕВЯННАЯ НАВЕСНАЯ СТЕНА – ИННОВАЦИОННАЯ СИСТЕМА СО СТРУКТУРНЫМ ОСТЕКЛЕНИЕМ КАК ЕДИНАЯ УНИФИЦИРОВАННАЯ ОГРАЖДАЮЩАЯ КОНСТРУКЦИЯ

¹Бульян Н., инженер по техническому сопровождению,
n.buljan@permasteelisagroup.com, ORCID: 0000-0002-5515-2808

²Беланович А., к.т.н., профессор,
adriana.bjelanovic@gradri.uniri.hr, ORCID: 0000-0002-1872-3253

³Туркулин Н., к.т.н., профессор
hturkulin@sumfak.hr, ORCID: 0000-0002-8667-6321

¹Permasteelisa Group, RI ISA d.o.o.

13, Petra Kobeka Street, Риека, 51000, Хорватия

²Факультет гражданской инженерии Университета Риеки

3, Radmile Matejčić Street, Риека, 51000, Хорватия

³Факультет лесного хозяйства Университета Загреб

25, Svetošimunska cesta, Загреб, 10000, Хорватия

Аннотация. В данной работе представлены результаты исследований, проведенных в рамках R&D проекта. Основная цель заключалась в том, чтобы применить современную технологию сочетания алюминия и деревянных каркасов, а также улучшить энергоэффективность конструкции и создать экологически чистый продукт, физические, конструктивные и эстетические характеристики которого равны или даже выше элементов аналогичных алюминиевых систем. TimberCW это инновационная система со структурным остеклением деревянной навесной стены, полностью состоящая из ламинированных деревянных профилей, включенных в полностью сборную объединенную конструкцию ограждающей стены, где стеклянные панели приклеены структурным силиконом к деревянным рамам. Эта концепция полностью исключает алюминиевые элементы конструкции и обеспечивает высокую атмосферонепроницаемость. Для сохранения тонких поперечных сечений, обычных для алюминиевых конструкций, были разработаны и проведены лабораторные испытания специализированных угловых соединений в деревянном каркасе на кронштейнах из нержавеющей стали. Представлен сравнительный анализ энергоэффективности и оценка риска конденсации TimberCW и полностью унифицированных алюминиевых систем идентичной общей геометрии и конструктивных характеристик. Были проведены полномасштабные лабораторные испытания и получена сертификация, что подтверждает, что концепция TimberCW подходит для проектного применения.

Ключевые слова: TimberCW, ламинированный деревянный каркас, унифицированная система, навесная стена со структурным остеклением, тепловые характеристики.

UDC 624.014:624.074.7:624.953

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-25-32

PARAMETERS DETERMINING THE DEGREE OF THE REQUIRED EXTERNAL TRANSVERSAL FRP REINFORCEMENT OF METAL CYLINDRICAL TANKS**Dziuba S.V.**, Ph.D., Associate Professorpdo@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0002-2413-9651**Korshak O.M.**, Ph.D., Associate Professorbagiraolga@ukr.net, ORCID: 0000-0001-7346-252X**Mikhailov O.O.**, applicant for Ph.D.pdo.ogasa@gmail.com, ORCID: 0000-0003-0299-8137*Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa*

Abstract. The main reasons for the wear of the walls of metal cylindrical tanks are corrosion and fatigue of the metal of their vertical joints. It is possible to replenish for the corrosion losses of the material, as well as to reduce the level of acting stresses to values allowed by the conditions of metal fatigue, with external transverse reinforcement with fiber reinforced plastic (FRP).

Sequential consideration of the operation of steel shells of cylindrical tanks reinforced with external transverse FRP reinforcement allows to obtain the values of the corresponding hoop stresses. The necessary limitation of the values of the maximum stresses of the metal components makes it possible to determine the coefficients of the external FRP reinforcement of these structures. Herewith the analysis of the obtained theoretical results indicates the mandatory need to take into account the temperature deformations of structural elements that exhibit different temperature-deformation properties, as well as a significant impact on the results obtained by the longitudinal deformations of the metal shells of these structures.

The calculation methods proposed in the article make it possible to determine the necessary parameters for strengthening the bodies of metal cylindrical tanks with an external transversely directed FRP reinforcement that perceives the actions of ring forces. The main factors determining the effectiveness of the obtained solutions are the residual strength of the material of the metal shells of the tanks, as well as the modulus of elasticity of the used FRP.

The theoretical expediency of the effective use of low-modulus FRP is confirmed for structures with high strength indicators of metal bases, and high-modulus – in cases of significant limitation of the stress level of metal elements.

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

Introduction. Long-term operation of tank structures is one of the main reasons that determine their physical wear and associated accident rate. The main cause of physical wear of the walls of tanks of small and medium capacity (1000...5000 m³) is corrosion. The performance of the walls of metal tanks of large sizes (with a capacity of more than 5000 m³), having a large thickness of elements (12 mm or more), is largely determined by the fatigue of the metal used, which is most critically manifested in vertical welded joints [1].

The problem of combating wall corrosion of tanks is usually solved using widely used paint and varnish protection methods, including the introduction of thick-film (2...3 mm) epoxy-containing coating systems, which may include glass fiber layers. To strengthen the tank shells, providing for the reinstatement of the bearing capacity of their walls, various methods can be used as replacing damaged elements, the general banding, the installation of various horizontal stiffeners that cover defective vertical joints, welding along the entire length of vertical connections of the special inserts, etc [2]. As alternative solutions, it was also proposed to use continuous winding of high-strength wires or tapes installed with prestressing on the shells of metal cylindrical tanks [3, 4].

The traditional strengthening methods described above, giving quite acceptable results, are associated with a number of design and technological shortcomings, often leading to the fact that the

complete replacement of these structures is considered as a more effective solution. It becomes possible to avoid many disadvantages of widely used reinforcing structures, significantly simplify the technology and reduce the time of the mounting within the using of the methods of external transverse reinforcement of the walls of cylindrical tanks by high-strength FRP materials, the most effective type of which is carbon fiber reinforced plastic (CFRP) [5].

Thus the complex of problems to be solved when extending the effective operation of metal tank bodies includes the reinstatement of the lost bearing capacity of their walls, which is a potential cause of the most dangerous and costly accidents of these structures [1]. It becomes possible to replenish the working material of the walls of the tanks, as well as to reduce the level of acting stresses with external reinforcement by transverse FRP [2].

Existing theoretical base. The operability of reinforcements of structures of a closed geometric shape, carried out by external transverse reinforcement with high-strength FRP materials, has been evaluated in engineering practice for a relatively long time. In construction, such design solutions are widely used to increase the bearing capacity of reinforced concrete columns and cylindrical structures, in particular tanks [6-9]. At the same time, the existing regulatory framework for strengthening reinforced concrete structures with FRP is quite extensive, there are national and interstate documents that cover this issue quite fully. With regard to metal structures, the reinforcement of which by FRP began almost 20 years later, there are no national defining regulatory documents [5]. The recommendations that exist in the world on the calculation and design of building structures combining metal and FRP materials are very limited and do not cover all cases of their possible operation [10-15]. The problem is complicated by the fundamental differences in the nature of the operation and destruction of reinforcements of metal structures from, for example, reinforced concrete structures, as well as there is the impossibility of using pure solutions tested in the aircraft industry and astronautics, which is explained by significant differences in the dimensions of the cross sections of the elements, the nature of the existing internal forces, the values and the duration of the applied loads, the impossibility of an empirical approach with multiple series of experimental studies of full-scale elements of building structures and the peculiarities of using cheaper reinforcing and, most importantly, matrix-adhesive materials.

Consideration of the existing theoretical basis for strengthening metal structures with FRP poses a number of problems when considering the walls of cylindrical tanks. Currently, there is an insistent need for a corresponding systematization and adaptation of the existing world practice of reinforcing metal structures by FRP (within extremely limited national practice), in relation to the operation of cylindrical tank shells. It is necessary to develop methods for strengthening the walls of metal tanks in the absence of working loads, as well as with prestressing of reinforcing elements installed in the time of continuous operation of structures. It is required to determine the degree of influence of thermal stresses on the operation of cylindrical shells of tanks made up of layers, the materials of which have significant differences in the values of the coefficients of linear thermal deformations.

Thus the lack of an adequate regulatory framework [2, 16] largely hinders the practical implementation of the method of transverse FRP reinforcement of steel tanks.

The purpose of the work is to determine an applied method acceptable for the calculation of metal cylindrical tanks that perceive internal pressure and are reinforced by external transversely directed FRP reinforcement, taking into account differences in the temperature deformation of the used materials, as well as the definition of general factors affecting the efficiency of the applied solution.

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 then strengthened by transverse prestressed FRP elements with prestress σ_0 and thickness t_f continuously located along its height, experiencing a subsequent increase in pressure by an amount ΔP (Fig. 1), 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 [16]:

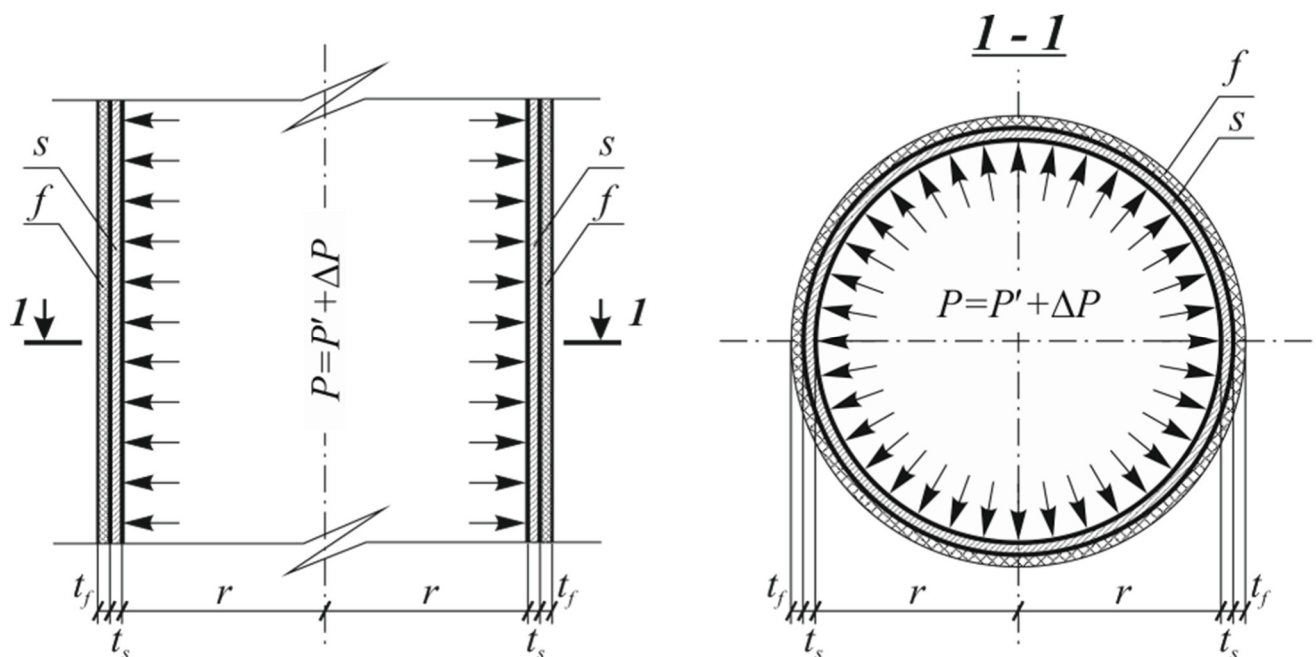


Fig. 1. Calculation drawing of a steel cylindrical shell of a tank reinforced with external transverse FRP: s – the steel shell of the tank, f – the layer of external transverse FRP reinforcement

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

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 ΔP 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; μ – Poisson's ratio of the material of the steel component of the tank wall; σ_{f0} – prestressing in the elements of fiber-reinforced plastic; α_s and α_f – coefficients of linear thermal deformation of steel and a layer of FRP; ΔT_{s1} and ΔT_{f1} – the most critical temperature changes of the steel and FRP components of the shell, causing maximum additional stresses in the steel; ΔT_{s2} and ΔT_{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 case that determines the temperature regimes of operation of the absolute mass of metal tanks is a smooth change in temperatures with the same values ΔT in all layers of complex walls.

At present, two fundamental approaches have been formed to the practical consideration of the nature of the operation of metal cylindrical shells reinforced by external transverse reinforcement, which perceives the action of only ring forces.

On the one hand, classical works [3, 4], which analyze the strengthening of metal cylindrical shells by winding high-strength metal wires and tapes, state that taking into account the longitudinal stresses of these structures leads to a slight increase in the thickness of the steel parts of the walls and a decrease in the thickness of the reinforcing layers, refining the calculation by no more than by 4...5%. Thus, in this case, under the influence of considerations of a significant simplification of practical calculations, the assumption of the applicability of the statement $N_{f(x,z)} \approx N_{s(x,z)} \approx (\Delta P)r$.

On the other hand, the distinguishing features of the use of external FRP reinforcement of tanks from reinforcing winding by metal elements are a much larger possible range of ratios of the elastic

modules of the working parts of the wall structure, 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 $\alpha_s = +10,4 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. The foregoing limits the applicability of simplifications of the classical approach, abstracted from steel deformations directed along the axes of the tank shells.

The solution of the problem of determining the required working thicknesses of the FRP components of the complex walls of the cylindrical tanks under consideration, without taking into account the longitudinal deformations of the metal shells and with their presence, is given below.

The case of abstraction from longitudinal deformations of metal shells of tanks. Combined consideration of expressions defining stresses in the steel wall of the tank and reinforcing FRP elements (1), abstracted from the longitudinal stresses of the shell (i.e. $N_{f(x,z)} \approx N_{s(x,z)} \approx (\Delta P)r$) and taking into account uniform change in temperatures ΔT of materials of all layers of the structure, allows to get the interdependence between the considered stresses

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

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

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

In the absence of initial pressure at the moment of reinforcement of the reservoirs (i.e. $P'=0$) and installation FRP reinforcement without applying 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 value that determines the change in stresses under the influence of temperature deformations.

Limiting in the last expression the stress value of the steel component σ_s of the complex wall of the tank by the yield strength of the material f_{yd} or the limiting stress value that is permissible from the fatigue conditions of the material of the joints of its non-reinforced structure, it becomes possible to obtain the maximum stresses of the FRP component corresponding to the case of maintaining the overall performance

$$\sigma_f^{\max} = (f_{yd} + \Delta\sigma_T)m. \quad (4)$$

Taking into account the condition of equilibrium of the acting forces

$$N_{\Delta P(x)} = \Delta P \cdot r = \sigma_s t_s + \sigma_f t_f, \quad (5)$$

where $N_{\Delta P(x)} = \Delta P \cdot r$ – conditional ring force per unit section of the complex wall of the tank, arising when the internal pressure changes by ΔP ,

and limiting condition (4), it becomes possible to obtain the required thickness of an external transverse FRP reinforcement

$$t_f = \frac{N_{\Delta P(x)} - f_{yd} t_s}{(f_{yd} + \Delta\sigma_T)m}. \quad (6)$$

Entering the coefficient of the required degree of external FRP reinforcement $k_{f(t)} = t_f / t_s$ is possible to get

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

where $\Delta\sigma_{s+} = \frac{N_{\Delta P(x)}}{t_s} - f_{yd}$ – conditional excess of stresses over its limiting value (yield strength of steel or maximum stresses determined by the fatigue of the material of the joints) in a metal shell in the absence of external reinforcement.

The case of accounting for longitudinal deformations of the metal shells of tanks. Similar to the previous case, the combined consideration of the expressions that determine the stresses in the steel wall of the tank and the reinforcing FRP elements (1), 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 ΔT of materials of all layers of the structure, allows to get the interdependence between these stresses

$$\sigma_f = \frac{m}{A} \left[\sigma_s - \sigma'_{s0(x)} + \sigma_{f0} \frac{t_f}{t_s} + \Delta\alpha \cdot \Delta T \cdot E_s \frac{At_s + t_f m}{t_s + t_f m} \right] + \sigma_{f0}, \quad (8)$$

where $\sigma'_{s0(x)} = P' \cdot r / t_s$ – stresses in the steel shell before the start of the reinforcement process; $\Delta\alpha = \alpha_s - \alpha_f$ – the difference between the coefficients of linear thermal deformation of steel and the layer of FRP; $A = [1 + m(t_f/t_s)(\mu/2)] / (1 - \mu/2)$ – auxiliary value.

In the absence of initial pressure at the moment of reinforcement of the tanks (i.e. $\sigma'_{s0(x)} = 0$) and the installation of FRP reinforcement without prestressing ($\sigma_{f0} = 0$), expression (8) takes the form

$$\sigma_f = \frac{m}{A} \left[\sigma_s + \Delta\sigma_T \frac{At_s + t_f m}{t_s + t_f m} \right], \quad (9)$$

In accordance with (9), the allowable stresses in FRP from the condition of ensuring the operability of the steel part of the structure is

$$\sigma_f^{\max} = \frac{m}{A} \left[f_{yd} + \Delta\sigma_T \frac{At_s + t_f m}{t_s + t_f m} \right], \quad (10)$$

where f_{yd} – design yield strength of steel or the limiting stress value permissible from the conditions of fatigue of the material of the shell joints.

Joint consideration of the condition of equilibrium of ring forces $N_{\Delta P(x)} = \Delta P \cdot r = \sigma_s t_s + \sigma_f t_f$ and the constraint (10) allows obtaining the required thickness of a continuous external transverse FRP

$$t_f = \frac{A}{m} \cdot \frac{N_{\Delta P(x)} - f_{yd} t_s}{f_{yd} + \Delta\sigma_T \frac{At_s + t_f m}{t_s + t_f m}}. \quad (11)$$

The value of the coefficient that determines the degree of required external FRP reinforcement $k_{f(t)}$, in this case is

$$k_{f(t)} = \frac{t_f}{t_s} = \frac{A}{m} \cdot \frac{(N_{\Delta P(x)}/t_s) - f_{yd}}{f_{yd} + \Delta\sigma_T \frac{At_s + t_f m}{t_s + t_f m}} = \frac{A}{m} \cdot \frac{\Delta\sigma_{s+}}{f_{yd} + \Delta\sigma_T \frac{At_s + t_f m}{t_s + t_f m}}, \quad (12)$$

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.

Transformation of (12) allows obtaining the following equation

$$A_1 k_{f(t)}^2 + A_2 k_{f(t)} - A_3 = 0, \quad (13)$$

where $A_1 = m[(1 - \mu/2)f_{yd} - (\mu/2)\Delta\sigma_{s+} + \Delta\sigma_T]$; $A_2 = (1 - \mu/2)f_{yd} - (1 + \mu/2)\Delta\sigma_{s+} + \Delta\sigma_T$;
 $A_3 = \Delta\sigma_{s+}/m$.

The meaningful solution of equation (13) determines the required value of the coefficient of external FRP reinforcement

$$k_{f(t)} = \frac{t_f}{t_s} = \frac{1}{2A_1} \left[(A_2^2 + 4A_1A_3)^{\frac{1}{2}} - A_2 \right] = A'_3 - \frac{A_2}{A_1}, \quad (14)$$

where $A'_3 = 1/m$.

Numerical studies and related analysis. A significant difference in the values of the coefficients of linear thermal deformation of FRP and steels determines the significant effect of changes in operating temperatures on the stress state of cylindrical tanks reinforced with appropriate external transverse reinforcement.

Thus, the results of numerical calculations that considered the change in the coefficient of FRP reinforcement $k_{f(t)}$ for plastics based on various reinforcing fibers (*E-glass fiber, aramid fiber, high strength (normal modulus) carbon fiber, high modulus carbon fiber*), obtained with a single excess of stresses $\Delta\sigma_{s+} = 1$ over the limiting value f_{yd} , in different ranges of operating temperatures ΔT , indicate their multiple variability.

An analysis of the dependences of the coefficients $k_{f(t)}$ on operating temperatures ΔT indicates a general trend of the supreme influence on this parameter of the values of the elastic modules E_f of the used FRP, as well as the strength characteristics of the material of steel shells f_{yd} (with an increase in these indicators, a decrease in these coefficients is observed).

The characteristic of influence of the temperature factor is determined by the condition of limiting the strength of the material of metal shells: when using FRP based on various types of structural fibers, thermal deformations can repeatedly change the value of the considered coefficient $k_{f(t)}$ in combination with steel shells that are characterized by low material strength ($f_{yd} = 18 \text{ kN/cm}^2$), while similar combinations with high-strength steels ($f_{yd} = 42 \text{ kN/cm}^2$) practically neutralize the effect of temperatures.

It is also important that in the considered determination of the coefficient $k_{f(t)}$, the classical assumption about the possibility of abstracting from the effect of longitudinal deformations of steel shells is applicable only in some cases when high-strength steel shells are combined with predominantly high-modulus FRP of external reinforcement in the ranges of increasing temperatures. Otherwise, not taking into account the longitudinal deformation of steel shells leads to significant differences from the calculations performed with it taken into account.

Consideration of the dependences obtained for various types of external FRP, taking into account the effect of longitudinal deformations of tanks, allows to conclude that it is quite expedient to use low-modulus and much cheaper FRP to reinforce structures that have high strength characteristics of steel basics $f_{yd} \approx 30...42 \text{ kN/cm}^2$. At the same time, as for structures characterized by low strength limits of steel $f_{yd} \approx 15...20 \text{ kN/cm}^2$, effective external reinforcement is achieved only when using high-modulus FRP.

Conclusion. The proposed calculation methods make it possible to determine the necessary parameters for strengthening the bodies of metal cylindrical tanks with an external transversely directed FRP reinforcement that perceives the actions of ring forces. In this case, the mandatory

factors to be taken into account are the temperature deformations of the materials used, as well as the longitudinal deformations of the metal components of complex structures. The main factors determining the effectiveness of the solutions obtained are the residual strength of the material of the metal shells of the tanks, as well as the modulus of elasticity of the used FRP. The theoretical expediency of the effective use of low-modulus FRP is confirmed for structures with high strength indicators of metal bases, and high-modulus – for the walls of tanks, which are characterized by significant restrictions on the level of allowable stresses of their metallic shells.

The needed further research. The indicators of effective external FRP reinforcement of the walls of the bodies of metal cylindrical tanks require further determination, taking into account the geometric features of the structures, the thickness of the metal elements, the characterization of the initial loads, the methods of montage and the calculated characteristics of the fiber used.

Reference

- [1] Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні / А.В. Перельмутер, В.М. Гордеев, Є.В. Горохов та ін.; За ред. д.т.н. Перельмутера А.В. – К.: Сталь, 2002. – 166 с.
- [2] Дзюба С.В., Стоянов В.В. Проблемы усиления стенок металлических цилиндрических вертикальных резервуаров // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. научных трудов ОГАСА. – Одеса: ОДАБА, 2015. – С. 40-65
- [3] Беленя Е.И., Астряб С.М., Рамазанов Э.Б. Предварительно напряженные металлические листовые конструкции. – М.: Сиройиздат, 1979. – 192 с.
- [4] 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.
- [5] Дзюба С.В. Фибропластиковые системы в современном строительстве. – Одесса: ОГАСА, 2018. – 407 с.
- [6] 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.
- [7] ACI 440.2R-08. Guide for Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. – American Concrete Institute. – 2008.
- [8] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. – Seismic Design of Bridge Piers – Research Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 1984. – 442 p.
- [9] American Concrete Institute – Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95) – Detroit, Michigan, 1995.
- [10] 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.
- [11] 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.
- [12] Moy, S.S.J. FRP Composite: Life Extension and Strengthening of Metallic Structures: ICE Design and practice guide. – London: Thomas Telford, 2001.
- [13] 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.
- [14] Xiao-Ling Zhao. FRP-Strengthened Metallic Structures. – CRC Press, Taylor & Francis Group, 2014. – 247 p.

- [15] 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.
- [16] 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. – Одеса: ОДАБА, 2015. – С. 66-78.

ПАРАМЕТРИ, ВИЗНАЧАЮЧІ СТУПЕНЬ НЕОБХІДНОГО ЗОВНІШНЬОГО ПОПЕРЕЧНОГО ФІБРОПЛАСТИКОВОГО АРМУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ ЦИЛІНДРИЧНИХ РЕЗЕРВУАРІВ

Дзюба С.В., к.т.н., доцент

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

Коршак О.М., к.т.н., доцент

bagiraolga@ukr.net, ORCID: 0000-0001-7346-252X

Михайлов О.О., здобувач

pdo.ogasa@gmail.com, ORCID: 0000-0003-0299-8137

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса

Анотація. Основними причинами зношування стінок корпусів металевих циліндричних резервуарів є корозія та втома металу їх вертикальних з'єднань. Відновити корозійні втрати матеріалу, а також знизити рівень напружень до величин, що допускаються умовами втоми металу, можливо при зовнішньому поперечному армуванні фібропластиковими матеріалами.

Послідовний розгляд роботи сталевих оболонок циліндричних резервуарів, посиленних безперервним зовнішнім поперечним фібропластиковим армуванням, дозволяє отримати величини відповідних кільцевих напружень. Необхідне обмеження величин максимальних напружень металевих складових дає можливість визначення коефіцієнтів зовнішнього фібропластикового армування даних конструкцій. При цьому аналіз одержуваних теоретичних результатів свідчить про обов'язкову необхідність урахування температурних деформацій елементів конструкцій, що виявляють різні температурно-деформаційні властивості, а також про суттєвий вплив на результати дефініції поздовжніх деформацій металевих оболонок аналізованих споруд.

Запропоновані у статті методи розрахунку дозволяють проводити визначення необхідних параметрів посилення корпусів металевих циліндричних резервуарів зовнішнім поперечно спрямованим фібропластиковим армуванням, що сприймає дії кільцевих зусиль. Основними факторами, що визначають ефективність одержуваних рішень, є залишкова міцність матеріалу металевих оболонок резервуарів, а також модуль пружності фібропластиків.

Теоретична доцільність ефективного використання низько модульних фіброармованих пластиків підтверджується для конструкцій, що мають високі показники міцності металевих основ, а високо модульних – у випадках істотного обмеження рівня напруг металевих елементів.

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

UDC 624.014:624.074.7:624.953

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-33-43

EXPERIMENTAL STUDIES OF ELEMENTS OF METAL CYLINDRICAL STRUCTURES STRENGTHENED BY EXTERNAL TRANSVERSAL CFRP REINFORCEMENT

Dziuba S.V., Ph.D., Associate Professorpdo@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0002-2413-9651**Korshak O.M.**, Ph.D., Associate Professorbagiraolga@ukr.net, ORCID: 0000-0001-7346-252X**Mikhailov O.O.**, applicant for Ph.D.pdo.ogasa@gmail.com, ORCID: 0000-0003-0299-8137*Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa*

Abstract. One of the modern ways to increase the bearing capacity of the walls of metal cylindrical structures that perceive the action of internal pressure is the external transversely directed reinforcement by fiber reinforced plastics (FRP), the most effective type of which is made from carbon fibers (CFRP).

Consideration of metal cylindrical shells, which perceive the action of internal pressure and are reinforced with external transversely directed FRP reinforcement, makes it possible to obtain the values of the stress state parameters of the corresponding structures. At the same time, analytical methods for estimating these parameters do not have the necessary experimental justification.

In this connection, experimental studies of the stress state of elements of models of metal cylindrical structures externally reinforced with transversely directed FRP based on *high strength* and *high modulus carbon* fibers were carried out. The results of tests, including taking into account variable operating temperatures, are presented in this paper in comparison with the conclusions of the previously proposed practical methods of the corresponding analytical assessment.

The paper substantiates the applicability of applied analytical methods for determining the parameters of the stress state in the elastic stage of deformation of the elements of the complex walls of metal cylindrical shells externally reinforced with transversely directed FRP elements made on the basis of *normal modulus* and *high modulus carbon* fibers.

Key words: metal cylindrical structures, external transverse reinforcement, FRP systems of external reinforcement, experimental studies.

Introduction. One of the modern ways to increase the bearing capacity of the walls of metal cylindrical structures that perceive the action of internal pressure is the external transversely directed reinforcement by fiber reinforced plastics (FRP), the most effective type of which is made from carbon fibers (CFRP) [1-3].

This method of increasing the bearing capacity of the walls of cylindrical shells can be used both in the manufacture of new structures with reduced weight characteristics, and for the rehabilitation and restoration of existing cylindrical structures, the bearing capacity of the shells of which is reduced due to long service life. The presence of external transverse FRP reinforcement makes it possible to reduce the level of internal ring stresses acting in the metal bases of the walls of these structures, which is most important in the case of reduced values of the design resistances of the base material and the joints of elements, often characterized by fatigue. It is theoretically possible to carry out the installation of external FRP reinforcement of metal cylindrical structures including the cases of presence of internal pressure in them. The degree of effectiveness of this reinforcement can be increased by using the installation methods that provide prestressing [4, 5].

Existing theoretical base. Consideration of metal cylindrical structures that perceive the action of excessive internal pressure and are reinforced by external transversely directed reinforcement, based on the classical theory of the operation of thin-walled shells, makes it possible to obtain the values of internal stresses both in the elements of the shells and in the external transverse reinforcement [6, 7].

The presence of significant differences in the characteristics that determine possible multiple differences in the strength, elasticity and thermal deformation of building steels and various types of structural FRP forces to make clarifications [3, 4, 8] in the classical engineering methods of definition, which are mostly abstracted from these differences in favor of simplifying the final applied dependencies. At the same time, the most significant factors affecting the results of determining the parameters of the stress state of the walls of these complex structures are differences in the elastic modules and coefficients of linear thermal deformation of the materials used, as well as the significant effect of longitudinal deformation of reinforced metal shells in such combinations of materials [8].

Solutions that are consisting in the external transverse reinforcement of metal cylindrical structures, carried out using high-strength steel wires and tapes, which have close values of elastic and temperature-strain characteristics, are distinguished by the presence of the necessary experimental validation of existing engineering practices for determining the stress state parameters [6, 7]. With respect to the methods that are applicable for similar external reinforcement performed by using FRP in general, as well as CFRP in particular, there is no such experimental validation, which hinders the appropriate implementation.

The purpose of the work is an experimental validation of an practical method for determining the parameters of the stress state in the elastic stage of deformation of thin-walled metal cylindrical shells reinforced with external transverse FRP [4, 8] in relation to the case of using *high strength* and *high modulus* CFRP.

Research methodology. To solve the problem, experimental studies were carried out for determining the change in the parameter of the ring strain with an increase in internal pressure in metal cylindrical elements reinforced with external transverse FRP reinforcement made using structural unidirectional tapes based on *high strength* and *high modulus* carbon fiber materials. The reinforcement by CFRP was carried out with the placement of structural tapes in one and several layers without prestressing and in the absence of initial internal pressure in the experimental samples. The studies were carried out taking into account the effect of constant and variable operating temperatures.

The tested specimens were characterized by ratios of the radii of cylindrical curvature to the thickness of the metal walls, not less than 20 units (i.e. $r/t_s > 20$), which allows to consider their stress state related to thin-walled cylindrical shells. The reinforcing tapes were installed in the operational position by winding on the cylindrical surface with the deviation of the fibers from the direction transverse to the axes of the samples by no more than 5° , which makes it possible to conditionally consider the reinforcement as transversely directed [9, 10].

The theoretical values of the researched ring strain in the elastic stage of deformation in the metal components of the complex walls of the considered cylindrical metal shells, reinforced with transversely directed FRP reinforcement, that was installed without prestressing in the absence of initial internal pressure, were determined in accordance with the dependence that was following from [4, 8]:

$$\varepsilon_s = \frac{1}{E_s} \frac{N_{s(x,z)} - t_f \cdot E_f \cdot \Delta T \cdot \Delta \alpha}{t_s + t_f (E_f / E_s)}, \quad (1)$$

where $N_{s(x,z)} = \Delta P \cdot r [1 + (E_f / E_s) (t_f / t_s) (\mu / 2)]$ – conditional ring force per unit section of the steel layer of the wall, arising from internal pressure ΔP and determined taking into account the combined action of ring and longitudinal strains in the steel part of the structure; t_s , t_f – respectively, the calculated thicknesses of the steel and FRP components of the complex wall of the cylindrical shell; E_s , E_f – respectively, the modules of elasticity of steel and FRP reinforcement; ΔT – the temperature change in all layers of complex wall; $\Delta \alpha = \alpha_s - \alpha_f$ – the difference between the coefficients of linear thermal deformation of steel and the layer of reinforcing FRP; μ – Poisson's ratio of the material of the steel component of the wall; r – radius of cylindrical curvature of the metal shell.

The determination of the theoretical reduced thickness of the FRP reinforcement, taking into account the uneven distribution of forces in the composition of multilayer FRP elements made by *high strength* and *high modulus* carbon fiber structural tapes, was carried out taking into account the coefficients of uneven functioning strains k_i described in [11-13] and establishing the degree of loading of the considered layers of this material, i.e.

$$t_f = \frac{t_{f1}}{n} \sum_{i=1}^n k_i, \quad (2)$$

where $n = 1...5$ – the number of monolayers in the equal thickness of reinforcing FRP; t_{f1} – physical thickness of an single monolayer of reinforcing fiber; k_i – coefficients of non-uniform loading of layers, equal for *high strength* (normally modular) CFRP $k_1 = 1,0$, $k_2 = 0,73$, $k_3 = k_4 = k_5 = 0,17$, and for *high modulus* CFRP $k_1 = 1,0$, $k_2 = 0,78$, $k_3 = k_4 = k_5 = 0,56$ (Fig. 1).

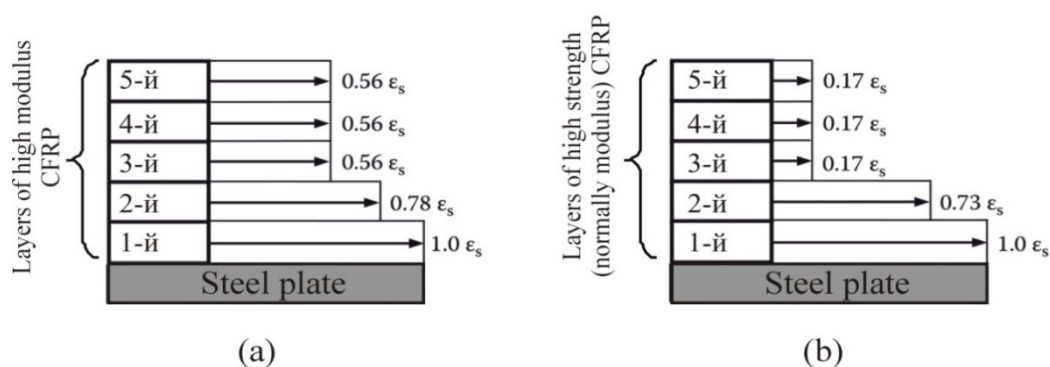


Fig. 1. Distribution of strains in CFRP reinforcement systems of steel elements: a – using *high modulus* carbon fibers, b – using *high strength* (normal modulus) carbon fibers [11]

As experimental samples imitating thin-walled cylindrical shells that have undergone external transverse FRP reinforcement, the following were used:

- welded steel pipes with an inner diameter of 150.0 ± 0.1 mm, a wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm ($r/t_s = 25 > 20$) and a length of 1200 mm, to the ends of which were welded steel plates of 12 mm thickness, the mark of used steel was C245 according to ДСТУ 8539:2015 (Fig. 2, a);
- welded steel cylinders with an outer diameter of 299.0 ± 0.1 mm and a wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm ($r/t_s = 49,3 > 20$), with a volume of 50 liters, intended for liquefying hydrocarbon gases at a pressure of up to 1.6 MPa, corresponding to ДСТУ ISO 10462:2019 and made of Cm3cn steel (Fig. 2, b).

External transverse FRP reinforcement of experimental samples was carried out by systems consisting of:

- normally modular carbon fiber fabric *SikaWrap-230C*, characterized by a monolayer thickness of 0.131 mm, an elastic modulus $E_f = 2.38 \times 10^4$ kN/cm² and a tensile strength of 430 kN/cm², a 2-component thixotropic epoxy adhesive *Sikadur-330* was used as a matrix;
- high modulus carbon fiber fabric *MapeWrap C UNI-AX HM*, characterized by a monolayer thickness of 0.329 mm, an elastic modulus $E_f = 3.90 \times 10^4$ kN/cm² and a tensile strength limit of 441 kN/cm², a 2-component epoxy-based adhesive *MapeWrap 31* was used as a matrix resin of medium viscosity.

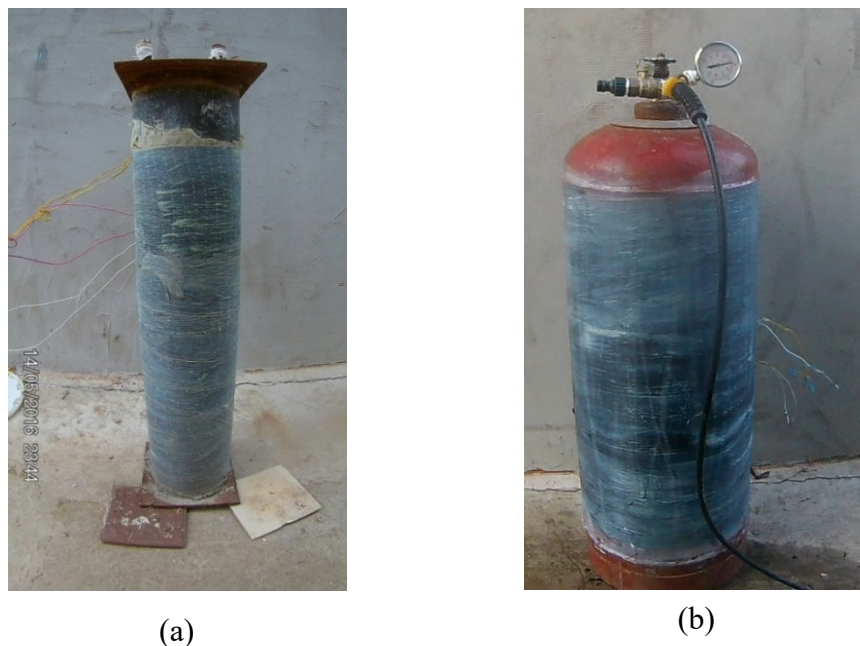


Fig. 2. Experimental samples made of: a – welded pipes with an inner diameter of 150.0 ± 0.1 mm, wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm ($r/t_s = 25 > 20$), b – welded steel cylinders with an outer diameter of 299.0 ± 0.1 mm, wall thickness 3.0 ± 0.1 mm, $\Delta CTY ISO 10462:2019$ ($r/t_s = 49,3 > 20$)

The technology of the FRP reinforcement was corresponded to the recommendations of the manufacturers of these systems.

The loading of the tested samples was carried out by creating an internal hydraulic pressure, the stepwise increase of which was provided by the supply of water through hydraulic valves from the intermediate high-pressure leveling tank, into which the liquid was pre-injected by a high-pressure pumping unit. The control of the internal pressure values was provided by replaceable manometers of various working pressures.

The registration of the values of ring strains and the corresponding stresses of the metal parts of the reinforced walls was carried out by the tensoresistoring method in the middle of the height of the tested samples. The readings of the strain gauges were calibrated in accordance with ones obtained during preloading of the samples, which was carried out before the installation of FRP, and compared with the "reference" values of the annular elastic relative strains of their steel cylindrical shells, equal to

$$\varepsilon_s = \frac{1}{E_s} \frac{\Delta P \cdot r}{t_s} \quad (3)$$

Further transition to the desired values of the ring stresses of the metal elements of the reinforced walls of the tested samples was carried out in accordance with the condition of elastic deformation

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad (4)$$

Results of the research.

1. *Experimental specimens made of steel welded pipes* with an internal diameter of 150.0 ± 0.1 mm, wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm, reinforced by external transverse FRP reinforcement with the normally modular *SikaWrap-230C* system installed in 1 and 2 layer, were characterized by the coefficients of external reinforcement of the walls, which were respectively $k_f = (t_f/t_s) \times 100\% = 4.37\%$ and $k_f = 8.73\%$, providing a theoretical increase in the bearing capacity in comparison with unreinforced samples, which were 4.08% and 6.82%, respectively.

The results of experimental studies of the ring strains of the metal component of the complex walls of these samples, obtained during tests carried out without taking into account changes in operating temperatures, are presented in Figures 3 and 4 in comparison with theoretical values corresponding to unreinforced (3) and reinforced by CFRP samples (1).

2. *Experimental samples made from steel welded cylinders* with an outer diameter of 299.0 ± 0.1 mm and a wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm, reinforced by external transverse FRP reinforcement with a normally modular *SikaWrap-230C* system installed in 1 and 2 layer, were characterized by the coefficients of external reinforcement of the walls, which were respectively $k_f = 4.37\%$ and $k_f = 8.73\%$, providing a theoretical increase in the bearing capacity in comparison with unreinforced samples, which were 4.08% and 6.82%, respectively.

The results of experimental studies of the ring strains of the metal component of the complex walls of these samples, obtained during tests carried out without taking into account changes in operating temperatures, are presented in Figures 5 and 6 in comparison with theoretical values corresponding to unreinforced (3) and reinforced by CFRP samples (1).

3. *Experimental specimens made of steel welded cylinders* with an outer diameter of 299.0 ± 0.1 mm and a wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm, reinforced by external transverse FRP reinforcement with the high modulus *MapeWrap C UNI-AX HM* system installed in 1 and 2 layers, were characterized by the coefficients of external reinforcement of the walls, which were respectively $k_f = 10.97\%$ and $k_f = 21.93\%$, providing a theoretical increase in the bearing capacity in comparison with unreinforced samples, which were 14.61% and 22.94%, respectively.

The results of experimental studies of the ring strains of the metal component of the complex walls of these samples, obtained during tests carried out without taking into account changes in operating temperatures, are presented in Figures 7 and 8 in comparison with theoretical values corresponding to unreinforced (3) and reinforced by CFRP samples (1).

Similar experimental results, comparable to the theoretical ones, obtained during testing of the samples reinforced with 1 layer of reinforcement and experiencing additional thermal stresses determined by heating the supplied liquid, respectively, by $+25^\circ\text{C}$ and $+36^\circ\text{C}$, are shown in Figures 9 and 10. At the same time, the theoretical values of additional thermal stresses were -1.05 kN/cm^2 and -1.51 kN/cm^2 , respectively.

Experimental results, comparable to theoretical ones, obtained during testing of a sample reinforced with 2 layers of reinforcement and experiencing additional thermal stresses determined by heating the supplied liquid by $+24^\circ\text{C}$, are shown in Figure 11. The theoretical value of additional thermal stresses in this case was -1.58 kN/cm^2 .

The comparison of the analytical dependencies consequent to (1) and determining the elastic ring strains of the metal components of the complex walls of the cylindrical shells, with the results of experimental studies of this parameter (Fig. 3-11), indicates their practical correspondence.

Conclusion. The obtained results of experimental studies substantiate the validity of using the applied method for determining the parameters of the stress state of the elements of the complex walls of metal cylindrical shells externally reinforced by transversely directed FRP elements [4, 8], made on the basis of normally modular and high modulus carbon fibers with reinforcement coefficients of 4.4 ... 22.0%, and variable temperature operating conditions.

The needed further research. Further experimental substantiation requires the application of the considered method of applied theoretical determination of the parameters of the stress state of elements of metal cylindrical structures reinforced by transverse FRP in relation to reinforcing elements of various thicknesses made of materials based on glass and aramid fibers.

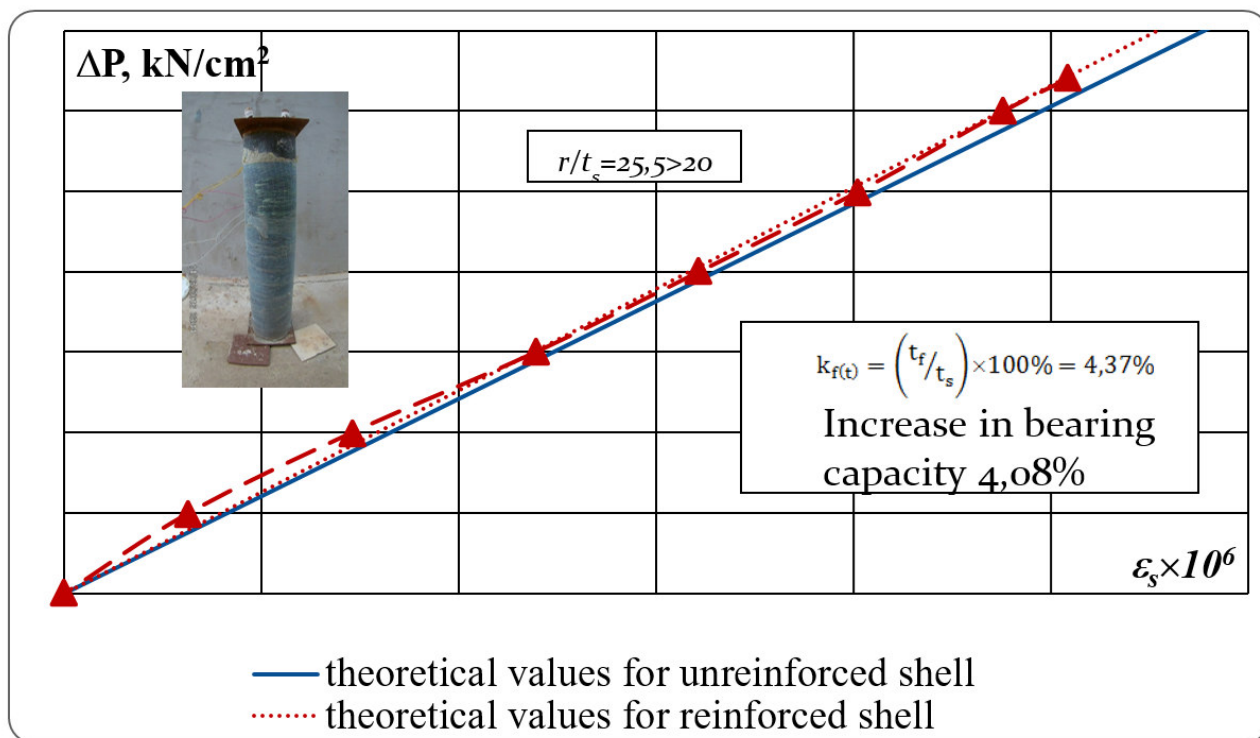


Fig. 3. The dependences of the ring strains ε_s on the internal pressure ΔP in a steel cylindrical shell with an inner diameter of 150.0 ± 0.1 mm and a wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm, reinforced by external transverse FRP of the *SikaWrap-230C* system installed in 1 layer

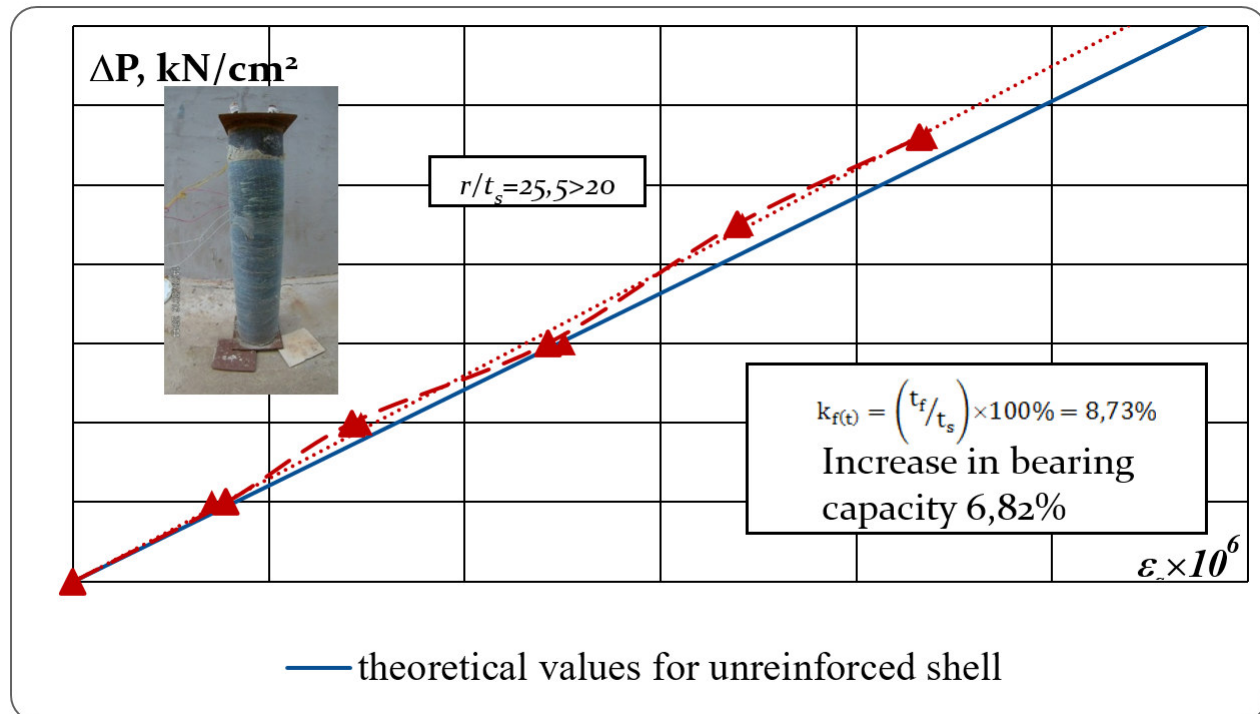


Fig. 4. The dependences of the ring strains ε_s on the internal pressure ΔP in a steel cylindrical shell with an inner diameter of 150.0 ± 0.1 mm and a wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm, reinforced by external transverse FRP of the *SikaWrap-230C* system installed in 2 layers

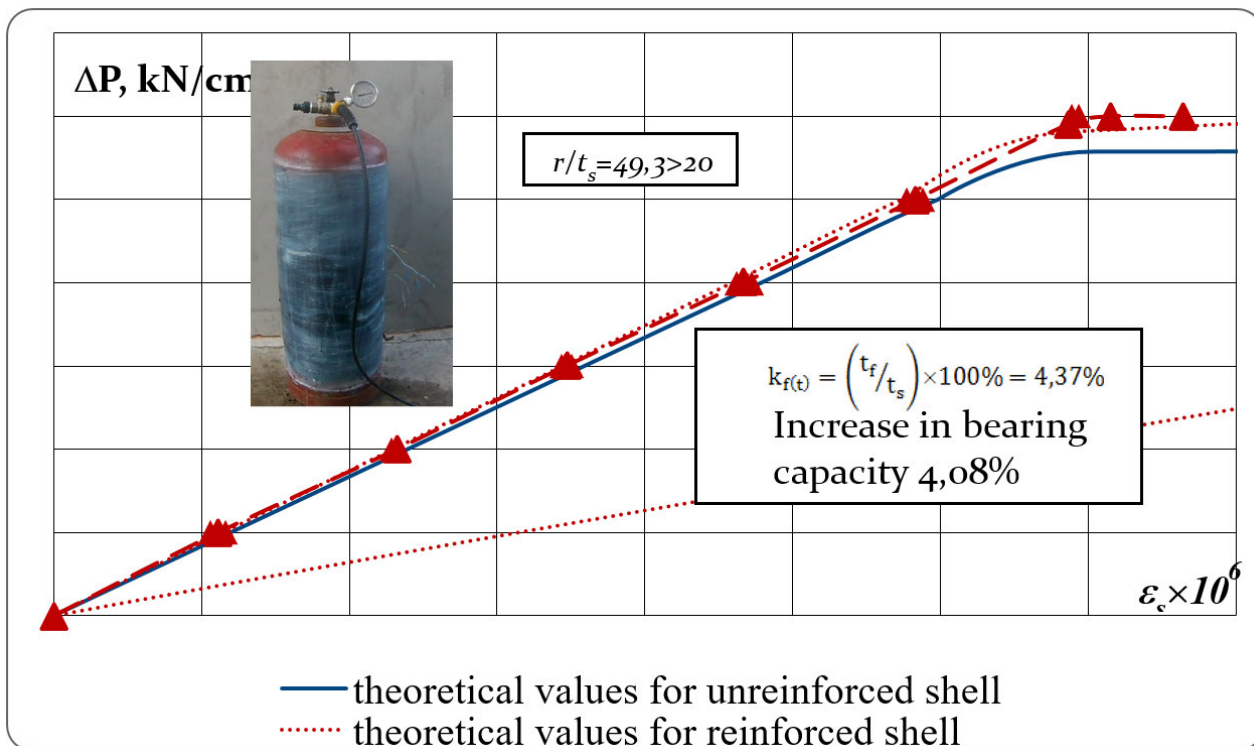


Fig. 5. The dependences of the ring strains ε_s on the internal pressure ΔP in a steel cylindrical shell with an inner diameter of 299.0 ± 0.1 mm and a wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm, reinforced by external transverse FRP of the *SikaWrap-230C* system installed in 1 layer

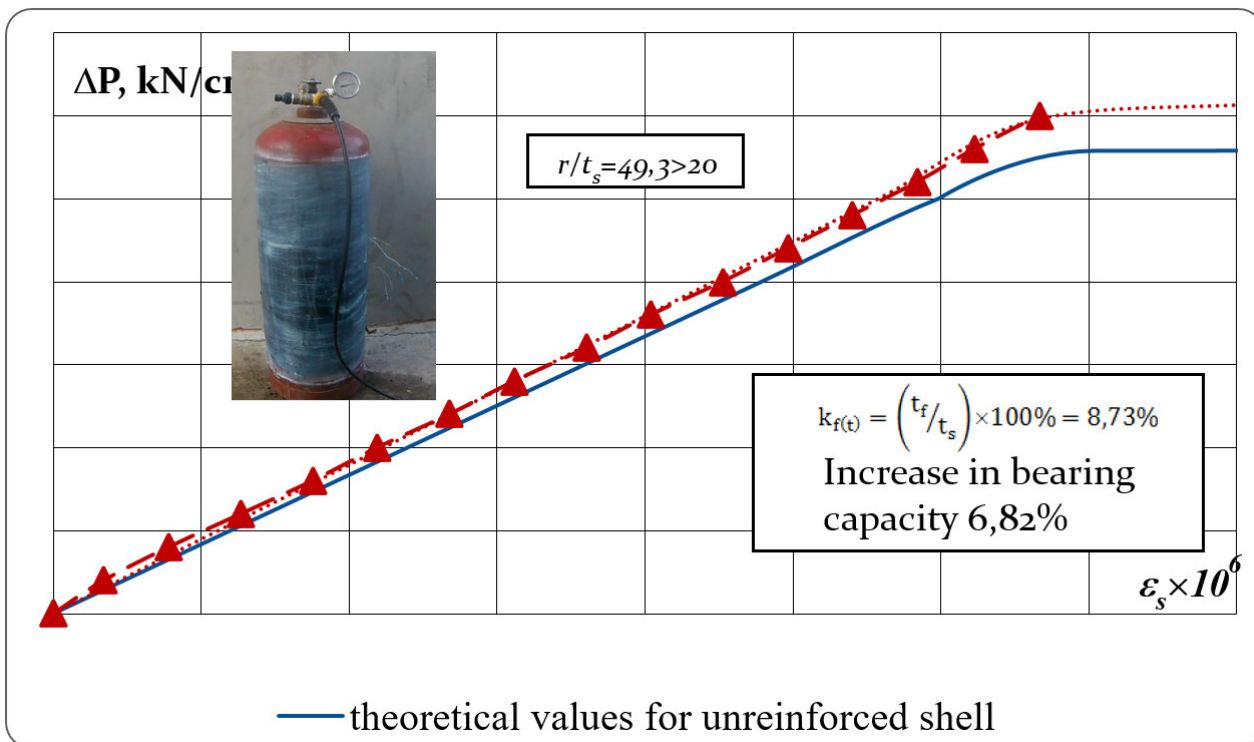


Fig. 6. The dependences of the ring strains ε_s on the internal pressure ΔP in a steel cylindrical shell with an inner diameter of 299.0 ± 0.1 mm and a wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm, reinforced by external transverse FRP of the *SikaWrap-230C* system installed in 2 layers

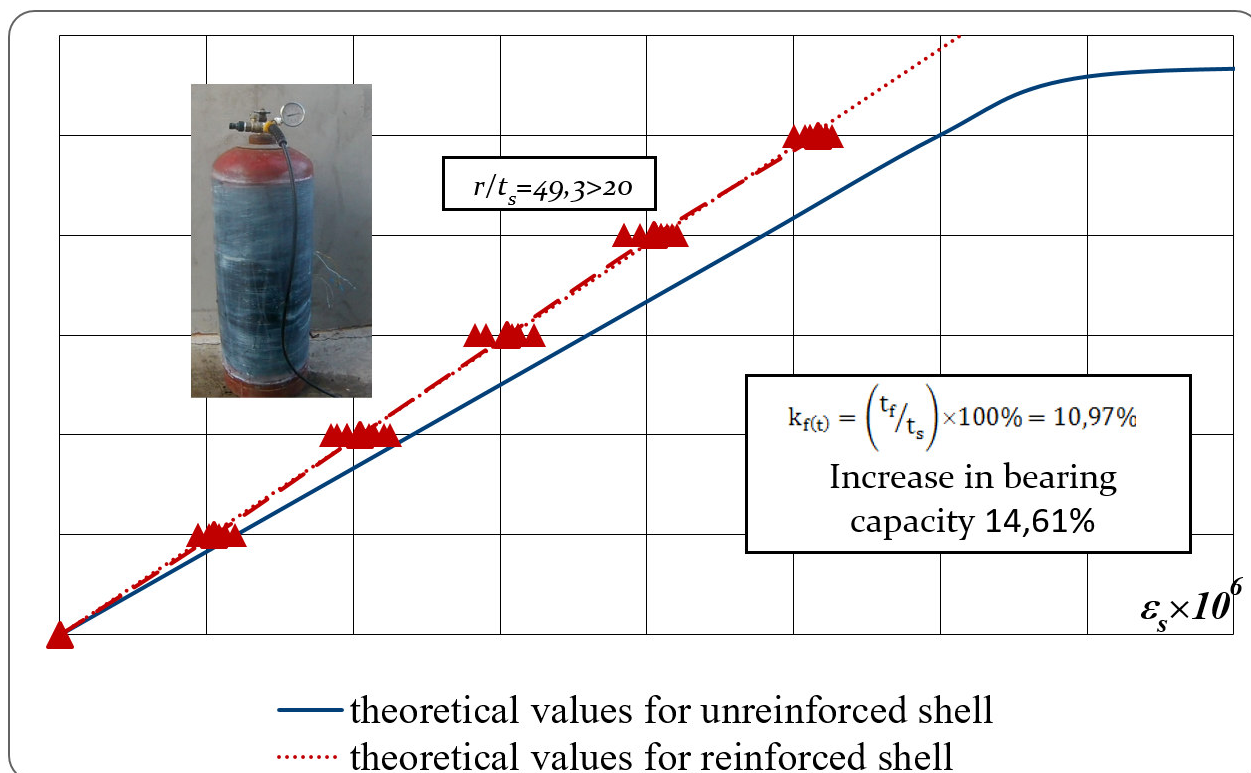


Fig. 7. The dependences of the ring strains ε_s on the internal pressure ΔP in a steel cylindrical shell with an inner diameter of 299.0 ± 0.1 mm and a wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm, reinforced by external transverse FRP of the *MapeWrap C UNI-AX HM* system installed in 1 layer

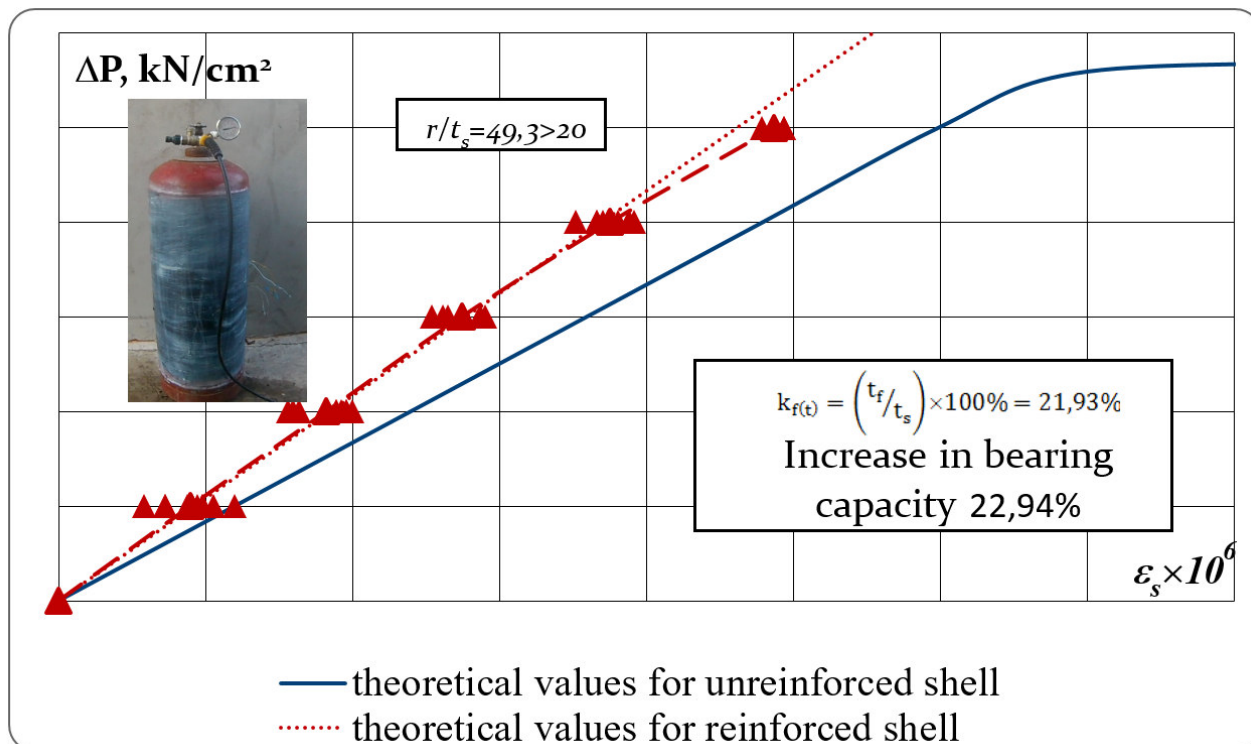


Fig. 8. The dependences of the ring strains ε_s on the internal pressure ΔP in a steel cylindrical shell with an inner diameter of 299.0 ± 0.1 mm and a wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm, reinforced by external transverse FRP of the *MapeWrap C UNI-AX HM* system installed in 2 layers

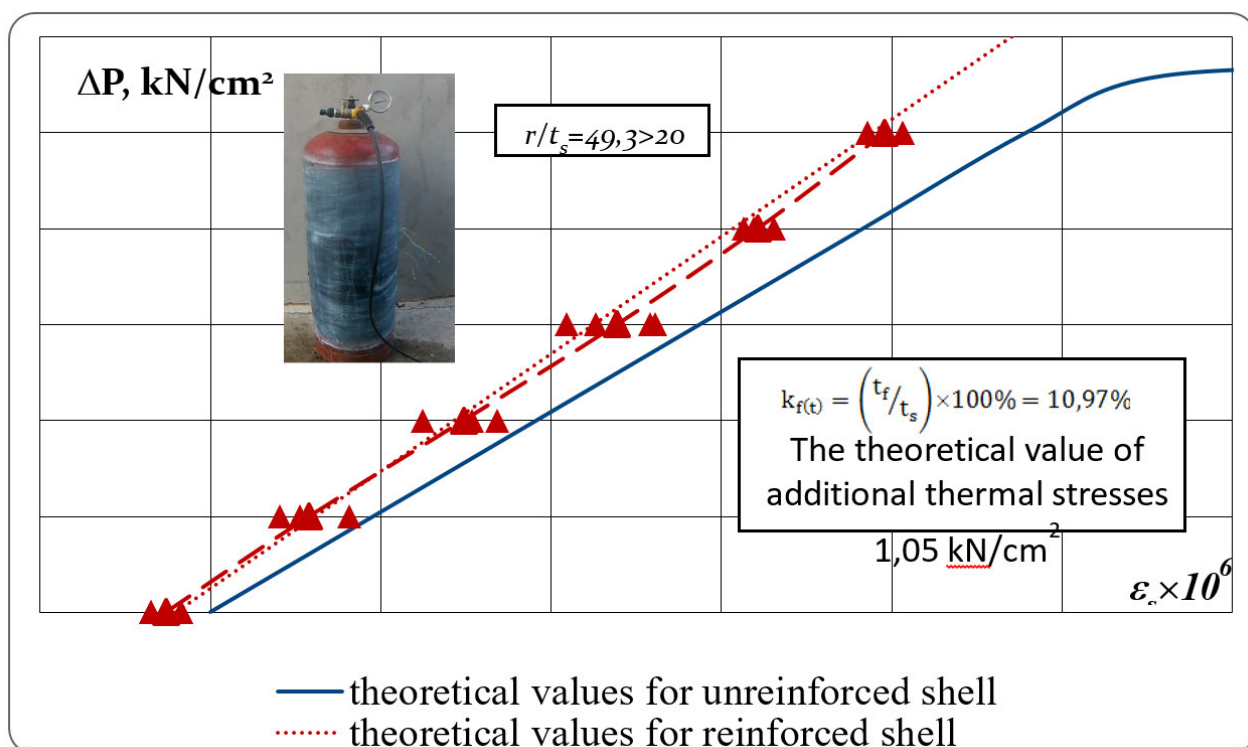


Fig. 9. The dependences of the ring strains ε_s on the internal pressure ΔP , obtained with a change in operating temperature by $+25^\circ\text{C}$ in a steel cylindrical shell with an inner diameter of 299.0 ± 0.1 mm and a wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm, reinforced by external transverse FRP of the *MapeWrap C UNI-AX HM* system installed in 1 layer

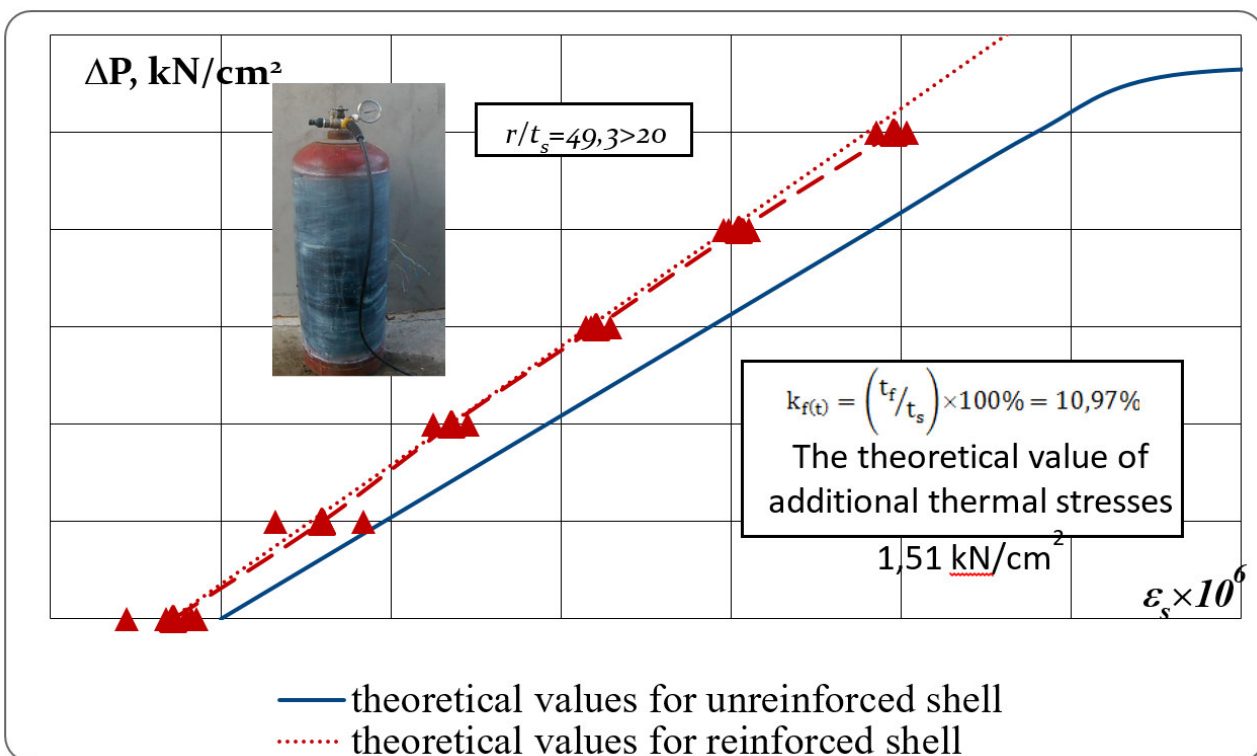


Fig. 10. The dependences of the ring strains ε_s on the internal pressure ΔP , obtained with a change in operating temperature by $+36^\circ\text{C}$ in a steel cylindrical shell with an inner diameter of 299.0 ± 0.1 mm and a wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm, reinforced by external transverse FRP of the *MapeWrap C UNI-AX HM* system installed in 1 layer

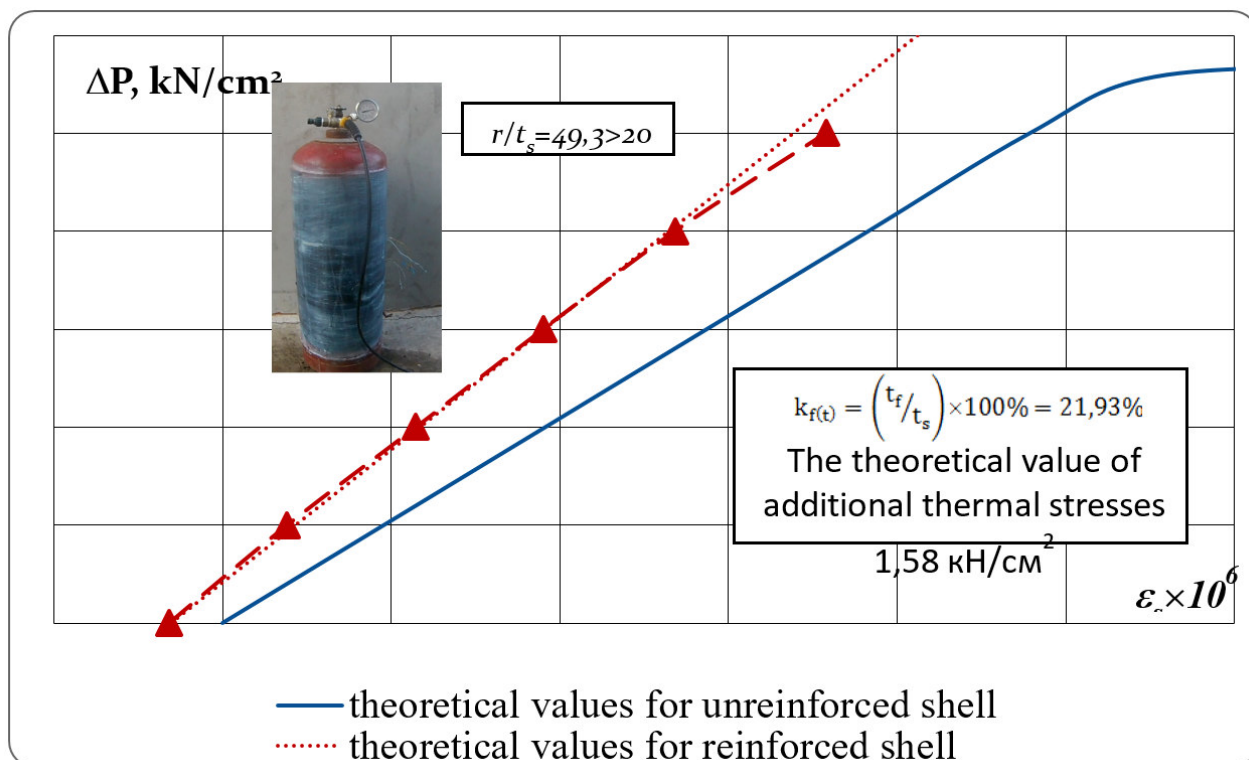


Fig. 11. The dependences of the ring strains ϵ_s on the internal pressure ΔP , obtained with a change in operating temperature by $+24^\circ\text{C}$ in a steel cylindrical shell with an inner diameter of 299.0 ± 0.1 mm and a wall thickness of 3.0 ± 0.1 mm, reinforced by external transverse FRP of the *MapeWrap C UNI-AX HM* system installed in 2 layers

Reference

- [1] Дзюба С.В., Стоянов В.В. Проблемы усиления стенок металлических цилиндрических вертикальных резервуаров // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сб. научных трудов ОГАСА. – Одеса: ОДАБА, 2015. – С. 40-65
- [2] Дзюба С.В. Фибропластиковые системы в современном строительстве. – Одесса: ОГАСА, 2018. – 407 с.
- [3] Дзюба С.В., Михайлов А.А. Проблемы усиления корпусов металлических цилиндрических резервуаров фибропластиковыми материалами // Сучасні будівельні конструкції з металу, деревини та пластмас / Зб. Наукових праць ОДАБА. – Одеса: ОДАБА, 2017. – С. 40-48.
- [4] 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. – Одеса: ОДАБА, 2015. – С. 66-78.
- [5] 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. – Одеса: ОДАБА, 2015. – С. 32-39.
- [6] Беленя Е.И., Астрыб С.М., Рамазанов Э.Б. Предварительно напряженные металлические листовые конструкции. – М.: Сиройиздат, 1979. – 192 с.
- [7] 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.
- [8] 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, деревини та пластмас, / Зб. наукових праць ОДАБА. – Одеса: ОДАБА, 2018. – С. 8-23.
- [9] 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.
- [10] 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.
- [11] Xiao-Ling Zhao. FRP-Strengthened Metallic Structures. – CRC Press, Taylor & Francis Group, 2014. – 247 p.
- [12] Liu, H.B., Al-Mahaidi, R., and Zhao, X.L. Experimental study of fatigue crack growth behaviour in adhesively reinforced steel structures // Composite Structures, 90(1), 2009. –P. 12–20.
- [13] Liu, H.B., Xiao, Z.G., Zhao, X.L., and Al-Mahaidi, R. 2009. Prediction of fatigue life for CFRP strengthened steel plates // Thin-Walled Structures, 47(10), 2009. –P. 1069–1077.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЕЛЕМЕНТІВ МЕТАЛЕВИХ ЦИЛІНДРИЧНИХ КОНСТРУКЦІЙ, ПОСИЛЕНИХ ЗОВНІШНІМ ПОПЕРЕЧНИМ ВУГЛЕЦЕВО-ПЛАСТИКОВИМ АРМУВАННЯМ

Дзюба С.В., к.т.н., доцент

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

Коршак О.М., к.т.н., доцент

bagiraolga@ukr.net, ORCID: 0000-0001-7346-252X

Михайлов О.О., здобувач

pdo.ogasa@gmail.com, ORCID: 0000-0003-0299-8137

Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса

Анотація. Одним із сучасних способів підвищення несучої здатності стінок металевих циліндричних конструкцій, що сприймають дію внутрішнього тиску, є зовнішнє поперечно спрямоване фібропластикове (FRP) армування, найбільш ефективним видом якого є армування на основі вуглецевих матеріалів (CFRP).

Розгляд металевих циліндричних оболонок, що сприймають дію внутрішнього тиску та посилені зовнішнім поперечно спрямованим FRP армуванням, дозволяє отримати величини параметрів напруженого стану відповідних конструкцій. При цьому аналітичні методи оцінки даних параметрів не мають необхідного експериментального обґрунтування.

У зв'язку з вказаним, були здійснені експериментальні дослідження напруженого стану елементів моделей металевих циліндричних конструкцій, зовнішньо армованих поперечно спрямованими фібропластиковими матеріалами на основі *високоміцних* та *високомодульних* вуглецевих волокон. Результати випробувань, здійснених, у тому числі, і з урахуванням змінних температур експлуатації, наводяться у цій роботі у порівнянні з висновками запропонованих раніше прикладних методів відповідної аналітичної оцінки.

Робота обґрунтовує застосування прикладних аналітичних методів визначення параметрів напруженого стану в пружній стадії деформування елементів комплексних стінок металевих циліндричних оболонок зовні армованих поперечно спрямованими фібропластиковими елементами, виготовленими на основі *нормальномоульних* і *високомодульних* вуглецевих волокон.

Ключові слова: металеві циліндричні конструкції, зовнішнє поперечне армування, фібропластикові системи зовнішнього армування, експериментальні дослідження.

UDC 699.85

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-44-54

ANALYSIS OF STUDIES ON INCREASING THE EXPLOSION RESISTANCE OF CONNECTIONS IN WOODEN STRUCTURES**Gilodo A.Y.**, PhD., Assistant Professor,
gil@soborka.net, ORCID: 0000-0001-5387-5538**Kolomiychuk G.P.**, PhD., Assistant Professor,
gp11klm@gmail.com, ORCID: 0000-0003-4484-7791**Kolomiichuk V.G.**, postgraduate student
slavikkolomy@gmail.com**Arsiriy A.M.**, PhD Assistant Professor,
arsiriy@ukr.net, ORCID: 0000-0003-3262-1488

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Annotation. Mitigation of the effects of the explosion is in the spotlight due to the unstable geopolitical situation. Existing wooden structures are not designed to withstand an explosive load, and in areas of a possible attack, their sensitive elements require anti-explosive modernization. The search for rational constructive solutions for connections that can plastically deform and dissipate the energy of an explosion, while preserving the supporting frame from destruction, is an urgent problem. The number of studies on the characteristics of connections of wooden structures under explosive loading is very limited and requires a holistic and systematic approach. Dynamic tests of connections of wooden structures using the Shock Tube installation, which is capable of creating high strain rates similar to those observed during explosions in the far zone, are presented. A load transfer device (LTD) with two third-span load transfer beams was used to convert the reflected shock tube pressure into two concentrated forces applied directly to the specimens. While the structural member is subjected to a uniformly distributed load in a real explosion, the use of LTD generates similar strain rates and general dynamic responses in the timber member and connections. The LTD consists of rigid steel panels covering the entire opening of the end frame. Thanks to the slotted hinges, the LTD can move up to 200 mm, which allows the transfer of pressure without changing the rigidity of the tested specimens. A technique for the development of energy-absorbing connections (EAC) in assemblies of glued laminated timber and cross-laminated timber (CLT) for protection against the impact of a blast wave is considered. Explosive overloads were modeled with the introduction of the Shock Tube installation. Experimental test results have shown that, when properly designed, EACs allow assemblies to withstand more blast energy than conventional glulam and CLT connections. The behavior of an EAC wood bar element under explosive loading can be divided into three stages. The initial loading stage is the region where both the EAC and the wood element behave resiliently by the time the EAC yields. The second stage is characterized by a yield plateau where EAC exhibits almost perfect ductility and the load acting on the wood element is constant. The last stage consists of a compaction stage accompanied by an increase in stiffness and strength, which exceeds the strength of the wooden element. Awareness of the need to protect wooden structures from significant dynamic effects (explosion, tornado) is an insufficiently solved problem. The analysis of literary sources made it possible to identify the advantages and disadvantages of different types of connections of wooden rod structures under the action of significant dynamic loads. Their advantages and disadvantages are determined, as well as the ways for their further improvement and application.

Keywords: energy-absorbing connections, explosion mitigation, constructive solution, explosion resistance, wooden rod elements.

Introduction. The need for innovative knowledge of modern structural connections of wooden structures, and their behavior under the action of a dynamic load in a complex stress-strain state, makes the task of studying, systematizing and developing solutions for practical application relevant [1, 2]. Mitigation of the effects of the explosion is in the spotlight due to the unstable geopolitical

situation. Existing wooden structures are not designed to withstand an explosive load, and in areas of a possible attack, their sensitive elements require anti-explosion modernization [3].

Analysis of recent research and publications. Most experimental studies of wood elements subjected to explosive loads have been carried out to establish material properties and their behavior at high strain rates with idealized limiting conditions. Testing of glued laminated timber with bolted connections [17] showed that connections with high ductility, designed to experience significant flow, performed better than connections that were designed with excessive strength according to the Canadian Explosion Design Standard.

The importance of energy dissipation through boundary junctions has been explored in research outside of timber structures. In [4], energy-absorbing connections (EAC) were developed for precast concrete panels, which reduce the transfer of dynamic load to the frame elements. Used deformable and collapsible steel connectors under explosive load. Limit connections dissipate energy, absorbing the load on the supporting frame of the building. Cylindrical mild steel dampers are proposed in [5]. The tests were carried out at impact velocities ranging from 3 to 5 m/s using a fixed mass falling on the specimens under the action of gravity. Their crushing behavior and energy absorption capacity were analyzed experimentally and modeled numerically using LS-DYNA. Oswald [6] developed and tested precast concrete panels with steel EACs with and without aluminum honeycomb inserts similar to those proposed by Whitney [4]. It has been found that EACs limit the peak dynamic reactive load transferred to the support structure and reduce damage to the supporting element compared to traditional rigid supports. Lavarney and Pollino [7, 8] explored the feasibility of using simple, effective blast-resistant ductile connectors (BRDC) implemented between the building envelope and the lateral force-resistance system (LFRS). For a wide range of explosion scenarios, the BRDC was able to completely dissipate the energy of the explosion, leaving the load-bearing structures unscathed. Reference [9] presents an EAC made of a curved aluminum foam plate to be inserted between a blast-resistant facade and the supporting structure of a building. The influence of aluminum foam, the thickness and the radius of the curved plate on the energy absorption characteristics of the connector was experimentally investigated, which showed that the energy absorption capacity of the connector can be improved by increasing the thickness of the curved plate. EAC tests of variously shaped corrugated plates filled with polyurethane foam have proven that polyurethane foam filler can improve the energy absorption performance of the connector [10].

Targets and goals. The purpose of this study is to search for rational design solutions for connections that can plastically deform and dissipate the energy of an explosion, preserving the supporting frame from destruction and further application of the accumulated factual information in connections of wooden rod elements.

Materials and research methods. Modern connections of rod wooden elements are an integral part of unique buildings and structures tuned to the perception of explosive loads. The latest experimental and theoretical studies of their behavior under the action of an explosion are considered. Due to the small number of similar design solutions for connections, only those that are in the range of this study were selected for analysis, and are promising for further improvement and development.

Research results. The environmental benefits of using wood as a construction medium are well known. Architects and developers are increasingly attracted to the concept of wood specification for construction, thanks to the use of structural wood composites such as laminated veneer timber; glued veneer; parallel chipboard; laminated timber.

The spans and load-bearing capacity of timber structural elements have increased to an economically competitive level with other materials traditionally associated with modern long-span structures. Prefabricated connection systems have several potential advantages over traditional ones, both in appearance and strength. Hidden factory connectors have the potential for close quality control in production.

The wood has a high strength-to-weight ratio, which is favorable for dynamic loads.

To meet modern design requirements that take into account the action of significant dynamic loads, wooden structures must demonstrate plastic and dissipative behavior. A well-designed plastic wood structure can withstand extreme impacts such as tornadoes or explosions [14]. It is important

to design fasteners that are weaker than the wooden elements so that they can deform and dissipate a large amount of energy. The way to ensure both proper ductility and sufficient load-bearing capacity are to use a large number of weak fasteners. The use of energy dissipation techniques allows you to protect the structure and people from an explosion, make repairs promptly and reuse the building. In [10], wall panels were developed that perform explosion-proof functions. They are connected to the supporting structure using assemblies of energy dissipating elements along the edge of the panel. When subjected to an explosive load, the panels transmit the pressure of the shock wave through the assemblies, thereby reducing the forces transmitted to the supporting structure. Subsequently, panels and blocks of energy-dissipating components can be quickly and easily replaced, allowing the building to be reused within a short time after an explosion.

Dynamic testing is undoubtedly the best choice for detecting the behavior of timber structures under explosion, seismic or wind loads. Also, given the fact that failure modes can be very different in static and dynamic conditions, it is necessary to have an idea about the plasticity of wooden connections.

A large amount of factual materials, as well as experimental and theoretical studies on the impact of tornadoes, makes it possible to qualitatively study the consequences of the behavior of wooden elements and their connections [12].

Tornadoes cause extreme localized wind pressure and uplift forces greater than the action of straight wind. When a structure is located in the center of a tornado's path, it experiences the most damage, making economical lightweight timber construction impossible for the most intense tornadoes. However, as it stretches outwards perpendicular to the tornado's path, the intensity of the tornado decreases. The standardized method for estimating wind speed during a tornado is the Enhanced Fujita (EF) scale, based on damage observations since direct measurement of wind speed during a tornado is generally not possible. The extreme localized wind pressure and wind debris in a tornado make it difficult to streamline the design process.

The collapse of the timber frame roof of an apartment building is one of the most common and costly types of damage caused by tornadoes. The work to mitigate damage to wood-framed residential roofs is important, and this is possible through improved design approaches and innovative solutions.

Connections in modern wooden buildings are metal devices that ensure the transfer of forces between structural elements. Their design is the most strategic part of the structural design of a wooden structure since the characteristics of the connections (type, mechanical properties, geometry, distance, assembly technique) strongly depend on the rigidity, strength, plasticity and dissipation energy of the entire structure.

A wide range of formations of hidden moment connections of wooden structures can be divided into five general types (Fig. 1): hidden rods, hidden glued plates, adhesive connections of surface contact connections, wooden lap connections and dowel connections [13]. Concealed connections provide not only aesthetic benefits but also resistance to environmental degradation, fire and significant dynamic impacts.

Recently, high-rise wooden houses have been built using a structural system in which massive diagonal members are connected by multiple slotted and tongue-and-groove steel plates to ensure structural strength. However, this application system limits large openings.

Moment Resistant Timber Framing (MRTF) with semi-rigid beam-to-column connections allows buildings to be erected without stiffeners or shear bracing, allowing openings to be enlarged, and redistributing internal forces through the connection with sufficient ductility is critical to ensuring the strength of the structure [15].

The significance of plasticity in a structural system lies in the fact that dissipative zones are located in connects, while the wooden elements themselves behave elastically. Dissipative structures can dissipate energy through plastic hysteresis behavior, and in wooden structural members connected by bolts or rods, energy is dissipated by plastic deformation of both wood and metal connectors under reciprocating cyclic loading.

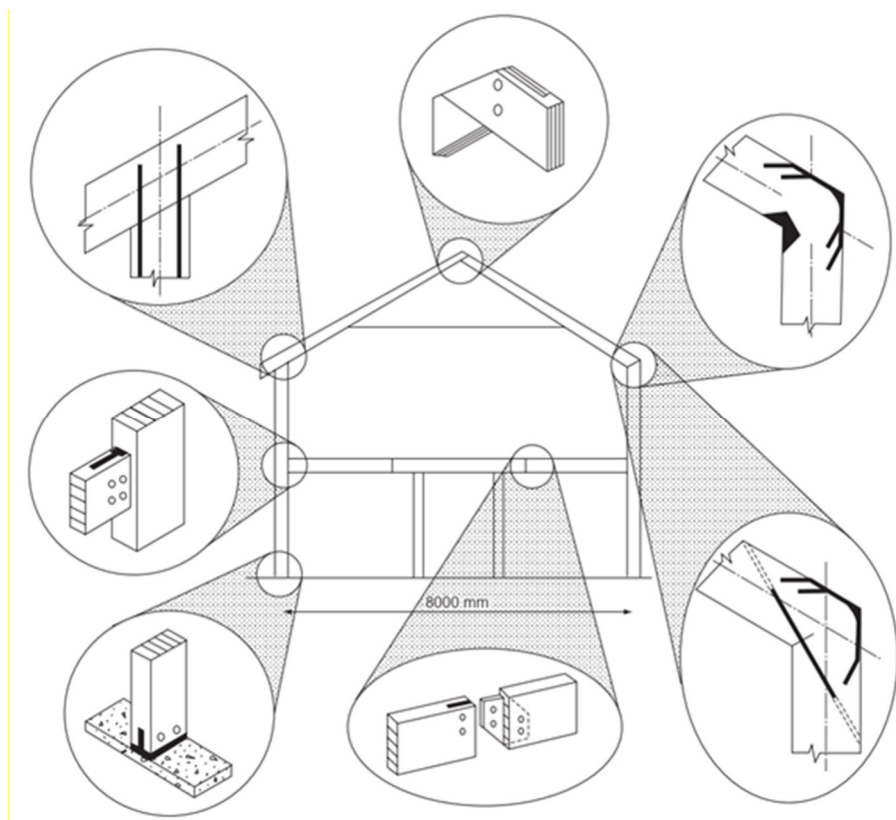


Fig. 1. Hidden moment connections of wooden structures

Plasticity is understood as the ability of a structure to undergo cyclic deformations of large amplitude in the inelastic range without a significant decrease in strength. Plasticity is measured by the ratio between boundary strain and yield strain.

The process of quantifying plasticity coefficients depends on the onset of yield strain, defined as the load at which the assembly begins to plastically deform. Theoretically, this deformation can be detected during monotonous load tests; however, most timber connections present a non-linear load-displacement relationship and an unclear transition between elastic and plastic behavior. Therefore, in practice, there are several different definitions of yield strength, leading to different results.

A proposed classification system for the ductility of timber connections, whereby connections and members can be classified into four categories (Table 1) associated with a particular failure mode.

Table 1

Classification of the plasticity of a wooden connection according to the failure mode

Wood connection failure mode	Average coefficient of plasticity
Fragile	$\mu \leq 2$
Low plasticity	$2 < \mu < 4$
Moderate plasticity	$4 < \mu \leq 6$
High plasticity	$\mu > 6$

In experiments [16], the characteristics of moment-resistant bolted connections of wood with self-tapping screws acting as reinforcement perpendicular to the fibers were evaluated. Due to the non-reinforced beam-to-column connection with slotted steel plates as the baseline, a power increase of 1.7 times was observed when the connections were reinforced with self-tapping screws under reversed cyclic loading. This increased further by 22.5% when the bolt diameter in the reinforced connection was increased from 19.0 to 25.4 mm. Reducing the edge distances between the bolts in the reinforced connection provided an additional increase in the bearing capacity by 35.3% to the total increase in the bearing capacity and by 2.9 times compared to non-reinforced connection in maintaining high plasticity. However, experimental results in cyclic testing have shown that a larger bolt diameter can increase the maximum moment and elastic stiffness, but will reduce the rotational capacity by almost 50%. This resulted in brittle fracture (Fig. 2) with a low ductility coefficient.

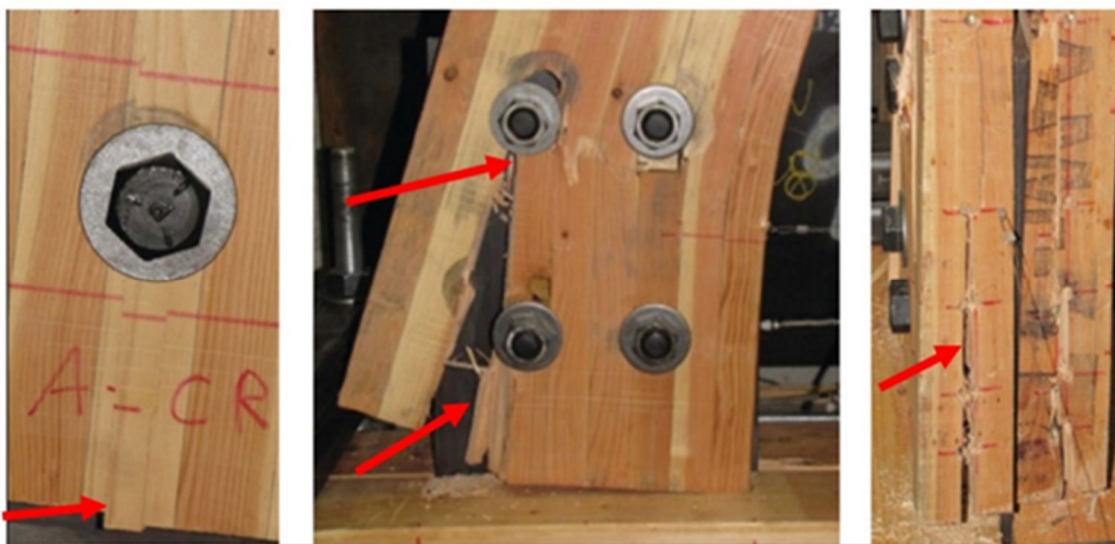
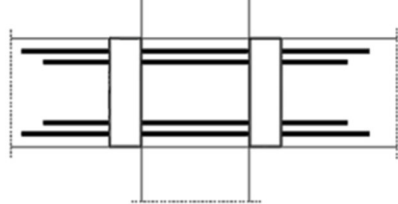
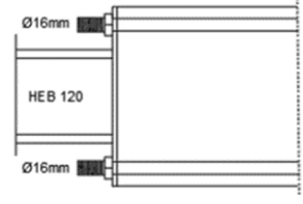
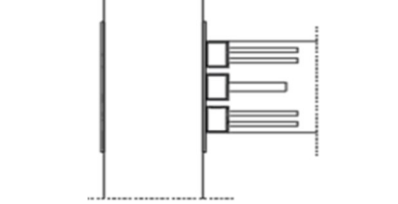
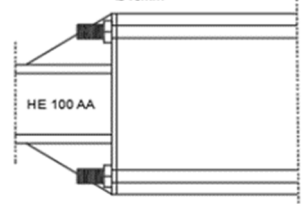


Fig. 2. Brittle fracture of a bolted connection

Studies of glued bars used in beam-to-column connections with several horizontal bars parallel to the beam fiber showed brittle failure with diagonal shear cracks in the middle of the connection (Table 2, type Ia) [15]. The best plastic performance of this type of connection was achieved due to the geometric configuration (Table 2, type Ib), where one rod was inserted inside the connection. It has reached several loading cycles and plasticity coefficient $\mu=6$.

Table 2

Schemes of wooden connections with glued rods and failure modes

Type I Glued-in steel rods in timber	Type II Glued-in steel rods with steel box	Type III Glued-in steel rods with steel link
 a	 a	 a
 b	 b	 b
Horizontal cracks at bottom of the beam	Yielding of steel box	Yielding of T-stub

Based on studies involving glued bars bonded to steel boxes and pipes (type II of Table 2), plastic behavior was observed in monotonic and cyclic tests, with failure occurring on the steel side and not on the wood element. The use of three boxes and self-tapping screws (STS) for reinforcement is beneficial, as it improved the resistance to the moment of connection and reduced the likelihood of cracks and splits at the supports. On the other hand, when the wall thickness of the steel box is very thin, the connection bends diagonally between the stiffeners and cannot achieve high plasticity.

Type III compounds (Table 2) showed the highest degree of plasticity due to their high rotational ability. The preferred failure mode in this steel connection geometry was plastic deformation of the T-bar. It was possible to find out that with an increase in the thickness of the end plate, there is greater resistance to the moment of connection and lower rotational ability. In most

studies, the specimen with a thick end plate demonstrated the failure of a brittle rod. Therefore, as the thickness of the end plate increases, the connection becomes less plastic, moving from a connection classified as a high plasticity connection to a low plasticity connection according to the proposed classification. In general, works in which steel plates were inserted showed a decrease in the maximum torque limit, indicating a decrease in plasticity.

The use of steel side plates with nails or bolted connections of slotted steel plates without reinforcement does not provide plasticity. These connections show brittle failure with low rotational capacity and a low limiting moment even when changing the geometric cross-sectional configuration or applying modifications to bolt and nail diameters.

The number of studies of the characteristics of connections of wooden structures under explosive loading is very limited and requires a holistic and systematic approach [17].

In [18], dynamic tests were carried out using a Shock Tube setup, which is capable of creating high strain rates, similar to those observed in explosions in the far zone. The shock tube uses compressed air, which can generate reflected pressure and impulses up to 100 kPa and 2200 kPa-ms, respectively. The reflected pressure is controlled by the driver pressure, while the reflected pulse is controlled by changing the length of the driver. Evenly distributed shock wave fronts are generated through the use of a double diaphragm inflammation system. The shock tube end frame measures 2032 mm by 2032 mm (80 in. x 80 in.), allowing both large and full-sized specimens to be tested. A load transfer device (LTD) with two load-transfer beams located in the third span was used to convert the reflected shock tube pressure into two concentrated loads applied directly to the specimens. While the structural member is subjected to a uniformly distributed load in a real explosion, the use of LTD generates similar strain rates and general dynamic responses in the timber member and connections. The LTD consists of rigid steel panels covering the entire opening of the end frame. Thanks to the slotted hinges, the LTD can move up to 200 mm, which allows the transfer of pressure without changing the rigidity of the tested specimens.

An experimental program has been developed that investigates the behavior of stacks of glued laminated timber with various bolted connections subjected to simulated explosive loading [18]. 14 full-scale tests of glued elements with a cross-sectional size of 137×267 mm were performed with idealized and realistic limiting conditions using a shock-tube apparatus capable of simulating the effects of explosions in the far zone. Full-size glulam samples with bolted connections designed for flexibility in bolt bending performed better than those designed with a margin of safety. It has been found that proper detailing of the bolt group geometry is sufficient to achieve the desired failure sequence. Reinforcement with self-tapping screws changed the splitting failure mode to a combination of bolt deformation and wood failure and provided additional plasticity of the connection. Reinforcement with screws changed the failure mode from splitting to bolt deformation and wood crushing and provided additional plasticity in the assembly.

The article [19] presents a technique for the development of energy-absorbing connections (EAC) in assemblies of glued laminated timber and cross-laminated timber (CLT) for protection against the effects of a blast wave. Explosive overloads were modeled with the introduction of the Shock Tube installation. In total, 23 dynamic tests of full-scale wooden assemblies were carried out with different limiting conditions. The CLT samples consisted of 445 x 175 mm class E1 panels with five layers of 35 mm thick laminate. The beams of glued beams consisted of spruce-pine-fir layers with a cross-sectional size of 137×267 mm.

Based on observations of damage to connections and wooden elements, the behavior of nodes was established and failure modes were characterized. The behavior of the nodes has been established and the failure modes have been characterized based on observations of damage occurring in connections and timber elements. Experimental test results have shown that, when properly designed, EACs allow assemblies to withstand more blast energy than conventional glulam and CLT connections. At failure, average reflected impulses of 534 kPa-ms and 646.8 kPa-ms were observed for simply-supported glulam beams and CLT panels, respectively.

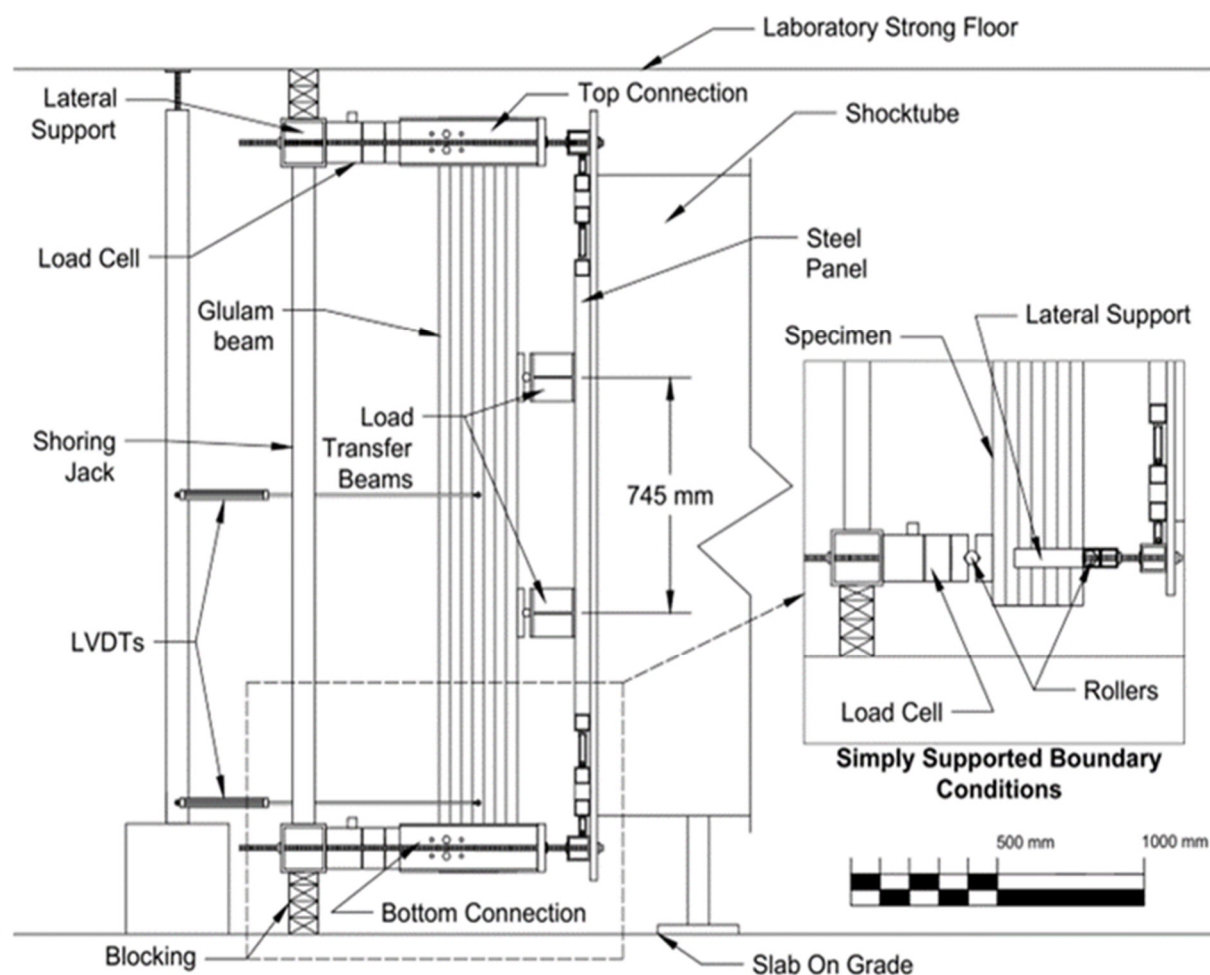


Fig. 3. Installation of Shock Tube for dynamic testing of wooden elements

On fig. 4 shows photographs of testing a wooden rod element with energy-absorbing compounds (EAC) under the action of an explosive load for different periods. The behavior of the sample can be divided into three stages. The initial loading stage is the region where both the EAC and the wood element behave resiliently by the time the EAC yields. This is characterized by a bending of the wood element with a slight misalignment at the ends caused by EAC deformation (Fig. 4a). The second stage is characterized by a yield plateau where EAC exhibits almost perfect ductility and the load acting on the wood element is constant (Fig. 4b). Finally, the third and final stage consists of a densification stage accompanied by an increase in stiffness and strength that exceeds the strength of the wood element. This causes the wooden element to reach its maximum resistance and not be subjected to bending, as shown in fig. 4c.

The impact of a high strain rate on the yield strength and stiffness of thin bolted connections of wooden rod elements is given in [20, 21]. Single-bolt connections were tested during static and simulated explosive loading. The connection was studied both parallel and perpendicular to the fibers. The results showed that links loaded in parallel with fibers exhibited a different failure mode under dynamic loading compared to static loading. The reinforcements that have been used to prevent split failure improve the bearing capacity of the connection.

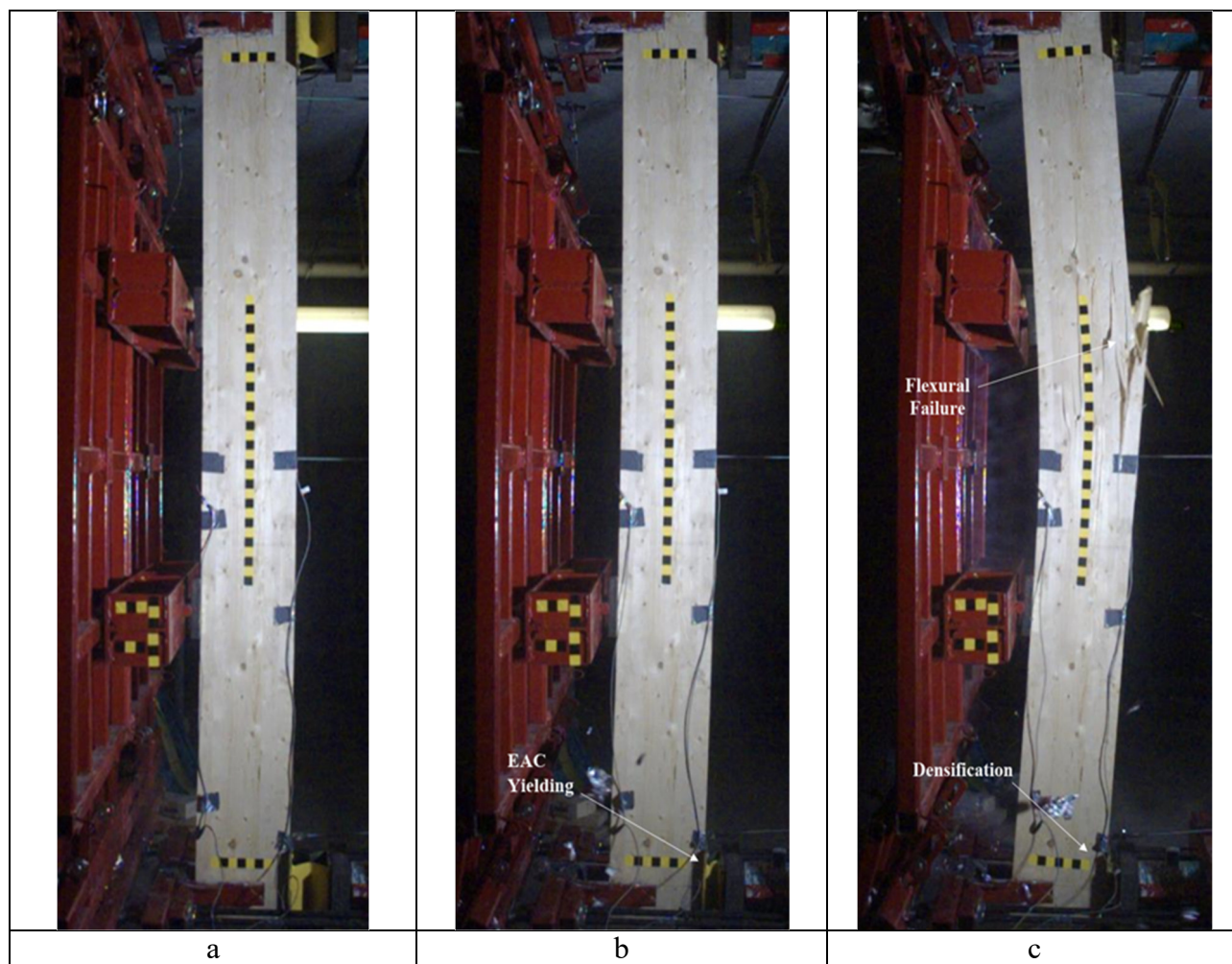


Fig. 4. The behavior of a wooden rod element under the action of an explosive load

Conclusions. To achieve the goal, a review was made of modern structural connections of wooden elements, their behavior under the action of a dynamic load in a complex stress-strain state, and trends in the development of innovative solutions.

A system for classifying the plasticity of wooden connections under the action of a dynamic load is given, which is associated with a specific failure mode. Experimental results are considered and comparisons are made.

Awareness of the need to protect wooden structures from significant dynamic impacts (explosion, tornado) has not sufficiently solved the problem. The analysis of literary sources made it possible to identify the advantages and disadvantages of different types of connections of wooden rod structures under the action of significant dynamic loads. Their advantages and disadvantages are determined, as well as the ways for their further improvement and application.

References

- [1] Silva, P. F., & Lu, B. (2007). Improving the blast resistance capacity of RC slabs with innovative composite materials. *Composites Part B: Engineering*, 38(5-6), 523–534. DOI:10.1016/j.compositesb.2006.06.015
- [2] Resistance of structures to explosion effects: Review report of testing methods. Luxembourg: Publications Office of the European Union. 2013 – 78 pp. DOI 10.2788/57271
- [3] Draganić, H., Gazić, G., Lukić, S., & Jeleč, M. (2021). Experimental investigation on blast load resistance of reinforced concrete slabs retrofitted with epoxy resin impregnated glass fiber textiles. *Composite Structures*, 274, 114349. DOI:10.1016/j.compstruct.2021.114349

- [4] Whitney, M. G. (1996). Blast Damage Mitigation Using Reinforced Concrete Panels and Energy Absorbing Connectors. Wilfred Baker Engineering, Inc., San Antonio, Texas.
- [5] Olabi, A.G., Morris, E., Hashmi, M.S.J. & Gilchrist, M.D. (2008). Optimized design of nested circular tube energy absorbers under lateral impact loading. *International Journal of Mechanical Sciences*, 50(1), 104-116. <https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2007.04.005>
- [6] Oswald, C. (2018). "Blast Testing of Energy Absorbing Connectors for Blast Resistant Design." *Structures Under Shock and Impact XV*, S. Syngellakis, and G. Schleyer, eds., WIT Press, Southampton, UK, 57-67. DOI:10.2495/SUSI180061
- [7] Lavarney, D., & Pollino, M. (2014). Improved Blast Protection of Buildings through Implementation of Ductile Building Envelope Connectors. *Structures Congress*, 86-96. DOI:10.1061/9780784413357.009
- [8] Lavarney, D., and Pollino, M. (2015). Mitigation of Air-Blast Pressure Impulses on Building Envelopes through Blast Resistant Ductile Connectors. *Journal of Engineering and Architecture*, 3(2), 9-24. DOI:10.15640/jea.v3n2a2
- [9] Wang, Y., Liew, J. Y. R., Lee, S. C., Zhai, X., & Wang, W. (2017). Crushing of a novel energy absorption connector with curved plate and aluminum foam as energy absorber. *Thin-Walled Structures*, 111, 145–154. DOI: 10.1016/j.tws.2016.11.019
- [10] Wang, Y., Lu, J., Zhai, X., Xue, B., & Zhi, X. (2019). Response of energy absorbing connector with polyurethane foam and multiple pleated plates under impact loading. *International Journal of Impact Engineering*, 103356. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2019.103356
- [11] Michael V Seica, Jeffrey A Packer, Martin G Walker, Matthew I Gow. (2022) Mitigation of blast effects through novel energy-dissipating connectors. *International Journal of Protective Structures*, 13(2), 236-272. DOI: 10.1177/20414196221074058
- [12] Stevenson, S. A., Kopp, G. A., & El Ansary, A. M. (2018). Framing Failures in Wood-Frame Hip Roofs under Extreme Wind Loads. *Frontiers in Built Environment*, 4. DOI:10.3389/fbuil.2018.00006
- [13] Bainbridge R.J., Mettem C.J. (1998). A review of moment-resistant structural timber connections. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Structures and Buildings*, 128(4), 323–331. DOI:10.1680/istbu.1998.30909
- [14] Porcu, M. C. (2017). Ductile Behavior of Timber Structures under Strong Dynamic Loads. *Wood in Civil Engineering*. DOI:10.5772/65894
- [15] Rebouças, Arthur S., Zabih Mehdipour, Jorge M. Branco, and Paulo B. Lourenço. (2022). Ductile Moment-Resisting Timber Connections: A Review. *Buildings* 12, no. 2: 240. <https://doi.org/10.3390/buildings12020240>
- [16] Lam, F., Gehloff, M., & Closen, M. (2010). Moment-resisting bolted timber connections. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 163(4), 267–274. DOI:10.1680/stbu.2010.163.4.267
- [17] Lacroix, Daniel & Viau, Christian & Côté, D & Poulin, M & Lopez, America & Doudak, Ghasan. (2016). Overview on the structural performance of timber structures under the effects of blast loading – research and design considerations. DOI:10.1201/b20891-8.
- [18] Viau, Christian & Doudak, Ghasan. (2020). Behavior and Modeling of Glulam Beams with Bolted Connections Subjected to Shock Tube–Simulated Blast Loads. *Journal of Structural Engineering*. 147. DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002876.
- [19] Viau, Christian & Doudak, Ghasan. (2021). Energy-Absorbing Connection for Heavy-Timber Assemblies Subjected to Blast Loads–Concept Development and Application. *Journal of Structural Engineering*. 147. DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002975.
- [20] McGrath, Andrew & Viau, Christian & Doudak, Ghasan. (2021). Effects of Blast Loading on the Behaviour of Timber Connections Using Slender Bolt Fasteners. *Conference: World Conference on Timber Engineering 2021At: Santiago, Chile*
- [21] McGrath, Andrew & Doudak, Ghasan. (2021). Investigating the response of bolted timber connections subjected to blast loads. *Engineering Structures*. 236. 112112.

АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ ПО ПІДВИЩЕННЮ СТІЙКОСТІ ДО ВИБУХІВ З'ЄДНАНЬ У ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЯХ

Гілодо О.Ю., к.т.н., доцент,
gil@soborka.net, ORCID: 0000-0001-5387-5538

Коломійчук Г.П., к.т.н., доцент,
gp11klm@gmail.com, ORCID: 0000-0003-4484-7791

Коломійчук В.Г., аспірант,
slavikkolomy@gmail.com

Арсирій А.М., к.т.н., доцент,
arsiriy@ukr.net, ORCID: 0000-0003-3262-1488

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація. Пом'якшення наслідків вибуху знаходиться в центрі уваги через нестабільну геополітичну ситуацію. Існуючі дерев'яні конструкції не розраховані на витримування вибухового навантаження, а в районах можливого нападу їх чутливі елементи вимагають противибухової модернізації. Пошук раціональних конструктивних рішень з'єднань, здатних пластично деформуватися і розсівати енергію вибуху, зберігаючи несучий остов від руйнування актуальна проблема. Кількість досліджень характеристик з'єднань дерев'яних конструкцій при вибуховому навантаженні дуже обмежена і потребує цілісного і систематичного підходу. Наведені динамічні випробування з'єднань дерев'яних конструкцій з використанням установки Shock Tube, яка здатна створювати високі швидкості деформації, подібні до тих, що спостерігаються під час вибухів у дальній зоні. Пристрій передачі навантаження (LTD) з двома балками передачі навантаження, розташованими в третях прольоту, використовувався для перетворення відбитого тиску ударної труби на дві зосереджені сили, прикладені безпосередньо до зразків. У той час як конструктивний елемент піддається рівномірно розподіленому навантаженню під час реального вибуху, використання LTD генерує аналогічні швидкості деформації і загальні динамічні реакції в дерев'яному елементі і з'єднаннях. LTD складається з жорстких сталевих панелей, що закривають весь отвір торцевої рами. Завдяки шарнірам з прорізами LTD може зміщуватися до 200 мм, що дозволяє передавати тиск без зміни жорсткості випробуваних зразків. Розглянута методика розробки енергопоглинаючих з'єднань (ЕАС) у збірках із клеєного бруса та поперечно-клеєного бруса (CLT) для захисту від впливу вибухової хвилі. Вибухові навантаження моделювалися з використанням установки Shock Tube. Результати експериментальних випробувань показали, що при правильному проектуванні ЕАС дозволяють вузлам витримувати більше енергії вибуху, ніж звичайні з'єднання з клеєного бруса і CLT. Поведінку дерев'яного стержневого елементу з енергопоглинаючими з'єднаннями (ЕАС) під дією вибухового навантаження можна розділити на три стадії. Початкова стадія навантаження являє собою область, де як ЕАС, так і дерев'яний елемент поведуться пружно, до моменту плинності ЕАС. Друга стадія характеризується плато плинності, де ЕАС демонструє майже ідеальну пластичність, а навантаження, що діє на дерев'яний елемент, є постійним. Остання стадія складається зі стадії ущільнення, яка супроводжується збільшенням жорсткості та міцності, що перевищує міцність дерев'яного елементу. Усвідомлення необхідності захисту дерев'яних конструкцій від значних динамічних впливів (вибух, торнадо) не достатньо вирішена проблема. Аналіз літературних джерел дозволив виявити переваги і недоліки різних типів з'єднань стержневих дерев'яних конструкцій під дією значних динамічних навантажень. Визначені їх переваги та недоліки, а також наведено шляхи для їх подальшого удосконалення і застосування.

Ключові слова: енергопоглинаючі з'єднання, пом'якшення наслідків вибуху, конструктивні рішення, стійкість до вибуху, дерев'яні стержневі елементи.

АНАЛИЗ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО ПОВЫШЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ К ВЗРЫВАМ СОЕДИНЕНИЙ В ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Гилодо А.Ю., к.т.н., доцент
gil@soborka.net, ORCID: 0000-0001-5387-5538

Коломийчук Г.П., к.т.н., доцент
gp11klm@gmail.com, ORCID: 0000-0003-4484-7791

Коломийчук В.Г., аспирант
slavikkolomy@gmail.com

Арсирий А.Н., к.т.н., доцент,
arsiriy@ukr.net, ORCID: 0000-0003-3262-1488

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Аннотация. Смягчение последствий взрыва находится в центре внимания из-за нестабильной геополитической ситуации. Существующие деревянные конструкции не рассчитаны на восприятие взрывной нагрузки, а в районах возможного нападения их чувствительные элементы требуют противовзрывной модернизации. Поиск рациональных конструктивных решений соединений, способных пластически деформироваться и рассеивать энергию взрыва, сохраняя несущий остов от разрушения актуальная проблема. Количество исследований характеристик соединений деревянных конструкций при взрывной нагрузке очень ограничено и требует целостного и систематического подхода. Приведены динамические испытания соединений деревянных конструкций с использованием установки Shock Tube, которая способна создавать высокие скорости деформации, подобные наблюдаемым при взрывах в дальней зоне. Устройство передачи нагрузки (LTD) с двумя балками передачи нагрузки, расположенными в третях пролета, использовалось для преобразования отраженного давления ударной трубы на две сосредоточенные силы, приложенные непосредственно к образцам. В то время как конструктивный элемент подвергается равномерно распределенной нагрузке при реальном взрыве, использование LTD генерирует аналогичные скорости деформации и общие динамические реакции в деревянном элементе и соединениях. LTD состоит из жестких стальных панелей, закрывающих все отверстие торцевой рамы. Благодаря шарнирам с прорезями LTD может смещаться до 200 мм, что позволяет передавать давление без изменения жесткости испытанных образцов. Рассмотрена методика разработки энергопоглощающих соединений (ЕАС) в сборках из клееного бруса и поперечно клееного бруса (CLT) для защиты от воздействия взрывной волны. Взрывные перегрузки моделировались с внедрением установки Shock Tube. Результаты экспериментальных испытаний показали, что при правильном проектировании ЕАС позволяют узлам выдерживать больше энергии взрыва, чем обычные соединения из клееного бруса и CLT. Поведение деревянного стержневого элемента с ЕАС под действием взрывной нагрузки можно разделить на три стадии. Начальная стадия нагрузки представляет собой область, где как ЕАС, так и деревянный элемент ведут себя упруго, к моменту текучести ЕАС. Вторая стадия характеризуется плато текучести, где ЕАС демонстрирует почти идеальную пластичность, а нагрузка, действующая на деревянный элемент, является постоянной. Последняя стадия состоит из стадии уплотнения, сопровождающейся увеличением жесткости и прочности, что превышает прочность деревянного элемента. Осознание необходимости защиты деревянных конструкций от значительных динамических воздействий (взрыв, торнадо) недостаточно решенная проблема. Анализ литературных источников позволил выявить преимущества и недостатки разных типов соединений стержневых деревянных конструкций под действием значительных динамических нагрузок. Определены их преимущества и недостатки, а также приведены пути их дальнейшего совершенствования и применения.

Ключевые слова: энергопоглощающие соединения, смягчение последствий взрыва, конструктивные решения, стойкость к взрыву, деревянные стержневые элементы.

UDC 692

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-55-62

APPLICATION OF HYSTERESIS ENVELOPE MODEL TO STEEL BEAM-TO-COLUMN BOLTED JOINT

Krolo P., PhD, Assistant Professor

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

Faculty of Civil Engineering of University of Rijeka,

3, Radmile Matejčić, Rijeka, 51000, Croatia

Abstract. The paper demonstrates the applications of the hysteresis envelope model on the example of a double extended end plate beam-to-column bolted joint. The hysteresis envelope model represents a new analytical trilinear model that can describe the cyclic behaviour of joints in a moment-resisting steel frame and is suitable for nonlinear static pushover analysis. The principle of determining the parameters of the hysteresis model is based on the monotonic curve of joint, which can be determined by applying the Component method using commercial software for the joint design. After trilinear idealisation of nonlinear $M - \phi$ curve, the parameters of the hysteresis envelope model are then obtained by multiplying the parameters of the monotonic model with a nonlinear exponential function. Predicting the cyclic behaviour of the joint using the hysteresis envelope model is satisfactory for further practical application.

Keywords: hysteresis envelope model, beam-to-column bolted joint, component method, monotonic $M - \phi$ curve, IDEA StatiCa.

1. Introduction. The effect of the real behaviour of steel joints on the seismic response of steel moment-resisting frames has long been recognised as a crucial aspect to ensuring a safe structural response. Common practise is to increase the hysteretic energy as much as possible through inelastic behaviour, using the ductile properties of structures [1]. In order to achieve the best seismic performance, in the case of moment-resisting frames, the steel structure must be designed to allow the development of plastic deformations in specific parts of the structure, such as the ends of beams or in the beam-to-column joints, but never in the columns, with the exception of the base of first-storey columns [2]. Therefore, the ductility of steel frames is deeply influenced by the behaviour of their joints. To include their effects in frame design, the $M - \phi$ curve of the joint must be represented in the appropriate analytical form. For seismic design, the $M - \phi$ curve is cyclical and must include degradation effect of strength and stiffens which arise as the number of cycles increases. Two different approaches can be taken in the design of beam-to-column joints of moment resisting frames. The first approach is based on the location of the dissipative zone at the beam ends, which means that the joint must have sufficient strength to ensure this. The second approach relies on energy dissipation through the plastic bending of the joint. This means that energy is dissipated through the joint components.

Eurocode 8, Part 1 [3] provides rules for the design and detailing of joints subjected to seismic loading. In particular, for moment-resisting frames, it is specifically allowed to use dissipative semi-rigid and/or partial strength joints. The effect of joint deformation on the global response of a structure can be determined using nonlinear static pushover analysis. Numerous studies [4–7] have analysed the influence of monotonic behaviour of joints on seismic response of moment-resisting steel frames. However, monotonic models have limitations because they do not provide sufficient information about the hysteresis behaviour of the joints. Nonlinear static analysis of structures is mainly carried out in a way that takes the monotonic properties of the joints, which is considered quite conservative.

Lignos and Krawinkler (2011) [8] proposed the modified Ibarra-Krawinkler (IK) deterioration model that establishes strength bounds on the basis of a monotonic backbone curve and a set of rules that define the characteristics of hysteretic behaviour. The backbone curve is defined by three strength parameters and four deformation parameters. The modified IK model is applied to the beam-to-column joint in which inelastic deformations are primarily concentrated in the flexural plastic hinge

regions of the beam sections. The modified IK model is also applied to the specimens that have reduced beam sections in which plastic hinges develop away from the beam-to-column joint.

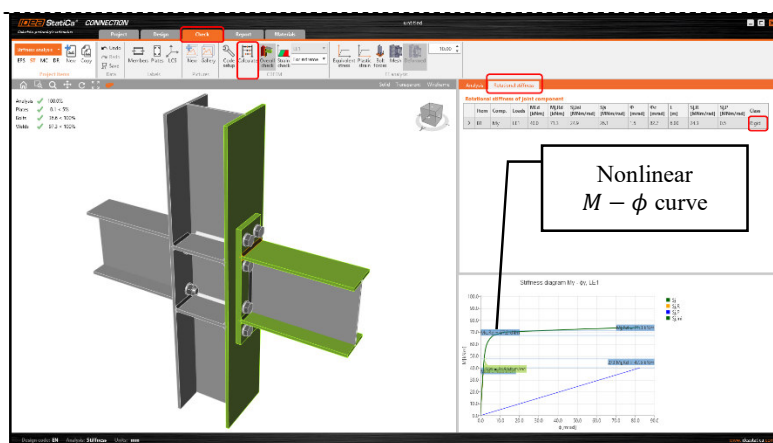
In this paper, the hysteresis envelope model is presented, which was developed by Krolo and Grandić (2021) [9]. The hysteresis envelope model represents a simple way of modelling the joints of moment-resisting steel frames for nonlinear static pushover analysis. The aim of this paper is to demonstrate the application of the new hysteresis envelope model to the example of a double-extended beam-to-column bolted joint. The proposed hysteresis envelope model of joint is applicable to moment-resisting frames that are designed in such a way that during earthquakes, all plastic deformations primarily occur in the joint instead of columns and beams. As recommended by Eurocode 3, Part 1-8 [10], the joint resistance is equal to or less than the resistance of the connected beam. The ratio of the resistance of the column in relation to the resistance of the beam must be at least 30% higher to satisfy the criterion “strong column–weak beam”. The proposed hysteresis envelope model could be further applied in the nonlinear static pushover analysis of moment-resisting steel frames, and enables a better prediction of the structures behaviour under seismic action.

2. Steel joints under cyclic loading. Predicting the behaviour of steel joint under cyclic loading can be quite complex and impractical in engineering practice. Numerical approaches based on finite element methods require lengthy calculations and are very exhausting and time-consuming in practice. Laboratory tests, on the other hand, can be time-consuming and costly. A hysteresis envelope model is presented in this paper as a simple way of modelling the joints of moment-resisting steel frames for nonlinear static pushover analysis. The proposed hysteresis envelope model establishes bounds on the basis of a monotonic backbone curve by defining a correction factor to correct the monotonic trilinear moment-rotation response of the joint.

The procedure of determining the parameters of the hysteresis envelope model is shown in Figure 1 through three steps. In the first step it is necessary to define monotonic curve $M - \phi$ of joints. Monotonic behaviour of joints can be achieved by applying the principles of the Component method, which is accepted in Eurocode 3 for the design of joints in steel structures and is available in numerous commercial software (Step 1). The nonlinear moment-rotation ($M - \phi$) curve, obtained by the Component method, should be idealised with a trilinear curve (Step 2). The parameters of the hysteresis model are then obtained according to Eq. 1 (Step 3).

Step 1

Design of joint using
commercial software -
determination of a
nonlinear $M - \phi$
curve



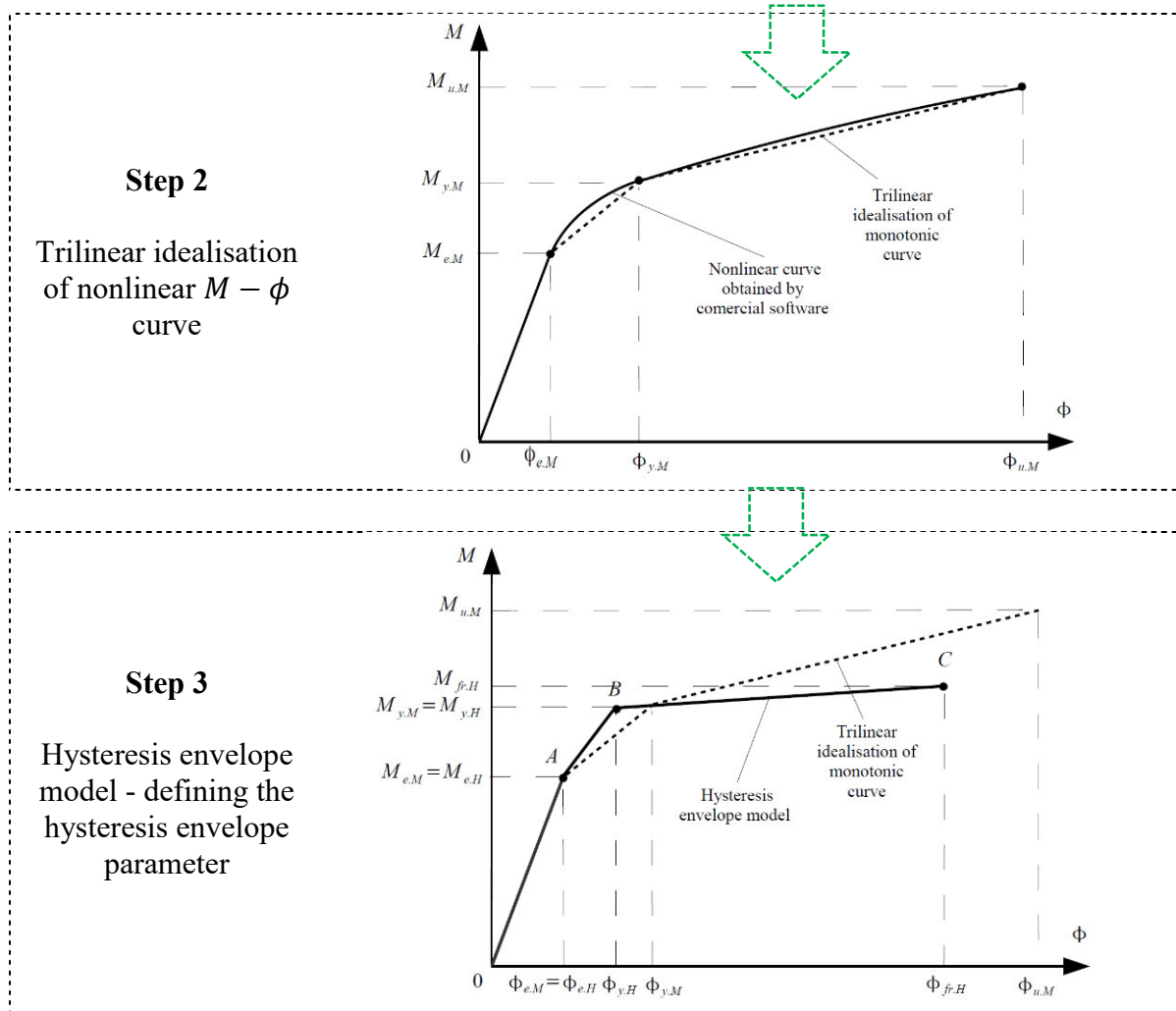


Figure 1. Procedure for determining hysteresis envelope model parameters

2.1 Hysteresis envelope model. The hysteresis envelope model forms the basis for modelling the joint for nonlinear static pushover analysis (Figure 1, Step 3). The hysteresis envelope model is defined by three strength parameters ($M_{e,H}$ = bending moment in the elastic region, $M_{y,H}$ = bending moment at full plasticization, and $M_{fr,H}$ = bending moment at fracture), and three deformation parameters ($\phi_{e,H}$ = rotation of the joint in the elastic region, $\phi_{y,H}$ = rotation of the joint at full plasticization, and $\phi_{fr,H}$ = rotation of the joint at fracture).

The elastic part (0-A) does not change under monotonic and cyclic loading, which means that the bending moment and rotation in the elastic region can be adopted from the monotonic behaviour of the joint ($M_{e,H} = M_{e,M}$, $\phi_{e,H} = \phi_{e,M}$). The line (A-B) represents the full plasticization of the joint with bending moment ($M_{y,H} = M_{y,M}$), and rotation of the joint $\phi_{y,H}$. The line (B-C) represents the hardening area and degradation of strength after which fracture occurs in the joint. The position of point C has a rotation value corresponding to the fracture of the joint $\phi_{fr,H}$, and the bending moment $M_{fr,H}$.

The dependency between monotonic parameters and hysteresis envelope model parameters is defined by multiple nonlinear exponential regression as a function of the independent variables t , and p , where p is the thickness of the end-plate, and t is the vertical spacing between the bolt rows, as in (1). The following terms define the hysteresis envelope model:

$$(0 - A) \begin{cases} M_{e,H} = M_{e,M} \\ \phi_{e,H} = \phi_{e,M} \end{cases} \quad \phi \leq \phi_{e,H}$$

$$(A - B) \begin{cases} M_{y.H} = M_{y.M} \\ \phi_{y.H} = \phi_{y.M} (0.2341t^{-0.208}p^{0.3293}) \end{cases} \phi_{e.H} < \phi < \phi_{y.H} \quad (1)$$

$$(B - C) \begin{cases} M_{fr.H} = M_{u.M} (0.5024t^{0.4429}p^{-0.131}) \\ \phi_{fr.H} = \phi_{u.M} (0.0059t^{0.3086}p^{0.8002}) \end{cases} \phi_{y.H} < \phi < \phi_{fr.H}$$

2.2 Application of hysteresis envelope model. The hysteresis envelope model was applied to the case of double extended end-plate bolted beam-to-column joints. The joints consist of a steel beam made of IPE400 profile that is welded to the end-plate, which is then bolted to a column flange made of HEA 360 profile with 8 high-quality M20 preload bolts of steel grade 10.9 (see Figure 2). The friction coefficient of the contact surface was considered to be 0.44. The specimen was fabricated from S355 steel. The yield strength and ultimate strength value of steel plates are 384MPa and 552MPa, respectively, while the Young's modulus is equal to 199000MPa. Material parameters of high-strength bolts are selected by Wang et al. [11], and are given in Table 1.

Table 1 – Material properties of high-strength bolt class 10.9

Stress [MPa]	990	1160
Strain [-]	0.0048	0.136

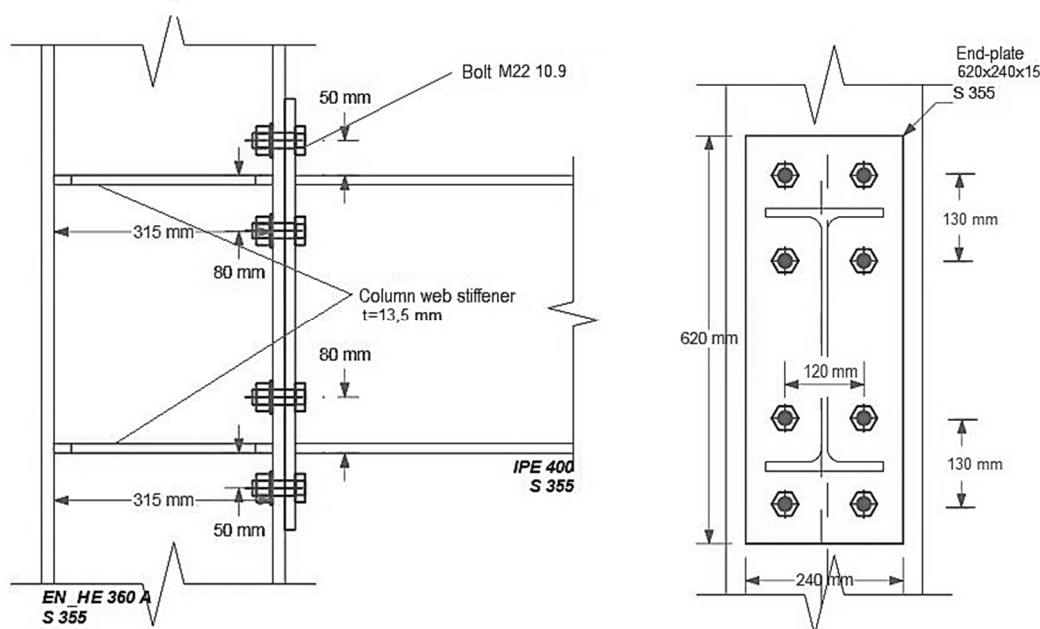


Figure 2. Dimension of beam-to-column joint [mm]

Determination of hysteresis envelope model parameters was performed through three steps according to the procedure shown in Figure 1.

Step 1. To determine the monotonic nonlinear response of the beam-to-column joint, an IDEA StatiCa software was used [12]. The model of the double extended beam-to-column bolted is shown in Figure 3. Software uses an elastic-plastic material model of steel with a nominal yielding plateau slope of $\tan^{-1}(E/1000)$, where E is the modulus of elasticity of steel (see Figure 4). By performing stiffness analysis, the nonlinear $M - \phi$ curve is obtained.

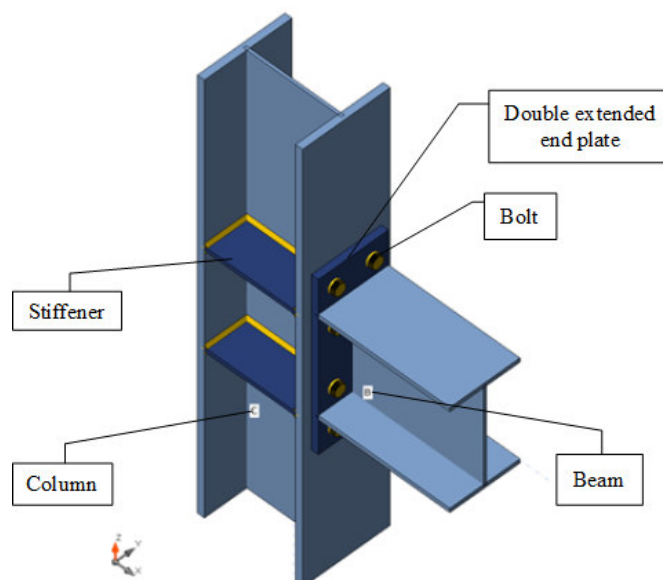


Figure 3. Model of beam-to-column joint in IDEA StatiCa software

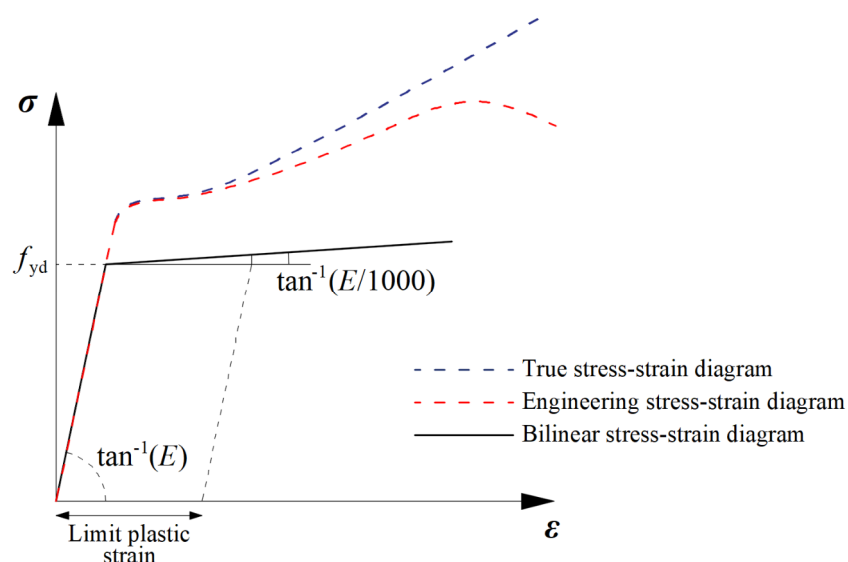


Figure 4. Elasto-plastic material model of steel in IDEA StatiCa [12]

Step 2. The nonlinear moment-rotation ($M - \phi$) curve, obtained by the stiffness analysis, was idealized with a trilinear curve in a way that defines moments and rotations at the end of each linear segment of the curve. The first linear segment represents the elastic region of the $M - \phi$ curve and it is determined by moment $M_{e,M}$ and rotation $\phi_{e,M}$. The second linear segment of the trilinear curve represent the part between elastic behaviour and full plasticization of joint and it is determined by moment $M_{y,M}$ and rotation $\phi_{y,M}$. The last segment of the trilinear curve represents the part between full plasticization and ultimate strength of the joints which corresponds to the strength of the joint, when the steel material has reached its tensile strength. It is determined by moment $M_{u,M}$ and rotation $\phi_{u,M}$. Trilinear curve parameters are given in Table 2. The parameters obtained by the *IDEA StatiCa* were compared with the parameters obtained by numerical simulation in ABAQUS. To make the parameters comparable, the calculations in *IDEA StatiCa* were made with a partial safety factor $\gamma_{M2} = 1$ instead of $\gamma_{M2} = 1.25$. Details on the FEM model of beam-to-column joint are available in [9]. The differences between the parameters obtained by commercial software and numerical simulation are obvious, and the largest difference was obtained for $M_{u,M}$ and is equal to 15.76%.

Table 2 – Parameters of trilinear model

Parameters	IDEA StatiCa	FEM	Δ [%]
$M_{e.M}$ [kNm]	234	227.7	2.77
$\phi_{e.M}$ [-]	0.0077	0.009	14.45
$M_{y.M}$ [kNm]	351.2	333.01	5.46
$\phi_{y.M}$ [-]	0.0263	0.023	14.35
$M_{u.M}$ [kNm]	361	428.55	15.76
$\phi_{u.M}$ [-]	0.085	0.083	2.4

Step 3. The parameters of the trilinear model from Table 2 were applied for the calculation of the parameters of the hysteresis envelope model, as in Eq. (1). The obtained values are given in Table 3. For comparison, in Table 3 are given parameters for hysteresis envelope model obtained by numerical simulation in ABAQUS using finite element method (FEM). As expected, differences between the parameters obtained by commercial software and FEM are significant. The largest difference was obtained for $M_{u.H}$ and is equal to 14.24%.

Table 3 – Parameters of hysteresis envelope model

Parameters	IDEA StatiCa	FEM	Δ [%]
$M_{e.H}$ [kNm]	234	227.7	2.77
$\phi_{e.H}$ [-]	0.0077	0.009	14.45
$M_{y.H}$ [kNm]	351.2	333.01	5.46
$\phi_{y.H}$ [-]	0.017	0.016	6.25
$M_{fr.H}$ [kNm]	318.07	370.9	14.24
$\phi_{fr.H}$ [-]	0.057	0.055	3.63

The reason for the differences lies in the fact that IDEA StatiCa software uses an idealised bilinear elastic-plastic material model. On the example of a beam-to-column joint, the influence of the limit value of plastic strain on the moment resistance was studied and reported in [12]. By varying the limit plastic strain from 2% to 8%, the change in moment resistance was less than 4%.

3. Conclusions. In this paper, the procedure of applying a new hysteresis envelope model to the double extended beam-to-column bolted joint, using commercial software is presented. Based on the conducted studies, the following conclusions can be drawn:

- The hysteresis envelope model represents the simple trilinear model which describes the cyclical behaviour of the beam-to-column joint
- The application of commercial software allows easy and fast determination of the monotonic behaviour of the joint, which is used as a basis for determining the parameters of the hysteresis envelope model.
- The behaviour of the joint after the onset of plasticization cannot be precisely defined using commercial software since the program uses a simplified elastoplastic material model.

In future research, the plan is to implement a hysteresis envelope model to describe the behaviour of joints in moment-resisting frames and to investigate their influence on seismic response obtained by nonlinear static pushover analysis.

Acknowledgment. The research presented in this work was done within the scientific project, grant no. uniri-tehnic-18-127, supported by the University of Rijeka, Croatia.

References

- [1] V. Gioncu, F.M. Mazzolani, *Ductility of Seismic Resistant Steel Structures*. Spon Press: London, UK, 2002.
- [2] F.M. Mazzolani, V. Piluso, *Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames*. E&FN Spon: London, UK, 1996.
- [3] EN-1998-1. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings; European Committee for Standardization (CEN): Brussels, Belgium, 2004.
- [4] P. Krolo, M. Čaušević, M. Bulić, “Seismic analysis of framed steel structure with semi-rigid joints”, *Proceedings of the 7th European Conference on Steel and Composite Structures*. Naples, Italy, 10-12 September 2014, pp. 1-6.
- [5] P. Krolo, M. Čaušević, M. Bulić, “The extended N2 method in seismic design of frames considering semi-rigid joints”, *Proceedings of the 2th European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Istanbul, Turkey, 25-29 August 2014, pp. 74-84.
- [6] P. Krolo, M. Čaušević, M. Bulić, “Nonlinear seismic analysis of steel frame with semi-rigid joints”, *Gradvinar*, vol. 67, pp. 573-583, 2015.
- [7] P. Nogueiro, R. Bento, L.S. da Silva, “Evaluation of the ductility demand in partial strength steel structures in seismic areas using non-linear static analysis”, *In Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures: Proceedings of the XI Int Conf on Metal Structures*, Rzeszow, Poland, 21-23 June 2006, pp. 268-278.
- [8] D.G. Lignos, H. Krawinkler, “Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading”, *Journal Structural Engineering*, vol. 137, pp. 1291-1302, 2011.
- [9] P. Krolo, D. Grandić, “Hysteresis envelope model of double extended end-plate bolted beam-to-column joint”, *Buildings*, vol. 11, no. 517, 2021.
- [10] EN1993-1-8:2014. Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-8: Design of Joints (EN 1993-1-8:2005+AC: 2009). Available online: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1993.1.8.2005-1.pdf> (accessed on 15 September 2021).
- [11] M. Wang, Y. Shi, Y. Wang, G. Shi, “Numerical study on seismic behaviors of steel frame”, *J. Constr. Steel Res*, vol. 90, pp. 140-152, 2013.
- [12] IDEA StatiCa, <https://www.ideastatica.com/support-center/material-model>

ЗАСТОСУВАННЯ МОДЕЛІ ГІСТЕРЕЗИСНОЇ ОГИНАЮЧОЇ ДЛЯ БОЛТОВОГО З'ЄДНАННЯ СТАЛЕВОЇ БАЛКИ З КОЛОНОЮ

Кроло П., к.т.н., доцент

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

Факультет цивільного будівництва Університету Рієки,
3, Radmile Matejčić, Рієка, 51000, Хорватія

Анотація. У роботі представлено практичне застосування моделі гістерезисної огинаючої на прикладі болтових з'єднань балки та колони. Модель гістерезисної огинаючої є новою аналітичною трилінійною моделлю, яка може описати циклічну поведінку з'єднань у стійкій до моменту сталевій рамі та підходить для нелінійного аналізу статичної тяги. Принцип визначення параметрів моделі гістерезису заснований на нелінійній кривій з'єднань, яку можна визначити компонентним методом за допомогою програмного забезпечення для проектування з'єднань. Криву нелінійного крутіння моменту, отриману програмним забезпеченням, слід ідеалізувати за допомогою трилінійної кривої. Потім параметри моделі гістерезисної огинаючої отримують шляхом множення параметрів нелінійної моделі на

нелінійну експоненціальну функцію. Прогнозування циклічної поведінки з'єднання за допомогою моделі гістерезисної огибаючої є задовільним для подальшого практичного застосування.

Ключові слова: модель гістерезисної огибаючої, болтове з'єднання балка-колон, компонентний метод, нелінійна крива $M - \varphi$, IDEA StatiCa.

ПРИМЕНЕНИЕ МОДЕЛИ ГИСТЕРЕЗИСНОЙ ОГИБАЮЩЕЙ ДЛЯ БОЛТОВОГО СОЕДИНЕНИЯ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ С КОЛОНОЙ

Кроло П., к.т.н., доцент

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

Факультет гражданского строительства Университета Риеки,
3, Radmile Matejčić, Риека, 51000, Хорватия

Аннотация. В работе представлено практическое применение модели гистерезисной огибающей на примере болтовых соединений балки и колонны. Модель гистерезисной огибающей является новой аналитической трехлинейной моделью, которая может описать циклическое поведение соединений в устойчивой к моменту стальной раме и подходит для нелинейного анализа статической тяги. Принцип определения параметров модели гистерезиса основан на нелинейной кривой соединений, которую можно определить компонентным методом с помощью программного обеспечения для проектирования соединений. Кривую нелинейного кручения момента, полученную с помощью программного обеспечения, следует идеализировать с помощью трехлинейной кривой. Затем параметры модели гистерезисной огибающей получают путем умножения параметров нелинейной модели на экспоненциальную нелинейную функцию. Прогнозирование циклического поведения соединения с помощью модели гистерезисной огибающей удовлетворительно для дальнейшего практического применения.

Ключевые слова: модель гистерезисной огибающей, болтовое соединение балка-колонна, компонентный метод, нелинейная кривая $M - \varphi$, IDEA StatiCa.

UDC 624.014.072

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-63-71

THE RATIONAL SCHEME DEFINITION OF THE CROSS TRUSS WEB ALONG THE BOTTOM CHORD OF INDUSTRIAL BUILDING TRUSSES

Kupchenko Y.V., PhD., Assistant Professor,
steelconpro@gmail.com, ORCID: 0000-0003-1480-6884

Singayevsky P.M., PhD., Assistant Professor,
mdipk@ukr.net, ORCID: 0000-0003-1268-414X

Korshak O.M., PhD., Assistant Professor,
bagiraolga@ukr.net, ORCID: 0000-0001-7346-252X
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract. In the industrial buildings with the support of trussed rafters on the columns at the level of the bottom chord, the main system of horizontal nodes, which the horizontal load rests and provides the rigidity of the building, is located on the bottom chords of trussed rafters. These nodes are usually constructed in the form of trusses (so-called wind trusses). The issue of designing cross trusses with the rational design solutions is relevant. One of the ways to choose the rational design solution for a cross truss is to determine a rational scheme of the web for steel consumption. The method for determining the web rational scheme of typical cross trusses on the truss bottom chords in terms of material consumption has been developed. This example shows that the cross nodes are 37% more economical than triangular ones with additional posts.

Keywords: industrial building, frame, covering, trussed rafters, nodes, cross truss

Introduction. One of the important tasks in the field of improving steel structures is to reduce their material consumption, which can be achieved through further studying of the actual operation of the structures, the improvement of design schemes, the development of structural form, the use of high strength steel, the use of the effective types of cross sections. The design standards of steel structures [1] recommend “to choose the optimal structural schemes of structures according to technical and economic indicators; to apply progressive constructions...; to provide manufacturability and the least complexity of structure manufacturing; to use the designs providing manufacturability and the least complexity of installation”.

The designing issue of nodes to cover the frame of the industrial building with the rational design solutions is relevant. One of the ways to choose the rational design solution for a cross truss is to determine the rational scheme of the web for steel consumption.

Analysis of recent research and publications. The nodes of industrial buildings create the rigidity of the building frame, provide the spatial operation of cross frames with redistribution of local loads applied to one of the frames, adjacent frames with reduced horizontal deformations at the level of crane beams. The nodes carry a number of horizontal loads such as wind, seismic, provide the stability of compressed elements of the covering and the set geometry of the framework during the installation. Within the covering in the General case, there are the following systems of the nodes: cross and longitudinal horizontal nodes in the plane of the top and bottom chords of trussed rafters; vertical nodes between the trussed rafters, nodes on the lanterns (if there are). Cross horizontal nodes are installed in each span of the building and placed at the ends of the temperature and seismic blocks. If the length of the temperature block is more than 144 m in the buildings there are the additional cross horizontal nodes inside the block [1]. In the buildings with the estimated seismicity rate 7, 8 and 9 grades, the number of the additional cross nodes is determined by calculating the effect of horizontal seismic loads. Longitudinal horizontal nodes are provided in the buildings equipped with bridge supported cranes, which require the passage galleries along the crane tracks, with the presence of trussed rafters, with the estimated seismicity rate more than 7 grades and in other technically validated cases [1, 5]. These nodes in the buildings with a span number up to three should be placed

only along the last rows of the columns, and in the buildings with a span number more than three also be placed along the middle rows of the columns, so that they are located after 1-2 spans. Vertical nodes are installed in the place of cross horizontal nodes. The layout of the node scheme depends on the type of covering, the design features of the building frame and its operating conditions.

In the buildings with the support of trussed rafters on the columns at the level of the bottom chord, the main system of horizontal nodes, which carries horizontal loads and ensures the structural rigidity, is located on the bottom chord of the trussed rafters. These nodes are usually in the form of trusses (so-called wind trusses). In this case, the nodes on the top chords of the trussed rafters are installed to ensure the stability of the top chords during operation and installation. Also, if there is a rigid disk, the horizontal cross nodes are placed only at the level of the bottom truss chords, but there are demountable temporary nodes at the level of the top chords to verify the structures and ensure their stability during installation [2, 3]. The estimation of the stress-strain state of trusses of single-story industrial buildings in the end node blocks taking into account the wind pressure at the end of the building was considered in the research work [4].

The issue of designing cross trusses with the rational design solutions is relevant. One of the ways to choose a rational design solution for cross truss is to determine a rational web scheme for steel consumption.

The aim of the work is to develop the method for determining the rational scheme of the web of typical cross trusses along the bottom chords as for material consumption.

Research results. The nodes on the bottom chords of trussed rafters in the end node blocks of industrial buildings carry the wind load to the gable facade (Fig. 1).

Traditionally, to carry the wind pressure to the gable facade, at the level of the bottom chords of the trusses, the horizontal trusses are arranged with the help of plate hinges on the frame columns. Then the support reactions of the horizontal trusses from the wind load, through the nodes in the plane of the columns, are transmitted to the foundation.

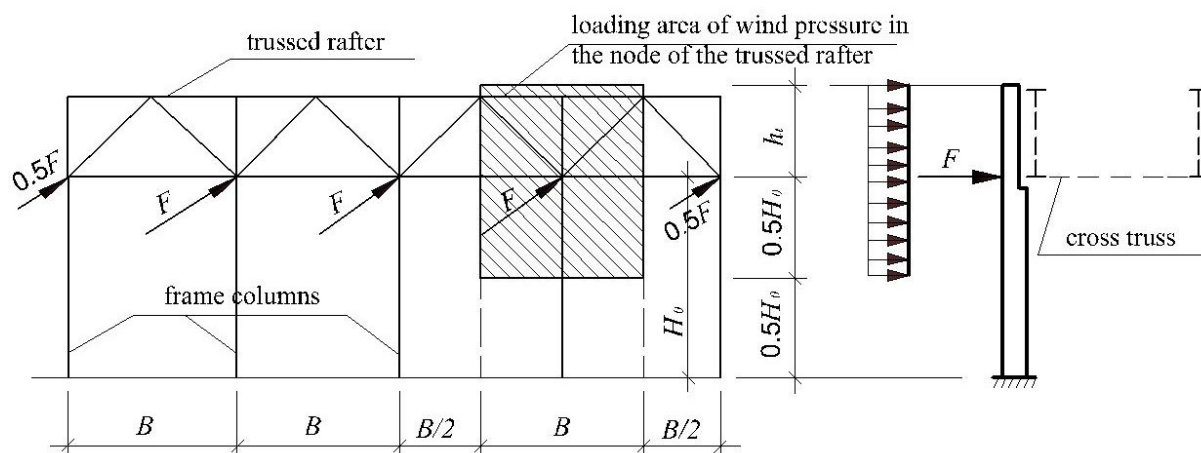


Fig. 1. Scheme of nodal load to the trusses along the bottom chords of trussed rafters in the end node blocks from wind pressure

The wind load to the gable facade through the enclosing wall structures is transmitted to the frame columns at the end of the building, as uniform distributed. The two horizontal reactions of the column arising from the wind load are distributed in such a way that one of them is transmitted to the foundation and the other one to the level of the truss bottom chords by means of plate hinges to the nodes of horizontal trusses (Fig. 1, 2).

These node horizontal trusses can be made with a cross web (Fig. 3, a), or with a triangular web and additional members (Fig. 3, b). In both cases, the bottom chords of the vertical nodes between the trusses are the web posts, and the bottom chords of the trusses are the chords of the node trusses.

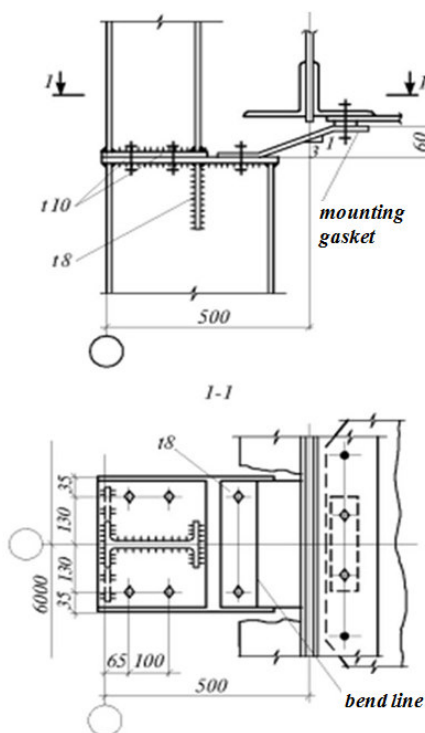


Fig. 2. The node connection of support column through the plate hinge to the horizontal node truss on the bottom chords of the lead trussed rafters

In Fig. 5 there are the geometric diagrams of node trusses on the bottom chords of typical trussed rafters of industrial buildings with the spans 18, 24, 30 and 36 m and the step 6 m. The forces in the node trusses from the single concentrated forces of wind pressure at the end of the industrial building, applied in the nodes of the bottom chords of the trussed rafters (at the level of plate hinges on the frame columns at the ends of the building) will be determined.

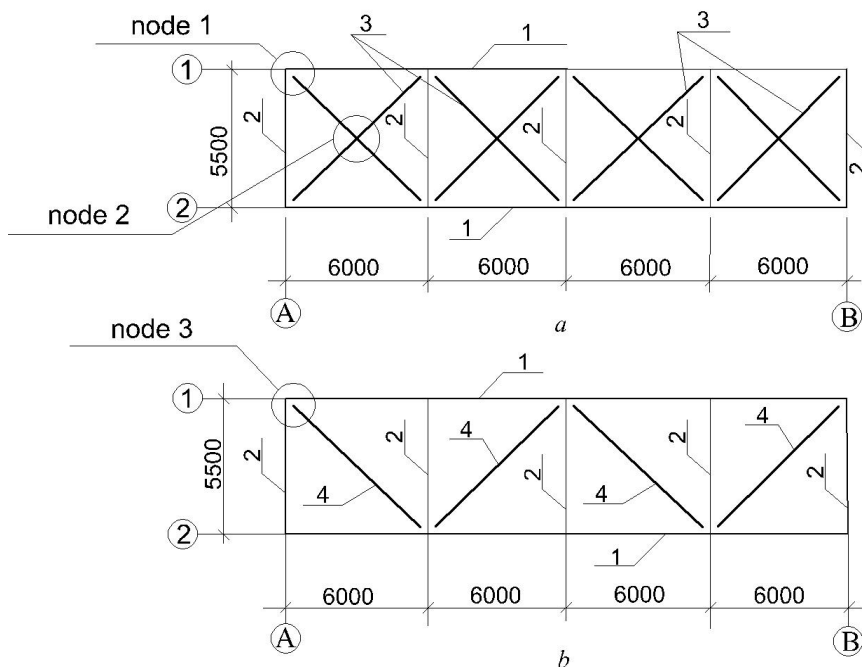


Fig. 3. Schemes of node trusses along the bottom chords of trussed rafters in the end node blocks of single-storey industrial buildings with the span 24 m

a – with a cross web; *b* – with a triangular web and additional posts

1 – bottom chord of the trussed rafter; *2* – bottom chord of the vertical node between the trusses;
3 – cross web of node truss; *4* – diagonal web element of node truss with a triangular web and additional posts

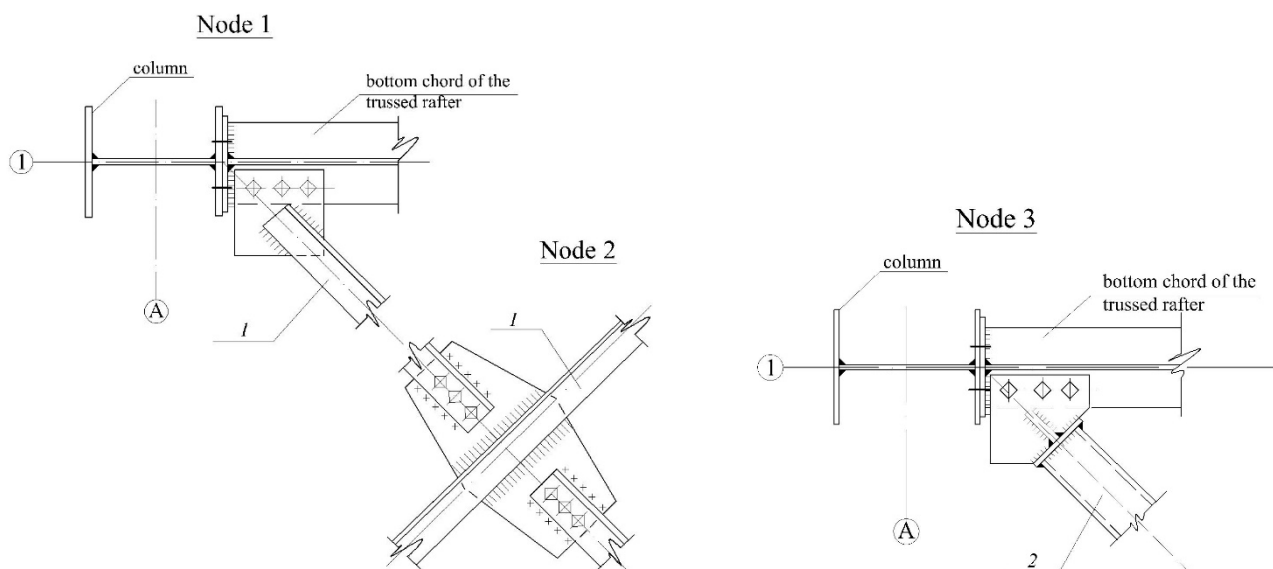


Fig. 4. Nodes 1, 2, 3

1 – cross web of the node truss; 2 – diagonal web element of node truss with a triangular web and additional posts

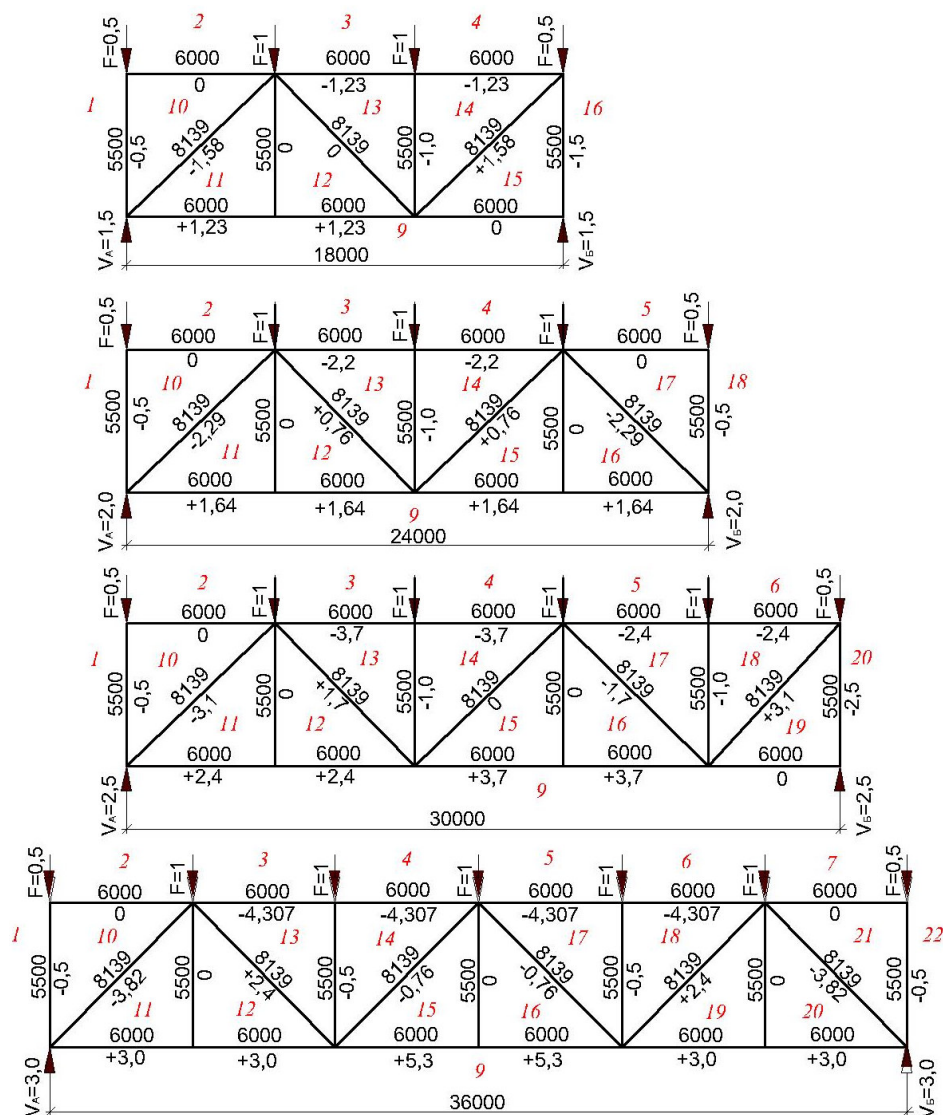


Fig. 5. Strength and length of node truss elements along the bottom chords of trussed rafters with a triangular web in node end blocks (length – mm, strength – kN)

Note: For node trusses with a cross web, its elements will have a positive value.

In these schemes (Fig. 5) there are the numbers of all the elements of node trusses, and each element in the numerator has its length mm , in the denominator – its strength kN from a single nodal load to the node trusses.

Thus, determining the nodal wind load for a specific area and multiplying it by the unit load effort, it is possible to determine the rational scheme (by steel consumption) of the nodes along the bottom chords of trusses in the end node blocks of single-storey industrial buildings.

There is the determination of the rational scheme of the web of cross node truss on steel consumption as illustrated by the building with the following initial data: the building span $L = 24\text{ m}$; calculated limit value of wind pressure $W = 0.45\text{ kN/m}^2$ [6]; the shop height $H_0 = 7.0\text{ m}$; the construction material – steel, grade C245; the step of frame columns $B = 6\text{ m}$; $\gamma_{fm} = 1.035$ – the load reliability factor; $\gamma_n = 0.95$ – the safety factor for the responsibility; N_0 – the strength in the node truss element from the unit nodal forces of wind pressure (Fig. 4).

There are the actual nodal forces of wind pressure (Fig. 1, 6):

$$F = W \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n \cdot B \cdot (H_0 \cdot 0.5 + h_{truss}) = 0.45 \cdot 1.035 \cdot 0.95 \cdot 6 \cdot (7 \cdot 0.5 + 3.5) = 18.58 \quad (\kappa H),$$

where: W – estimated maximum wind load, kN/m^2 ; γ_{fm} , γ_n – reliability coefficients; $B = 6\text{ m}$ – step of frame columns; $h_{truss} = 3.5\text{ m}$ – truss height, taking into account the size of the parapet ($h_{parapet} = 0.35\text{ m}$).

Node truss according to the scheme “a” (Fig. 2)

$$\text{Maximum force } N_s \text{ in the support strut: } N_s = N_0 \cdot F = 2.29 \cdot 18.58 = 42.55 \quad (\kappa H),$$

where: $N_0 = +2.29$ – the forces in the element 10-11 (support strut) of the node truss from the single nodal forces of wind pressure for the step of the trussed rafters $B = 6\text{ m}$ and the cross web (Fig. 5); $F = 18.58\text{ kN}$ – the actual nodal force of wind pressure (Fig. 1, 6).

There is required diagonal member cross-sectional area:

$$A_{s,req.} = \frac{N_s}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{42.55}{24 \cdot 1.0} = 1.78 \quad (cm^2).$$

Given the ultimate flexibility of the stretched element of the node truss ($\lambda_u = 400$), the minimum required gyration radius is:

$$i_{x,min} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_u} = \frac{814}{400} = 2.04 \quad (cm),$$

where: $l_{ef,x}$ – the effective length of the diagonal member for the web of node trusses coincides with the geometric one (Fig. 5).

We accept $\perp 70 \times 5$, $i_x = 2.16\text{ cm}$, $A = 6.86\text{ cm}^2$, $g = 5.38\text{ kg/m}$ (Standard 2251-93).

Strength test:

$$\frac{N_s}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{42.55}{6.86 \cdot 24 \cdot 1.0} = 0.26 < 1,$$

the strength condition is met.

Theoretical consumption of steel (per 1 mesh): $G = g \cdot l \cdot n = 5.38 \cdot 8.14 \cdot 2 = 87.6\text{ kg}$,

where: $g = 5.38\text{ kg/m}$ – weight of one running meter $\perp 70 \times 5$; l – geometric length (Fig. 5); n – number of elements per 1 mesh.

Node truss according to the scheme “b” (Fig. 3)

The diagonal member of the node truss according to the scheme “b” (Fig. 3, b) work in compression.

From the condition of ultimate flexibility ($\lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0.5 = 150$, [1]) the minimum required gyration radius is:

$$i_{x,min} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_u} = \frac{814}{150} = 5.43 \quad (cm),$$

where: $\alpha = N/(\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c)$ – the ratio between strength and bearing capacity of the compressed rod; since we need the greatest flexibility, we take the smallest coefficient α (0.5).

We accept fl. □ 140×140×4 for which $i_x = i_y = 5.52 \text{ cm}$, $A = 21.6 \text{ cm}^2$, mass 1 r.m. $g = 17.0 \text{ kg/m}$ (Standard Б.В.2.6-8-95).

To perform the sustainability test, we find the value of the sustainability coefficient [1]:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{814}{5.52} = 148; \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 148 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 5.05 \quad \rightarrow \quad \varphi = 0.299.$$

$$\text{Sustainability test:} \quad \frac{N_s}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{42.55}{0.299 \cdot 21.6 \cdot 0.299 \cdot 1.0} = 0.27 < 1,$$

the condition of sustainability is fulfilled.

Theoretical steel consumption on the nodes according to the scheme “b”: $G = g \cdot l = 17.0 \cdot 8.14 = 138.4 \text{ kg}$.

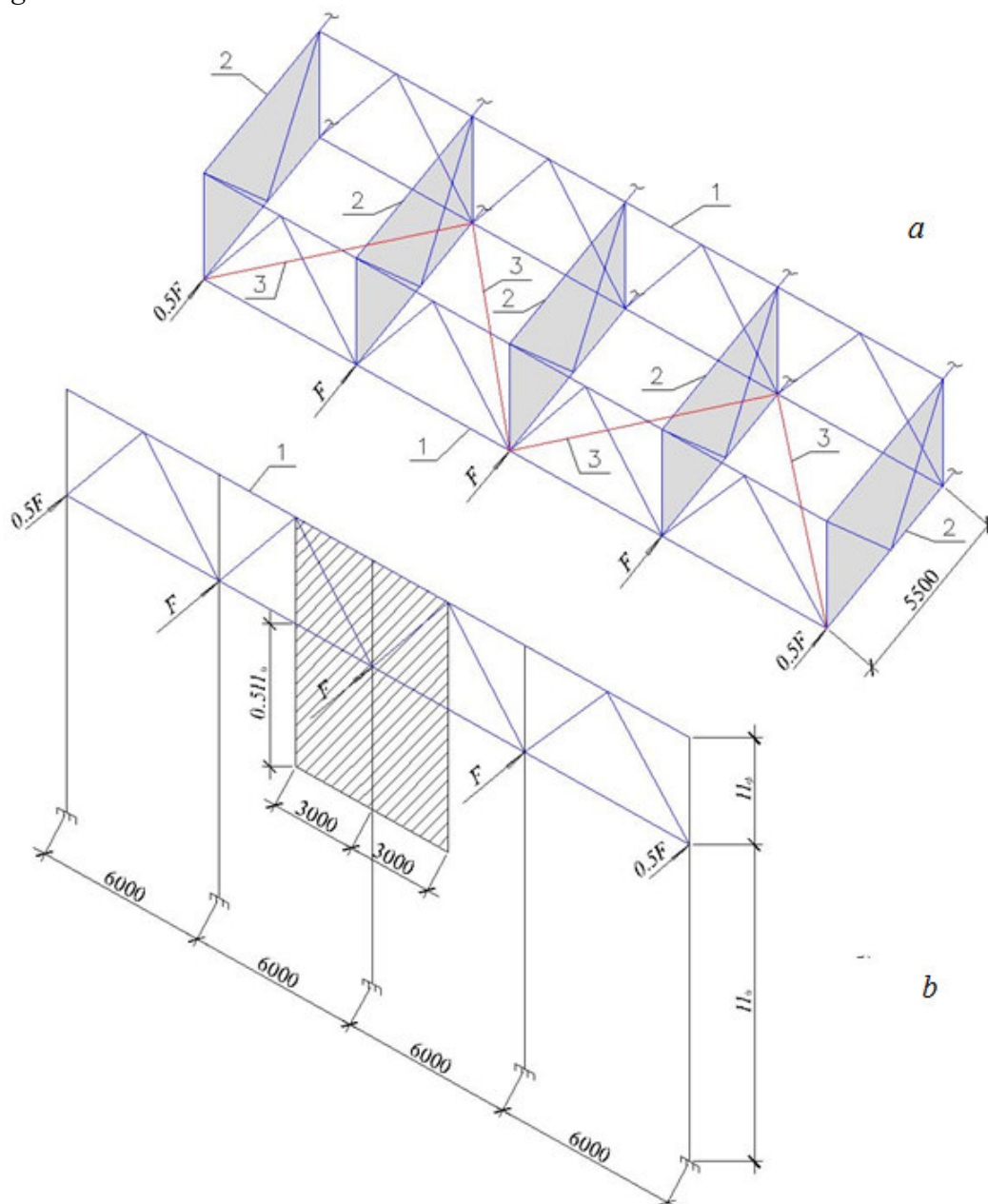


Fig. 6. Distribution scheme of wind pressure at the end of industrial building along the frame structures

a – scheme of the end node block; *b* – share of wind pressure at the end of the industrial building, which is at the level of the horizontal node truss along the bottom chords of the trussed rafters
1 – trussed rafters; *2* – vertical nodes between the trusses; *3* – diagonal members of the horizontal node truss along the bottom chords of the trussed rafters

Conclusion: With the help of the developed and presented method of determining the rational scheme of the web of typical node trusses along the bottom chords of the trussed rafters, the material consumption in this example is 37% more economical than triangular ones with additional poles.

References

- [1] DBN V.2.6–198:2014. *Stal'nyye konstruktsii. Normy proyektirovaniya* [chynni vid 2015-01-01]. K.: Minrehion Ukrainy, 2014.
- [2] O.O. Nilov, V.O. Permyakov, O.V. Shymanovs'kyi, S.I. Bilyk, I.D. Byelov, L.I. Lavrynenko, V.O. Volodymyrs'kyi, *Metalevi konstruktsiyi*. Kyev: Stal', 2010.
- [3] V.O. Permyakov, I.D. Byelov, *Metalevi konstruktsiyi fermy*, Kyev: KNUBA, 2006.
- [4] P.M. Singayevsky, Y.V. Kupchenko, "Otsinka napruzhenno-deformovanoho stanu ferm pokryttiv odnoverkhovykh promyslovykh budivel' v tortsevykh v'yazevykh blokakh z vrakhuvannyam vitrovoho tysku v torets' budivli", Zbirnyk naukovykh prats «Suchasni budivel'ni konstruktsiyi z metalu ta derevyny», Odessa: ODABA, Vol. 24, pp. 128-133, 2020.
- [5] DBN V.1.1-12:2014. *Budivnytstvo u seysmichnykh rayonakh Ukrayiny* [chynni vid 2014-10-01]. K.: Minrehion Ukrainy, 2014.
- [6] DBN V.1.2-2:2006. *Navantazhennia i vplyvy. Normy proyektirovaniya* [chynni vid 2007-01-01]. K.: Minbud Ukrainy, 2006.

ВИЗНАЧЕННЯ РАЦІОНАЛЬНОЇ СХЕМИ РЕШІТКИ ПОПЕРЕЧНОЇ В'ЯЗЕВОЇ ФЕРМИ ПО НИЖНІМ ПОЯСАМ ФЕРМ ПОКРИТТЯ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ

Купченко Ю.В., к.т.н., доцент,

steelconpro@gmail.com, ORCID: 0000-0003-1480-6884

Сінгаївський П.М., к.т.н., доцент,

mdipk@ukr.net, ORCID: 0000-0003-1268-414X

Коршак О.М., PhD., к.т.н., доцент,

bagiraolga@ukr.net, ORCID: 0000-0001-7346-252X

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація. В'язі покриття промислових будівель створюють загальну жорсткість каркаса будівлі, забезпечують просторову роботу поперечних рам. В'язі сприймають ряд горизонтальних навантажень таких, як вітрові, сейсмічні, забезпечують стійкість стиснутих елементів покриття і задану геометрію каркаса при монтажі. В межах покриття в загальному випадку призначаються наступні системи в'язів: поперечні і подовжні горизонтальні в'язі в площині верхніх і нижніх поясів кроквяних ферм; вертикальні в'язі між кроквяними фермами, в'язі по ліхтарях (за наявності ліхтарів). Компоновка схеми в'язів залежить від типу покриття, конструктивних особливостей каркаса будівлі і умов його експлуатації.

В будівлях з обпиранням кроквяних ферм на колони в рівні нижнього поясу основну систему горизонтальних в'язів, що сприймає горизонтальні навантаження і забезпечує жорсткість будівлі, розташовують по нижніх поясах кроквяних ферм. Ці в'язі зазвичай вирішують у вигляді ферм (так званих вітрових ферм). В цьому випадку в'язі по верхніх поясах кроквяних ферм встановлюють для забезпечення стійкості верхніх поясів при експлуатації і монтажі. Також при наявності жорсткого диска покриття горизонтальні поперечні в'язі розміщують тільки в рівні нижніх поясів ферм, але при цьому передбачають інвентарні тимчасові в'язі в рівні верхніх поясів для вивірення конструкцій і забезпечення їхньої стійкості під час монтажу [2].

Актуальним є питання проектування поперечних в'язевих ферм з раціональними конструктивними рішеннями. Одним із шляхів вибору раціонального конструктивного рішення поперечної в'язевої ферми є визначення раціональної схеми решітки за витратою сталі.

В'язі по нижнім поясам кроквяних ферм у торцевих в'язевих блоках промислових будівель сприймають вітрове навантаження на торець будівлі. Для сприйняття вітрового тиску в торець будівлі, в рівні нижніх поясів ферм покриття, за допомогою листових шарнірів на фахверкових колонах влаштовуються горизонтальні в'язеві ферми, де поясами цих в'язевих ферм є нижні пояси самих ферм покриття, а решітка проектується додатково. Далі, опорні реакції горизонтальних в'язевих ферм від вітрового навантаження, через в'язі в площині колон, передаються на фундамент.

Вітрове навантаження на торець будівлі через огорожувальні стінові конструкції передається на фахверкові колони у торці будівлі, як рівномірно розподілене. Дві горизонтальні реакції колони, які виникають від вітрового навантаження, розподіляються таким чином, що одна з них передається на фундамент, а друга на рівні нижніх поясів ферм покриття за допомогою листових шарнірів – у вузли горизонтальних в'язевих ферм по нижнім поясам торцевих ферм покриття.

Ці в'язеві горизонтальні ферми можуть виконуватися з хрестовою решіткою, або з трикутною решіткою і додатковими стійками. В обох цих випадках функцію стійок решітки будуть виконувати нижні пояси вертикальних в'язей між фермами, а поясами в'язевих ферм є нижні пояси ферм покриття.

Визначено зусилля у в'язевих фермах для типових ферм покриття промислових будівель від одиничних зосереджених сил вітрового тиску в торець промбудівлі, прикладених у вузлах нижнього поясу кроквяних ферм (у рівні листових шарнірів на фахверкових колонах по торцях будівлі).

Таким чином, визначивши вузлове вітрове навантаження для конкретного району і помноживши його на зусилля одиничного навантаження можна визначити раціональну схему (за витратою сталі) в'язів по нижнім поясам ферм покриття в торцевих в'язевих блоках одноповерхових промислових будівель.

За допомогою розробленої і представленої в роботі методики визначення раціональної схеми решітки типових в'язевих ферм по нижніх поясах ферм покриття за витратою матеріалу визначено раціональну схему решітки за витратою сталі на прикладі промислової будівлі. В розглянутому прикладі хрестові в'язі на 37% більш економічні ніж трикутні з додатковими стійками.

Ключові слова: промислова будівля, каркас, покриття, кроквяна ферма, в'язі, поперечна в'язева ферма

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЦИОНАЛЬНОЙ СХЕМЫ РЕШЕТКИ ПОПЕРЕЧНОЙ СВЯЗЕВОЙ ФЕРМЫ ПО НИЖНИМ ПОЯСАМ ФЕРМ ПОКРЫТИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Купченко Ю.В., к.т.н., доцент,
steelconpro@gmail.com, ORCID: 0000-0003-1480-6884

Сингаевский П.М., к.т.н., доцент,
mdipk@ukr.net, ORCID: 0000-0003-1268-414X

Коршак О.М., PhD., к.т.н., доцент,
bagiraolga@ukr.net, ORCID: 0000-0001-7346-252X

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Аннотация. Связи покрытия промышленных зданий создают общую жесткость каркаса здания, обеспечивают пространственную работу поперечных рам. Связи воспринимают ряд горизонтальных нагрузок таких, как ветровые, сейсмические, обеспечивают устойчивость сжатых элементов покрытия и заданную геометрию каркаса при монтаже. В пределах покрытия в общем случае имеются поперечные и продольные горизонтальные связи в плоскости верхних и нижних поясов стропильных ферм; вертикальные связи между

стропильными фермами, связи по фонарям (при наличии фонарей). Компоновка схемы связей зависит от типа покрытия, конструктивных особенностей каркаса здания и условий его эксплуатации.

В зданиях с опиранием стропильных ферм на колонны в уровне нижнего пояса основную систему горизонтальных связей, воспринимающих горизонтальные нагрузки и обеспечивающих жесткость здания, располагают по нижним поясам стропильных ферм. Эти связи обычно решают в виде ферм (так называемых ветровых ферм). В этом случае связи по верхним поясам стропильных ферм устанавливают для обеспечения устойчивости верхних поясов при эксплуатации и монтаже. Также при наличии жесткого диска покрытия горизонтальные поперечные связи размещают только в уровне нижних поясов ферм, но при этом предусматривают инвентарные временные связи в уровне верхних поясов для выверки конструкций и обеспечения их устойчивости во время монтажа [2].

Актуальным является вопрос проектирования поперечных связевых ферм с рациональными конструктивными решениями. Одним из путей выбора рационального конструктивного решения поперечной связевой фермы является определение рациональной схемы решетки по расходу стали.

Связи по нижним поясам стропильных ферм в торцевых связевых блоках промышленных зданий воспринимают ветровую нагрузку на торец здания. Для восприятия ветрового давления в торец здания, в уровне нижних поясов ферм покрытия, с помощью листовых шарниров на фахверковых колоннах устраиваются горизонтальные связевые фермы, где поясами этих связевых ферм являются нижние пояса самих ферм покрытия, а решетка проектируется дополнительно. Далее, опорные реакции горизонтальных связевых ферм от ветровой нагрузки, через связи в плоскости колонн, передаются на фундамент.

Ветровая нагрузка на торец здания через ограждающие стеновые конструкции передается на фахверковые колонны в торце здания, как равномерно распределенная. Две горизонтальных реакции колонны, которые возникают от ветровой нагрузки, распределяются таким образом, что одна из них передается на фундамент, а вторая на уровне нижних поясов ферм покрытия с помощью листовых шарниров – в узлы горизонтальных связевых ферм по нижним поясам торцевых ферм покрытия.

Эти связевые горизонтальные фермы могут выполняться с крестовой решеткой, или с треугольной решеткой и дополнительными стойками. В обоих этих случаях функцию стоек решетки будут выполнять нижние пояса вертикальных связей между фермами, а поясами связевых ферм являются нижние пояса ферм покрытия.

Определены усилия в связевых фермах для типовых ферм покрытия промышленных зданий от единичных сосредоточенных сил ветрового давления в торец промздания, приложенных в узлах нижнего пояса стропильных ферм (в уровне листовых шарниров на фахверковых колоннах по торцам здания).

Таким образом, определив узловую ветровую нагрузку для конкретного района и умножив ее на усилие от единичной нагрузки можно определить рациональную схему (по расходу стали) связей по нижним поясам ферм покрытия в торцевых связевых блоках одноэтажных промышленных зданий.

С помощью разработанной и представленной в работе методики определения рациональной схемы решетки типовых связевых ферм по нижним поясам ферм покрытия по расходу материала найдена рациональная схема решетки по затратам стали на примере промышленного здания. В рассмотренном примере крестовые связи на 37% более экономичны чем треугольные с дополнительными стойками.

Ключевые слова: промышленное здание, каркас, покрытие, стропильная ферма, связи, поперечная связевая ферма

UDC 624.012.4: 624.072.4

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-72-77

DEFORMABILITY OF STEEL REINFORCEMENT UNDER THE ACTION OF CYCLIC LOADING¹Somina Yu.A., PhD,

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

¹Ahaieva O.A., PhD

o.ahaieva@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0003-0346-0806

¹Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture
4, Didrihson street, Odessa, 65029, Ukraine

Abstract. The aim of the article is an experimental research of the influence of low-cycle sign-constant loading, as well as the most significant design factors on the deformability of steel reinforcement of reinforced concrete beams. In this regard, for experimental research, the authors developed a four-factor three-level Boxing plan B4. The experimental factors of the plan were varied according to the literature review, which showed that the most significant factors are the following: the value of the relative shear span a/h_0 , the concrete class C, the value (amount) of transverse reinforcement on the beams support sections ρ_{sw} , the level of sign-constant loading η . The samples were tested according to the scheme of a single-span beam, alternately loaded with two centre-point forces. The number of cycles of sign-constant loading was accepted as 10.

According to the results of the experiment, using the COMPEX program, adequate mathematical models of the deformations of steel reinforcement of reinforced concrete specimens-beams under the action of low-cycle sign-constant loading were derived, that reflect the influence of these factors both individually and in interaction with each other. Analyzing these models, the features of the development of tensile reinforcement in the specified conditions, were established. In particular, the factors that have the greatest influence on deformations are the relative shear span and the level of low-cycle loading. Thus, with their increase, the relative deformations of tensile reinforcement increase by 51% and 52%, accordingly, by series.

Keywords: steel reinforcement, beam, bend, deformations, cyclic loadings, mathematical model.

Introduction. The main difference between cyclic loads and static short-term loads is the occurrence of residual deformations and their further accumulation from cycle to cycle. Concrete and reinforcement deformations in bending elements are stabilized and gain a slight increase before the destruction stage at certain load cycles within the exploitation levels. However, for example, when reinforced concrete beams works outside the exploitation levels, the development of the main deformability characteristics of these elements may not be so predictable. Furthermore, the influence of cyclic loads of different levels increases the values of deformations of reinforced concrete structures in comparison with the action of short-term load, that must be taken into account in the design. Therefore, the accumulation of experimental data and their analysis is an advisable and useful scientific task.

Analysis of recent researchs and publications. A large number of scientists who have devoted their works to this team confirmed that low-cycle loads increase the value of reinforcement and concrete deformations – by 10-15% [1-5]. This is mainly due to the accumulation of residual deformations. Besides, most authors tend to idea that the strength and deformation characteristics of concrete and reinforced concrete structures under cyclic loads are significantly influenced by the load mode [6, 7]. However, scientists have not established a clear limit of the cyclic load levels, which changes the stress-strain state of the experimental elements that thus requires additional study.

On this bases, **the aim of the work** is an experimental study of the influence of low-cycle loads level on deformability of steel reinforcement of reinforced concrete beam elements, as well as the most significant design factors both in particular and in interaction with each other.

Materials and methods of research. According to the adopted methodology, the full-scale

experiment is performed according to a four-factor three-level plan of Box B4. Variation of factors was carried out according to the literature review of sources, which showed that the most influential factor X_1 is the value of relative shear span a/h_0 , which varied in three levels: $a = h_0, 2h_0$ і $3h_0$. The second influential factor is a class of heavy concrete: $X_2 \rightarrow C16/20, C30/35, C40/50$, and the third – the value (amount) of transverse reinforcement on the near support areas: $X_3 \rightarrow \rho_{sw} = 0,0016; 0,0029; 0,0044$. As the fourth factor of external action X_4 is accepted level of sign constant loading: $\eta = 0 \dots 0,50; 0 \dots 0,65; 0 \dots 0,85$ of the actual bearing capacity, i.e. the value of the transverse load, when the width of the opening of inclined cracks w_k exceeded 0.4 mm, and the deflections are $f \geq l/150$ [8].

The test specimens were tested according to the scheme of a single-span beam, alternately loaded by two concentrated forces.

Before the main experiment, 25 experimental beams (twin specimens) of the first series were tested under the action of a short-term load, practically to a destructive state, when the width of the inclined cracks and the deflections exceeded the allowable values. In the future, similar experimental beams of the third series were tested under the action of a sign-constant repeated transverse load within three experimental levels.

The number of cycles of sign-constant loading is dictated by the criterion of stabilization of deformations, first of all, in concrete of E.M. Babich and his students [9] and is at least 10, if the test specimens-beams did not destruct with a smaller number of cycles.

During the experimental studies, direct measurements of deformations of the extreme, most compressed concrete fibers in this cycle and, accordingly, tension working reinforcement in the middle of spans (in the zone of pure bending) were performed. The indirect assessment of transverse reinforcement deformations of near support areas of specimens-beams was made. For all tested reinforced concrete elements, graphs of experimental and calculated relative deformations after the action of each cycle of repeated loading of corresponding levels were constructed, including the stage before failure.

Research results. It is experimentally established that the values of relative deformations of materials after the action of each cycle of repeated loading at a certain level increase significantly, residual deformations are accumulated until their stabilization, which usually occurs after 4...8 load cycles and is 60...80% of general residual deformations of compressed concrete zone. The second and third load cycles usually account for another 15-25%, and for 4...8 cycles – only 5...10% of these deformations. In this case, the action of low-cycle loads significantly affects the stress-strain state of the experimental beams. In particular, the stress diagram of the compressed zone gradually changes due to the compaction of concrete, there is a redistribution of internal efforts between the compressed concrete and tensioned reinforcement, in which the corresponding deformations change. The presented data are in good agreement with the results of research by P.S. Homon [2], O.I. Korniyuchuk [10] and others.

In some specimens with a large shear spans at high levels of repeated loading ($\eta = 0.8$) stabilization of residual deformations of concrete or reinforcement and sometimes both concrete and reinforcement did not occur and their destruction as non-reinforced elements occurred in normal sections due to the yielding of longitudinal working reinforcement or due to the both yielding of the reinforcement, and the crushing of the concrete compressed zone.

Similarly to compressed concrete at repeated loading there was a deformation of longitudinal tensioned working reinforcement. Tests have shown that the residual deformations in it at unloading the beams to zero in the first cycles reach values $(20 \dots 50) \cdot 10^{-5}$ and stabilize up to 4...8 cycles.

Residual deformations in transverse reinforcement and concrete of inclined sections were 25...60% of the total. Their largest increase was observed in the first cycle ($\approx 20 \dots 50\%$) and during reloading in the last cycle. Due to the reduction of plastic deformations, the process of accumulation of residual deformations in the materials of the support sections at a constant level of low-cycle transverse load gradually attenuates. Up to 4...8 cycles of such loading both in cross reinforcement, and in concrete of near support areas, as a rule, there is a stabilization of deformations.

Processing of experimental data on the relative deformations of working reinforcement in the

beams zone of pure bending after their stabilization at the appropriate level of low-cycle load, as well as before their destruction at $\eta=0,95F_u$ by this method allowed to obtain the following mathematical models:

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,1}^{\eta F_u}) = \left(195 + 48X_1 + 10X_2 + 9X_3 + 32X_4 - 25X_1^2 - 9X_2^2 - 5X_3^2 - 15X_4^2 + 15X_1X_3 + 10X_1X_4 \right) \cdot 10^{-5}, \quad (1)$$

$\nu = 5,3\%$,

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,1}^{0,95F_u}) = \left(239 + 77X_1 + 24X_2 + 33X_3 + 20X_4 - 13X_1^2 - 4X_2^2 - 3X_4^2 + 10X_1X_3 \right) \cdot 10^{-5}, \quad (2)$$

$\nu = 7,1\%$,

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,3}^{\eta F_u}) = \left(210 + 52X_1 + 16X_2 + 10X_3 + 34X_4 - 26X_1^2 - 10X_2^2 - 5X_3^2 - 16X_4^2 + 16X_1X_3 + 10X_1X_4 \right) \cdot 10^{-5}, \quad (3)$$

$\nu = 5,1\%$,

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,3}^{0,95F_u}) = \left(258 + 84X_1 + 34X_2 + 35X_3 + 21X_4 - 13X_1^2 - 3X_2^2 - 3X_4^2 + 10X_1X_3 \right) \cdot 10^{-5}, \quad (4)$$

$\nu = 5,3\%$.

The geometric representation of these models is presented in Fig. 1.

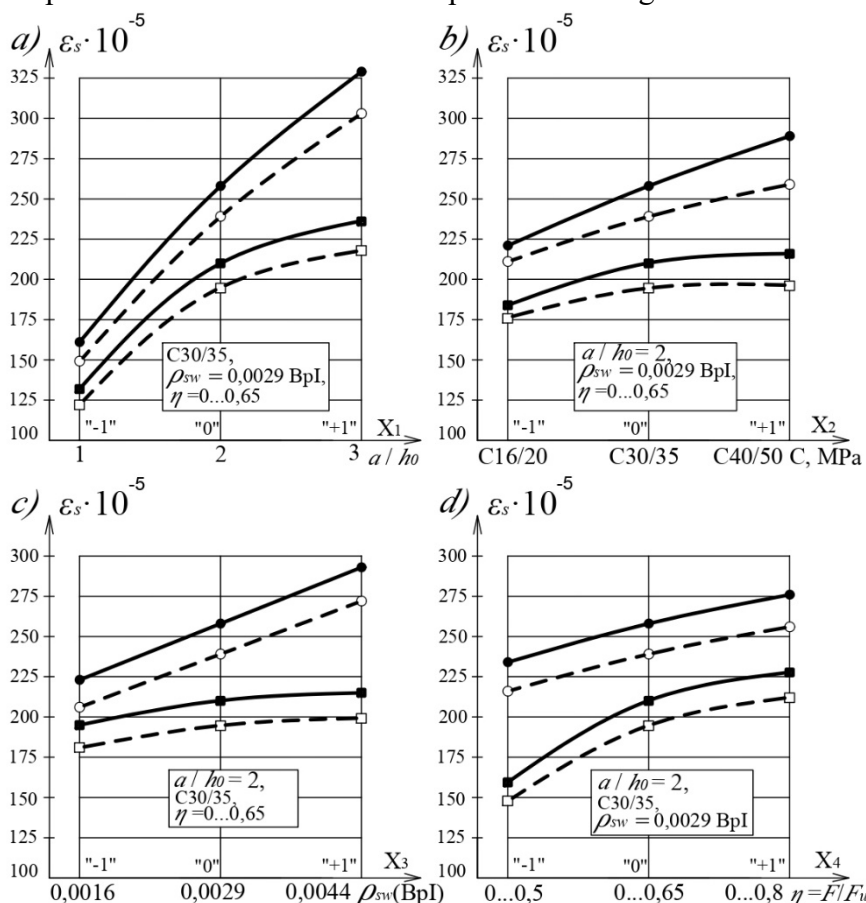


Figure 1. The influence of constructive factors (a), (b), (c), and transverse load level (d) on reinforcement deformations at short-term load (—□—) and low-cycle loading (—■—) of set level (η), and also before failure ($0,95F_u$) under gradually increasing load (—○—) and after stabilized low-cycle (—●—) loading

Analysis of mathematical models (1)...(4) shows that the average values of the relative deformations of tensioned reinforcement in the middle of the beams after their stabilization at low-

cycle sign-constant loads increase. In this case, the influence of experimental factors on this parameter in experimental series is significant and the same. Thus, the relative deformations of tensioned reinforcement of 1st series specimens-beams at the specified load levels and before failure increase relative to the average values with increasing:

- relative shear span a/h_0 from 1 to 3 on 49% and 64%;
- concrete class from C16/20 to C40/50 on 10% and 20%;
- amount of transverse reinforcement ρ_{sw} from 0,0016 to 0,0044 on 9 and 28%;
- transverse load level η from 0,5 to 0,8 on 33 and 17%,

and 3^d series, accordingly, with increasing:

- relative shear span a/h_0 from 1 to 3 on 50% and 65%;
- concrete class from C16/20 to C40/50 on 15% and 26%;
- amount of transverse reinforcement ρ_{sw} from 0,0016 to 0,0044 on 10 and 27%;
- transverse load level η from 0,5 to 0,8 on 32 and 16%.

– at simultaneously increasing of relative shear span and amount of transverse reinforcement on 4...5%.

Characteristic is also the presence of negative signs in the quadratic effects of these factors, which indicates that with their increase beyond these limits, the further increase in tensile deformation will be damped.

Conclusions:

1. Analysis mathematical models of the tensioned reinforcement relative deformations in the test elements span middle, it is found that increasing the relative shear span increases the effect of bending moment and they increase by 51% and 52% respectively. The increase of the values of other experimental factors leads to an increase of the tensioned reinforcement deformations to 24% in both series.

2. In general, the influence of low-cycle sign-constant loading on the deformability of reinforced concrete specimens-beams differs significantly from the influence of a short-term static load. Namely, the specified type of load increases the value of relative deformations of the tensioned reinforcement by 8%.

Among the prospects for further research is the study of the serviceability of steel reinforcement of reinforced concrete span elements under the the action of a high-cycle repeated loading.

References

- [1] Ya.I. Kovalchuk, "Trishchynostiikist ta deformatyvnyshch poperedno napruzhenykh zalizobetonnykh balok mostiv pry dii malotsyklovykh navantazhen", *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia*, vol. 61, pp. 277-287, 2016.
- [2] P.S. Gomon, "Rabota zhelezobetonnykh balok tavrovogo secheniya pri dejstvii povtornogo nagruzhennii", *Novye materialy, oborudovanie i tekhnologii v promyshlennosti: mat-ly mezhd. konf. mol. uch.* Mogilev, 2009, p. 90.
- [3] P.I. Herb, O.I. Valovoi, "Vplyv povtornykh navantazhen na mitsnist, deformatyvnyshch ta trishchynostiikist pidsylenykh u roztiaknutii zoni zalizobetonnykh balok iz betoniv na vidkhodakh zbahachennia zaliznykh rud", *Visnyk Kryvorizkoho tekhnichnoho universytetu*, vol. 25, pp. 87-92, 2010.
- [4] M.O. Valovoi, "Mitsnist, deformatyvnyshch ta trishchynostiikist zalizobetonnykh balok pid diieiu povtornykh navantazhenniakh", *Stalezalizobetonni konstruktsii: doslidzhennia, proektuvannia, budivnytstvo, ekspluatatsiia*, vol. 16, pp. 45-48, 2008.
- [5] S.Ia. Drobyshynets, Ye.M. Babych, "Robota stalefibrobetonnykh ta stalefibrozalizobetonnykh balok pry odnorazovomu ta povtornykh malotsyklovykh navantazhenniakh", *Stalezalizobetonni konstruktsii: doslidzhennia, proektuvannia, budivnytstvo, ekspluatatsiia*, vol. 6, pp. 65-71, 2004.
- [6] Yu.M. Panchuk, "Robota zghynalnykh zalizobetonnykh elementiv zi zmishanym

- armuvanniam pry vysokikh rivniakh malotsyklovoho navantazhennia", avtoref. dys. na zdobuttia nauk. stupenia kand. tekhn. nauk: 05.23.01. Rivne, 2000.
- [7] V.V. Savytskyi, "Eksperymentalni doslidzhennia roboty zborno-monolitnykh nerozriznykh zalizobetonnykh balok pry dii povtornykh navantazhen", *Perspektyvy rozvytku budivelnykh konstruksii, budivel, sporud ta yikh osnov*, vol. 58, pp. 90-96, 2003.
- [8] V.M. Karpiuk, Yu.A. Somina, A.I. Kostiuk, O.F. Maistrenko, *Osoblyvosti napruzhenodeformovanoho stanu i rozrakhunku zalizobetonnykh konstruksii za dii tsyklichnoho navantazhennia vysokikh rivniv*. Odesa: ODABA, 2018.
- [9] Ye.M. Babych, P.S. Homon, S.V. Filipchuk, *Robota i rozrakhunok nesuchoi zdatnosti zghynalnykh zalizobetonnykh elementiv tavrovoho profilu pry dii povtornykh navantazhen*. Rivne: NUVHP, 2012.
- [10] O.I. Korniiichuk, H.Kh. Masiuk, "Eksperymentalni doslidzhennia nesuchoi zdatnosti pokhylykh pereriziv zghynalnykh zalizobetonnykh elementiv pry dii malotsyklovykh znakozminnykh navantazhen", *Resursoekonomni materialy, konstruksii budivel ta sporud*, vol. 16, part 2, pp. 217-222, 2008.

ДЕФОРМАТИВНІСТЬ СТАЛЕВОЇ АРМАТУРИ ЗА ДІЇ ЦИКЛІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

¹Сьоміна Ю.А., к.т.н.,

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

¹Агасва О.А., к.т.н.

o.ahaieva@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0003-0346-0806

¹Одеська державна академія будівництва та архітектури
вул. Дідріхсона, 4, г. Одеса, 65029, Україна

Анотація. Метою статті є експериментальне дослідження впливу малоциклового знакопостійного навантаження, а також найбільш значимих конструктивних чинників на деформативність залізобетонних балкових елементів як зокрема так і взаємодії один з одним. У зв'язку з цим, для проведення експериментальних досліджень авторами був розроблений чотирьохфакторний трирівневий план Боксу В4. Варіювання дослідних факторів плану здійснювалося за даними літературного огляду, який показав, що найбільш значимими факторами є наступні: величина відносного прольоту зрізу a/h_0 , клас бетону С, величина (кількість) поперечного армування на приопорних ділянках балок ρ_{sw} , а також рівень знакопостійного малоциклового навантаження η . Зразки були випробувані за схемою однопрогінної балки, завантаженої двома зосередженими силами. Кількість циклів знакопостійного навантаження була прийнята 10.

За результатами проведеного експерименту за допомогою програми COMPEX виведені адекватні математичні моделі деформативності сталеві арматури залізобетонних зразків-балок за дії малоциклового знакопостійного навантаження, які відображають вплив зазначених факторів як окремо, так і у взаємодії один з одним. В ході аналізу даних моделей встановлені особливості розвитку деформацій розтягнутої арматури в зазначених умовах. Зокрема, факторами, які мають найбільший вплив на деформації є відносний прольот зрізу і рівень малоциклового знакопостійного навантаження. Таким чином, при їх збільшенні відносні деформації розтягнутої арматури зростають на 51% і 52% відповідно за серіями. Також встановлено, що малоциклове навантаження в порівнянні з одноразовим короткочасним навантаженням збільшує відносні деформації розтягнутої арматури на 8%.

Ключові слова: сталева арматура, балка, згин, деформації, циклічні навантаження, математична модель.

ДЕФОРМАТИВНОСТЬ СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ ПРИ ДЕЙСТВИИ ЦИКЛИЧЕСКОГО НАГРУЖЕНИЯ

¹Сёмина Ю.А., к.т.н.,

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

¹Агаева О.А., к.т.н.

o.ahaieva@ogasa.org.ua, ORCID: 0000-0003-0346-0806

¹Одесская государственная академия строительства и архитектуры
ул. Дидрихсона, 4, г. Одесса, 65029, Украина

Аннотация. Целью статьи является экспериментальное исследование влияния малоциклового знакопостоянного нагружения, а также наиболее значимых конструктивных факторов на деформативность стальной арматуры железобетонных балочных элементов. В связи с этим, для проведения экспериментальных исследований авторами был разработан четырехфакторный трехуровневый план Бокса В4. Варьирование опытных факторов плана осуществлялось по данным литературного обзора, который показал, что наиболее значимыми факторами являются следующие: величина относительного пролета среза a/h_0 , класс бетона C , величина (количество) поперечного армирования на приопорных участках балок ρ_{sw} , уровень знакопостоянного нагружения η . Образцы были испытаны по схеме однопролетной балки, поочередно загруженной двумя сосредоточенными силами. Количество циклов знакопостоянного нагружения было принято 10.

По результатам проведенного эксперимента с помощью программы COMPEX выведены адекватные математические модели деформативности стальной арматуры железобетонных образцов-балок при действии малоциклового знакопостоянного нагружения, которые отображают влияние указанных факторов как по отдельности, так и во взаимодействии друг с другом.

В ходе анализа данных моделей установлены особенности развития деформаций растянутой арматуры балок в указанных условия. В частности, факторами, которые оказывают наибольшее влияние на деформации являются относительный пролет среза и уровень малоциклового нагружения. Таким образом, при их увеличении относительные деформации растянутой арматуры возрастают на 51% и 52% соответственно по сериям. Также установлено, что малоцикловое нагружение по сравнению с однократной кратковременной нагрузкой увеличивает относительные деформации растянутой арматуры на 8%.

Ключевые слова: стальная арматура, балка, изгиб, деформации, циклические нагрузки, математическая модель.

METHODS OF ANALYSIS OF FRAME STRUCTURES ACCORDING TO THE EUROCODE EN 1993-1-1

¹Wojnar A., Ph.D, Assistance Professor,
awojnar@prz.edu.pl, ORCID: 0000-0002-0537-3864

¹Ślęczka L., Ph.D, Associate Professor,
slęczka@prz.edu.pl, ORCID no. 0000-0002-8979-7073

¹Rzeszow University of Technology
12, Aleja Powstancow Warszawy, Rzeszow, 35-959, Poland

Abstract. In accordance with the guidelines contained in the European standard prEN 1993-1-1 (draft September 2020), the stability of multi-storey frames should be checked taking into account the influence of geometric imperfections and deformation of the structure under the applied load. The article presents the calculation methods recommended by the European standard, which allow for the verification of frame bar stability. The calculation method was made dependent on taking into account the influence of global sway imperfection and equivalent local bow imperfections, as well as on the type of static analysis used to determine the internal forces and moments.

Keywords: metal structures, calculation methods, European standard, global imperfections, local imperfections, static analysis.

Introduction. When verifying the stability of multi-storey frames, European code prEN 1993-1-1 recommends:

- a) considering the effect of structural imperfections on the behaviour of the frames, and
- b) determining the internal forces while taking into account the deformation of the structure caused by the load acting on it.

Therefore, chapters 7.2 and 7.3 of the prEN 1993-1-1 European standard, give the recommendations on methods for checking the stability of the frame members. Depending on the consideration of global sway imperfections, equivalent bow imperfections and the type of design analysis applied (1st or 2nd order), it was recommended to verify the frame members stability according to various calculation methods (M0, M1, M2, M3, M4, M5, and EM) described in the paper.

(All the information in this paper, the text of the recommendations and guidelines, has been strictly and directly taken from the draft European standard prEN 1993-1-1.)

1.1. Considering the effect of structural imperfections. Frame imperfections should be considered as geometric imperfections and modeled as:

- a) an imperfect geometry of the frame structure in the following forms: sway imperfections for global analysis of frames and equivalent bow imperfections for global and member analysis – which includes both flexural buckling and lateral torsional buckling;

- b) systems of forces: equivalent horizontal forces, introduced for each column for sway imperfections and system of equivalent horizontal forces, introduced for each member, for bow imperfection;

- c) imperfection based on elastic critical buckling modes – where the shape of the elastic critical buckling mode of the frame's structure may be used as a unique global and local initial imperfection.

According to the recommendations of the European standard prEN 1993-1-1, frame imperfections may be neglected in the static calculations if the listed conditions are met:

- a) considering sway imperfections for global analysis of frames, when

$$H_{Ed} \geq 0,15F_{Ed} \quad (1)$$

where: H_{Ed} is the total horizontal load designed, F_{Ed} is the total vertical load designed.

b) considering equivalent bow imperfection for global and member analysis, when at least one moment resistant joint at one member and

$$N_{Ed} \geq 0,25N_{cr} \quad (2)$$

where: N_{Ed} is the design value of the compression force and N_{cr} is the critical axial force determined for in-plane flexural buckling of the member considered as hinged at its ends.

If the above conditions are not met, the values of global sway imperfections and equivalent bow imperfections should be determined according to the following formulas:

a) the initial sway imperfection ϕ :

$$\phi = \phi_0 \alpha_H \alpha_m \quad (3)$$

where ϕ_0 – is the basic value,

$\phi_0 = 1/400$ – for verification of elastic resistance of cross-sections and members,

$\phi_0 = 1/200$ – for verification of plastic resistance of cross-sections and members,

α_H – is the reduction factor for height H applicable to columns,

$\alpha_H = \frac{2}{\sqrt{H}} \leq 1,0$, H – is the height of the structure in meters,

α_m – is the reduction factor for the number of columns in a row,

$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$, m – is the number of columns in a row including only those columns

which carry a vertical load N_{Ed} not less than 50 % of the average value of all the columns in the vertical plane considered,

b) equivalent bow imperfection – flexural buckling

$$e_0 = \frac{\alpha}{\varepsilon} \beta L \quad (4)$$

where α – is the imperfection factor, depending on the relevant buckling curve according to Table 1,

ε – is the material parameter,

$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, f_y – is the yield strength in N/mm²,

β – is the reference relative bow imperfection according to Table 2,

L – is the member length.

Table 1 – Imperfection factors α for buckling curves

Buckling curve	a0	a	b	c	d
Imperfection factor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

(The buckling curves shall be determined according to Table 8.3 of prEN 1993-1-1)

Table 2 – Reference relative bow imperfection β

Buckling about axis	Elastic cross-section verification	Plastic cross-section verification
y-y	1/110	1/75
z-z	1/200	1/68

c) equivalent bow imperfection – lateral torsional buckling

$$e_{0,LT} = \beta_{LT} \frac{L}{\varepsilon} \quad (5)$$

β_{LT} – is the reference relative bow imperfection for lateral torsional buckling according to Table 3.

Table 3 – Reference relative bow imperfection β_{LT} for lateral torsional buckling

Cross-section	Condition	Elastic cross-section verification	Plastic cross-section verification
Rolled	$h/b \leq 2,0$	1/250	1/200
	$h/b > 2,0$	1/200	1/150
Welded	$h/b \leq 2,0$	1/200	1/150
	$h/b > 2,0$	1/150	1/100

In case of modelling the imperfections as equivalent horizontal forces (regarding the sway imperfection) and systems of equivalent horizontal forces (regarding the bow imperfections), this should be done as described in section 7.3.2 (5) and 7.3.3.1(3) prEN 1993-1-1.

As an alternative to the methods briefly described above, the global sway imperfection and the equivalent bow imperfections can be modelled based on elastic critical buckling modes, according to section 7.3.6 prEN 1993-1-1.

1.2. Type of design analysis of the structure. According to prEN 1993-1-1 the internal forces and moments may be determined using either:

- a) first-order analysis, using the initial geometry of the structure, or
 - b) second-order analysis, taking into account the influence of the deformation of the structure.
- Second order analysis is not required if the following conditions are satisfied:

$$\alpha_{cr,ns} = \frac{F_{cr,ns}}{F_d} \geq k_0 = 25 \text{ (unless the N.A. gives a different value)} \quad (6)$$

$$\alpha_{cr,sw} = \frac{F_{cr,sw}}{F_d} \geq 10 \quad (7)$$

where:

$F_{cr,ns}$ is the minimum elastic critical flexural buckling load for either the in-plane or out-of-plane member (non-sway) buckling mode,

$F_{cr,sw}$ is the elastic critical in-plane flexural buckling load for a global (sway) buckling mode,

F_d is the designed load value acting on the structure.

$\alpha_{cr,ns}$ is the factor by which the design load would have to be increased to cause elastic instability in the in-plane or out-of-plane member (non-sway) buckling mode,

$\alpha_{cr,sw}$ is the factor by which the designed load would have to be increased to cause an elastic instability in a global, in-plane (sway) mode.

If the condition (6) is satisfied, second order effects due to in-plane or out-of-plane member (non-sway) buckling may be neglected for the global analysis.

When the condition (7) is satisfied, second order effects due to in-plane (sway) buckling may be neglected for the global analysis and first order analysis may be used for the determination of the in-plane (sway) bending moments.

Second order effects due to lateral torsional buckling may be neglected for the global analysis in the following cases (main recommendations):

- a) for certain types of sections, e.g. structural hollow sections and welded box sections or in case of sufficient restraints to the compression flange,
- b) when the slenderness limit for susceptibility to lateral torsional buckling is not exceeded

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0} \quad (8)$$

where: $\bar{\lambda}_{LT}$ – relative slenderness for lateral torsional buckling, $\bar{\lambda}_{LT,0}$ – plateau length of the lateral torsional buckling curves for rolled and welded sections

1.3. Methods of analysis for ultimate limit state design checks. The method of analysis (first or second order analysis combined with the consideration of imperfections) should be compatible with the cross-section and member verification requirements.

According to the type of structure and the extent of the global analysis, imperfections and second order effects should be considered using one of the following approaches:

- a) entirely in the global analysis,
- b) partially in the global analysis and partially by verification of the buckling resistance of individual members,
- c) by verification of the buckling resistance of ‘Equivalent Members’, using appropriate buckling lengths in accordance with the global buckling modes of the considered structure.

Ultimate limit state design checks may be carried out using methods of analysis named hereafter M0, M1, M2, M3, M4, M5 or EM. The individual methods are recommended to be used when the following conditions are met:

- Method M0 – if second order effects may be neglected in the global analysis by satisfying the conditions in (6) and (7), and lateral torsional buckling may be neglected in accordance with conditions described above or eq. (8).

- Method M1 – if second order effects may be neglected in the global analysis by satisfying the conditions in (6) and (7), lateral torsional buckling may not be neglected in accordance with conditions described above or eq. (8).

- Method M2 – if second order effects due to member buckling may not be neglected (the condition in (6) is not satisfied) but second order effects due to in-plane. In this method global (sway) buckling may be neglected - the condition in (7) is satisfied).

- Method M3 – if second order effects due to member buckling may not be neglected – the condition in (6) is not satisfied and second order effects due to in plane, global (sway) buckling may not be neglected - the condition in (7) is not satisfied. In this method global (sway) imperfections are included in the global analysis and local bow imperfections may be neglected in the global analysis,

- Method M4 – if second order effects due to member buckling may not be neglected – the condition in (6) is not satisfied and second order effects due to in plane, global (sway) buckling may not be neglected – the condition in (7) is not satisfied. All in-plane second order effects and both global (sway) imperfections and local bow imperfections are included in the global analysis,

- Method M5 – if all in-plane and out-of-plane second order effects, including torsional effects, and global (sway) imperfections and in-plane and out-of-plane local bow imperfections are accounted for in the global analysis,

- Method EM – if second order effects may not be neglected in the global analysis (6) or/and in-plane, global (sway) buckling modes cannot be neglected (7), the “Equivalent Member method” may be used for verification of the buckling resistance of individual members.

Detailed information were presented in Table 4.

Table 4 – Methods of structural analysis in case of values of $\alpha_{cr,ns}$ and $\alpha_{cr,sw}$ factors

Requirements	Method name	Rules of verification of the cross-section resistance and stability of members
$\alpha_{cr,ns} \geq 25$ $\alpha_{cr,sw} \geq 10$ LTB → can be neglected	Method M0 imperfections do not need to be included in the global analysis	The verification of the cross-sectional resistance may be based on the first order's internal forces and moments. Verification of the buckling resistance of individual members may be omitted. Imperfections do not need to be included in the global analysis.
$\alpha_{cr,ns} \geq 25$ $\alpha_{cr,sw} \geq 10$ LTB → can't be neglected	Method M1 imperfections do not need to be included in the global analysis	The verification of the cross-sectional resistance may be based on first order's internal forces and moments. The out-of-plane verification of the buckling resistance of individual members is required and may be based first order's internal forces and moments. Imperfections do not need to be included in the global analysis.
$\alpha_{cr,sw} \geq 10$	Method M2 global (sway) imperfections should be included in the global analysis	The verification of the cross-sectional resistance may be based on first order's internal forces and moments. The in-plane and out-of-plane verification of the buckling resistance of individual members is required and may be based on first order's internal forces and moments considering appropriate buckling lengths for the non-sway mode and corresponding bending moment diagrams. The global analysis may neglect equivalent bow imperfections, but should consider global (sway) imperfections.

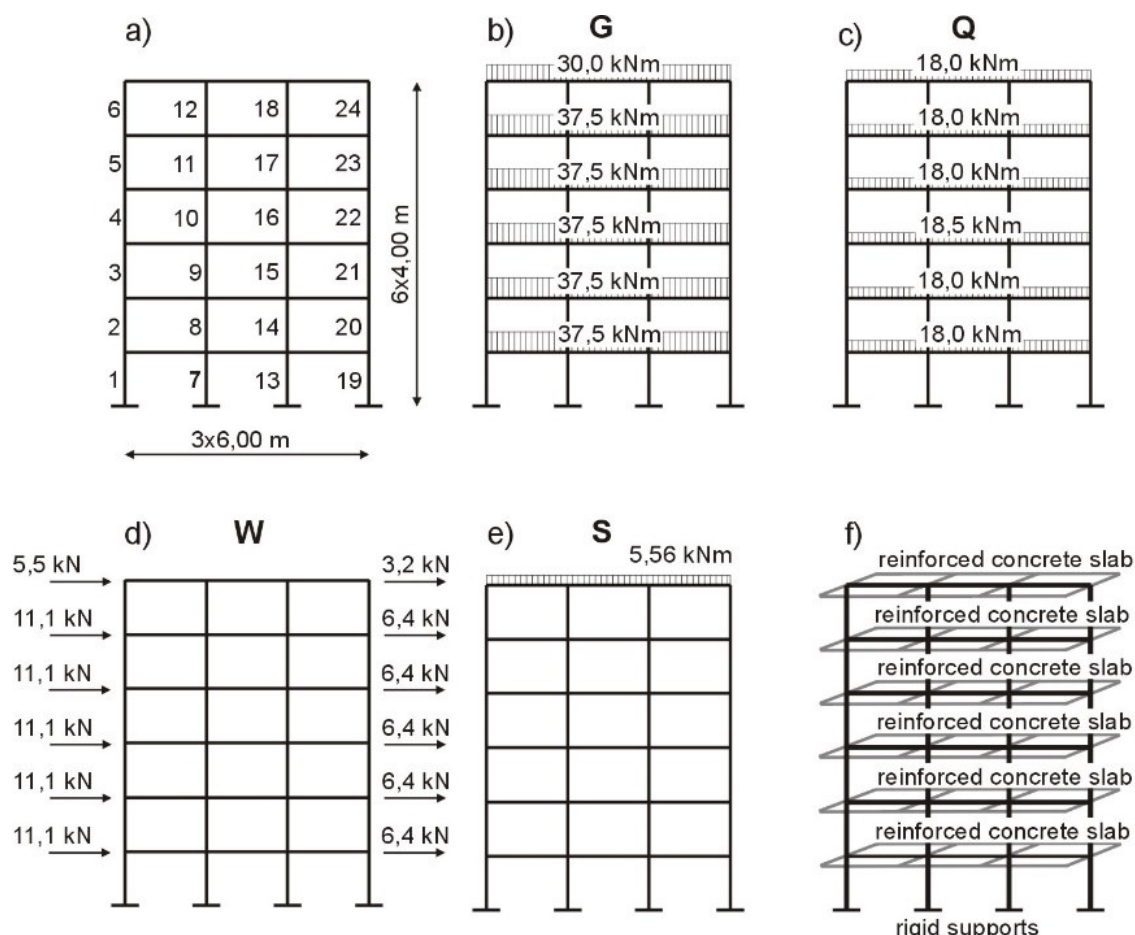
$\alpha_{cr,sw} < 10$ $N_{Ed} \leq N_{cr} / 4$	Method M3 global (sway) imperfections should be included in the global analysis	The verification of the cross-sectional resistance should use the partial factor γ_{M1} and be based on the second order's internal forces and moments. The in-plane and out-of-plane verification of the buckling resistance of individual members is required and should be based on second order internal forces and moments. The in-plane buckling length for the non-sway mode may be used.
$\alpha_{cr,sw} < 10$ $N_{Ed} > N_{cr} / 4$	Method M4 global (sway) imperfections and member bow imperfections(in-plane) should be included in the global analysis	The verification of the cross-sectional resistance should use the partial factor γ_{M1} and be based on second order's internal forces and moments. The in-plane verification of the buckling resistance of individual members in bending and axial compression may be omitted. The out-of-plane verification of the buckling resistance of individual members in bending and axial compression is required and should be based on the second order's internal forces and moments.
$\alpha_{cr,sw} < 10$ $N_{Ed} > N_{cr} / 4$	Method M5 global (sway) imperfections and member bow imperfections considering lateral torsional buckling (in-plane and out-of-plane) should be included	The verification of the cross-sectional resistance should use the partial factor γ_{M1} and be based on the second order's internal forces and moments. The verification of the buckling resistance of individual members may be omitted. The out-of-plane local bow imperfection can either be assumed from Table 1 or Table 2, whichever is larger.
	EM method Equivalent Method (optional)	The verification of the cross-sectional resistance may be based on first order internal forces and moments. Imperfections do not need to be included in the global analysis. The verification of the buckling resistance of individual members may be carried out using the first order's internal forces and moments, considering the system effects(possible sway buckling modes) to determine the appropriate buckling length of each individual member.

LTB – lateral torsional buckling

2. Calculation example. In order to show the practical application of the calculation procedure described in the European standard prEN 1993-1-1, a calculation example was made.

A non-bracing, three-span, six-storey sway frame was taken into account. The geometrical dimensions, the static schema and the way of loading the frame were shown in the Fig. 1. All columns were made from HEB 300 profiles, all beams from IPE 400 (floor beams) and IPE 300 (roof beams) profiles. The structure of the frame was made from steel grade S235.

The stability of the most stressed frame column was checked. The selection of the column for the stability verification was made on the basis of the buckling analysis (LBA), as shown in Fig. 2. The method of verification of the member stability was adopted in accordance with the diagram – Fig. 3. The view of modelled imperfection was shown on Fig. 5.



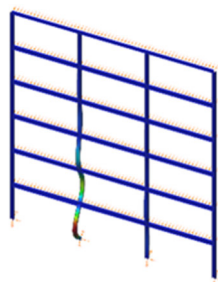
Combination of load of action taking into account: $1,35G + 1,05Q + 0,9W + 0,75S$

Figure 1. View of analysed frame, frame dimensions, frame elements numbers and load of the frame

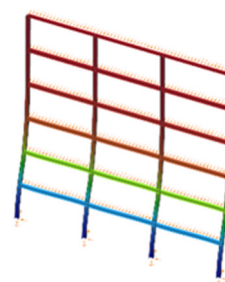
The procedure (when checking the stability of the frame column) is presented in 2.1.

2.1. The calculation procedure:

a) performance of buckling analysis (Linear Buckling Analysis) and determination of critical load factors $\alpha_{cr,ns}$ and $\alpha_{cr,ns}$. Based on results of this analysis, for future calculation the column number 7 was taken into account. The value of elastic critical axial force for flexural buckling about y-y axis and z-z axis, are $N_{cr,y} = 23009,9$ kN, $N_{cr,z} = 16078$ kN.



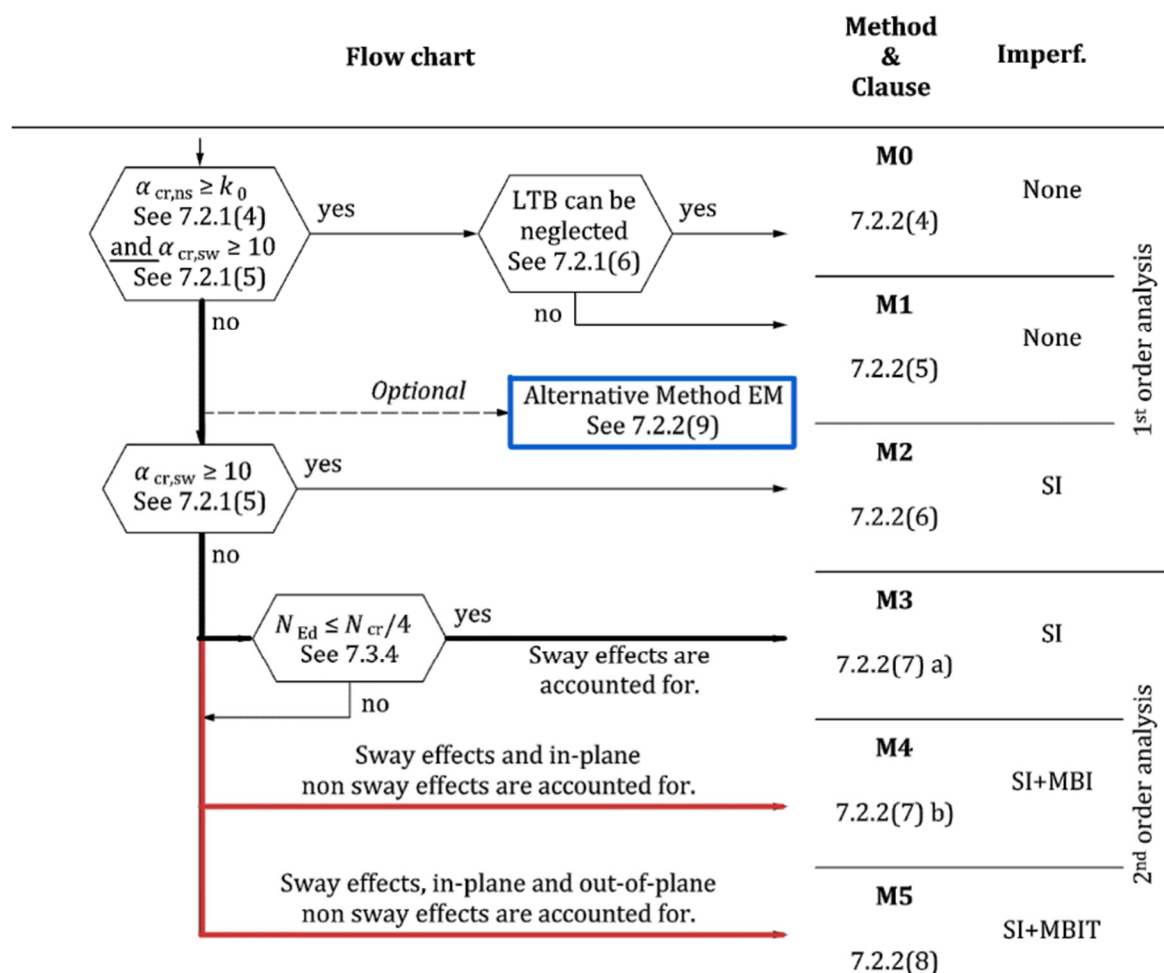
factor $\alpha_{cr,ns} = 5,45$ out-of-plane member (non-sway) buckling mode



factor $\alpha_{cr,ns} = 9,46$ in-plane (sway) buckling mode

Figure 2. Out-of-plane and on-plane frame buckling mode

b) Based on above information, calculation method number 3 (Method M3, Figure 1) was taken into consideration. Taking account the fact that more complex methods may be used in place of less complex methods, for comparison purposes, the column stability was also checked according to the M4, M5 and EM methods.



LTB – Lateral torsional buckling, EM – Equivalent member method, SI – Sway imperfection, MBI – Member bow imperfection (in-plane), MBIT – Member bow imperfection considering lateral torsional (in-plane and out-of-plane) buckling. All section numbers are given in accordance with the European standard prEN 1993-1-1

Figure 3. Methods of structural analysis applicable to ultimate limit state design checks

c) Verification of stability of column according to:

Alternative Method EM

type of analysis:

1st order analysis

global sway imperfection:

neglected

local bow imperfection in-plane (buckling):

neglected

local bow imperfection out-of-plane (lateral torsional buckling):

neglected

The verification of the buckling resistance of column no. 7 was made according to section 8.3 prEN 1993-1-1, considering the system effects to determine the appropriate buckling length of the column. Results were shown in Table 5.

Method M3

type of analysis:

2nd order analysis

global sway imperfection:

included

local bow imperfection in plane (buckling):

neglected

local bow imperfection out-of-plane (lateral torsional buckling):

neglected

The in-plane and out-of-plane verification of the buckling resistance of column no. 7 were made according to prEN 1993-1-1. The in-plane buckling length for the non-sway mode was used. The critical length of the Lcr column was assumed to be equal to its height L0 measured in the axes of the frame structure. Results were shown in Table 5.

The global sway imperfection calculations:

$$\phi = \phi_0 \alpha_H \alpha_m$$

$\phi_0 = \frac{1}{200}$ – for imperfection of plastic resistance of cross-sections and members,

$\alpha_H = \frac{2}{\sqrt{H}} = \frac{2}{\sqrt{24}} = 0,408$ – is the reduction factor for height H applicable to columns,

$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{4}\right)} = 0,790$ – is the reduction factor for the number of

columns in a row, m – number of columns in a row

$$\phi = \phi_0 \alpha_H \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 0,408 \cdot 0,790 = 1,61 \cdot 10^{-3}$$

Method M4

type of analysis:

2nd order analysis

global sway imperfection:

included

local bow imperfection in-plane (buckling):

included

local bow imperfection out-of-plane (lateral torsional buckling):

neglected

The in-plane verification of the buckling resistance of column no. 7 was omitted. The resistance of cross-sections were made. The out-of-plane verification of the buckling resistance of column no. 7 was made using buckling length as a the non-sway frames. The critical length of the Lcr column was assumed to be equal to its height L0 measured in the axes of the frame structure. Results were shown in Table 5.

The global sway imperfection – as above

The local bow imperfections (buckling):

$$e_0 = \frac{\alpha}{\varepsilon} \cdot \beta \cdot L$$

$\alpha = 0,34$ – is the imperfection factor, depending on the relevant buckling curve

$\varepsilon = 1,00$ – is the material parameter defined in 5.2.5(2)

$\beta = \frac{1}{75}$ – is the reference relative bow imperfection, see Table 2

$L = 4,00 \text{ m}$ – is the member length

$$e_0 = \frac{\alpha}{\varepsilon} \cdot \beta \cdot L = \frac{0,34}{1,00} \cdot \frac{1}{75} \cdot 4000 = 18 \text{ mm}$$

Method M5

type of analysis:

2nd order analysis

global sway imperfection:

included

local bow imperfection in-plane (buckling):

included

local bow imperfection out-of-plane (lateral torsional buckling):

included

In this case the verification of the buckling resistance of individual members according to 8.3 may be omitted. The verification of the cross-sectional resistance according to section 8.2 prEN 1993-1-1 was made using the partial factor γ_{M1} .

The global sway imperfection – as above

The local bow imperfections (buckling) – as above

The local bow imperfections (lateral torsional buckling). The out-of-plane local bow imperfection can either be from Table 2 and Table 3, whichever is larger.

$$e_{0,LT} = \beta_{LT} \cdot \frac{L}{\varepsilon}$$

$\beta_{LT} = \max\left(\frac{1}{250}, \frac{1}{200}\right) = \frac{1}{200}$ – is the reference relative bow imperfection for lateral torsional buckling

$L = 4,00 \text{ m}$ – is the member length

$\varepsilon = 1,00$ – is the material parameter defined in section 5.2.5(2) prEN 1993-1-1

$$e_{0,LT} = \beta_{LT} \cdot \frac{L}{\varepsilon} = \frac{1}{200} \cdot \frac{4000}{1,00} = 20 \text{ mm}$$

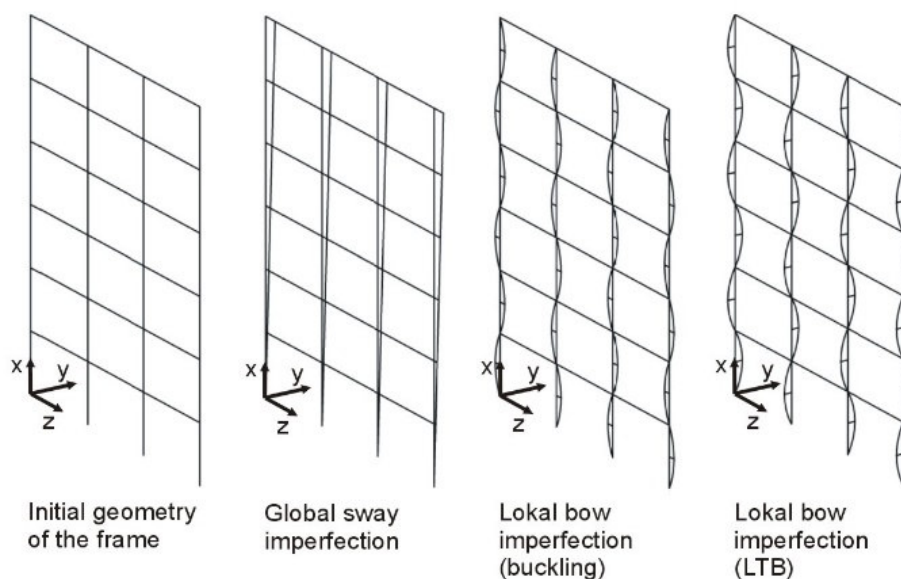


Figure 4. View of global sway imperfection and equivalent local bow imperfection

Table 5 – Results of analysis

		Calculation method			
		EM	M3	M4	M5
Internal forces and moments	N_{Ed}	2432,3 kN	2432,3 kN	2432,3 kN	2432,3 kN
	N_{Rd}	3503,3 kN	3503,3 kN	3503,3 kN	3503,3 kN
	M_{yEd}	60,7 kNm	72,6 kNm	118,8 kNm	46,8 kNm
	M_{yRd}	439,1 kNm	439,1 kNm	439,1 kNm	439,1 kNm
	M_{zEd}	-	-	-	41,0 kNm
	M_{zRd}	203,7 kNm	203,7 kNm	203,7 kNm	203,7 kNm
buckling about y-y axis	μ_y	1,189	1,000	-	-
	χ_y	0,930	0,954	-	-
buckling about z-z axis	μ_z	1,00	0,829	0,830	-
	χ_z	0,807	0,807	0,807	-
bending about y-y axis	χ_{LT}	1,000	1,000	-	-
interaction factors	k_{yy}	1,028	0,984	-	-
	k_{yz}	-	-	-	-
	k_{zy}	0,677	0,677	0,465	-
	k_{zz}	-	-	-	-
resistance of cross-sections		-	-	0,965	1,006
$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{MI} M_{z,Rk}}$		0,889	0,891	-	-
$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{MI} M_{z,Rk}}$		0,954	0,972	0,978	-

3. Conclusions. Based on the analysis of the content of the European standard prEN 1993-1-1, and on the basis of the sample calculations carried out, the following conclusions can be drawn:

- the European standard prEN 1993-1-1 presents 7 design procedures allowing to check the stability of bars in multi-storey frames;
- the choice of the calculation method depends on the sensitivity of the frame structure to buckling both in the frame plane and in the plane perpendicular to the frame plane;
- depending on the consideration in the static calculations of global sway imperfections, equivalent local arc imperfections, as well as the 1st or 2nd order analysis, the stability of the members

in the center-centered compression of multi-storey frames is checked by assuming their critical length appropriate for the given buckling mode (L_{cr}), equal to the length measured in the axes of the supports (L_0), or by checking only the resistance of their cross-section.

Overall conclusion: The more complicated and advanced is the static analysis used to determine the internal forces and moments in the bars of the frame structure, the simpler the method of verifying their load capacity.

References

- [1] prEN 1993-1-1 Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- [2] <http://www.consteel.hu/en> - website of the developers of the ConSteel computer software

МЕТОДИ АНАЛІЗУ КАРКАСНИХ КОНСТРУКЦІЙ ВІДПОВІДНО ЄВРОКОДУ EN 1993-1-1

¹Войнар А., к.т.н., доцент,

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

¹Слечка Л., к.т.н., доцент,

slecza@prz.edu.pl, ORCID no. 0000-0002-8979-7073

¹Жешувський технологічний університет

12, Aleja Powstancow Warszawy, Жешув, 35-959, Польща

Анотація. Відповідно до вказівок, що містяться в європейському стандарті prEN 1993-1-1 (проект вересня 2020 року), стійкість багатоповерхових рам має перевірятися з урахуванням впливу геометричних відхилень та деформацій конструкції під дією прикладеного навантаження. У статті наведено методи розрахунку, рекомендовані європейським стандартом, які дозволяють перевірити стійкість балок каркасу. Вибір методу розрахунку залежав від урахування впливу глобального відхилення у вигляді розгойдування та еквівалентних відхилень у прогину, а також від типу статичного аналізу, що використовується для визначення внутрішніх сил та моментів.

Ключові слова: металоконструкції, методи розрахунку, європейський стандарт, глобальні відхилення, локальні відхилення, статичний аналіз.

МЕТОДЫ АНАЛИЗА КАРКАСНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ EN 1993-1-1

¹Войнар А., к.т.н., доцент,

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

¹Слечка Л., к.т.н., доцент,

slecza@prz.edu.pl, ORCID no. 0000-0002-8979-7073

¹Жешувский технологический университет

12, Aleja Powstancow Warszawy, Жешув, 35-959, Польша

Аннотация: В соответствии с указаниями, содержащимися в европейском стандарте prEN 1993-1-1 (проект сентября 2020 года), устойчивость многоэтажных рам должна проверяться с учетом влияния геометрических отклонений и деформаций конструкции под действием приложенной нагрузки. В статье представлены методы расчета, рекомендованные европейским стандартом, которые позволяют проверить устойчивость балок каркаса. Выбор метода расчета зависел от учета влияния глобального отклонения в виде раскачивания и эквивалентных локальных отклонений в виде прогиба, а также от типа статического анализа, используемого для определения внутренних сил и моментов.

Ключевые слова: металлоконструкции, методы расчета, европейский стандарт, глобальные отклонения, локальные отклонения, статический анализ.

УДК 624.011

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-88-96

ПРОГИНИ ПІДСИЛЕНИХ ТА НЕПІДСИЛЕНИХ БАЛОК ПРЯМОКУТНОГО ПЕРЕРІЗУ З КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ

Гомон П.С., к.т.н., доц.,

p.s.homon@nuwm.edu.ua: ORCID: 0000-0003-2080-5650

Поліщук М.В., магістр,

m.v.polishchuk@nuwm.edu.ua: ORCID: 0000-0003-1981-8008*Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне*

Анотація: Наведено методику експериментальних досліджень підсилених (сталевою та стрічковою арматурою) та непідсилених балок прямокутного перерізу з клеєної деревини за поперечного згину. За результатами експерименту встановлено прогини таких елементів. Також побудовано графіки залежності прогинів від граничного моменту. Встановлено, що найбільш жорсткими були зразки третьої серії з арматурою діаметром 12 мм в стиснутій зоні, а в розтягнутій – композитною стрічковою.

Ключові слова: клеєна деревина, прогин, балка, несуча здатність, сталева арматура, композитна арматура.

Постановка проблеми. Завдяки своїй міцності, красі, простоті в обробці та монтажі деревина давно користується попитом як важливий будівельний матеріал. Застосування в будівництві клеєної деревини, яка виготовляється шляхом з'єднання окремих дошок, спресованих пошарово під тиском, дозволяє звести до мінімуму вплив присутніх в ній природних вад та недоліків (сучки, косошаруватість, загнивання та ін.).

Але такі елементи мають недостатню жорсткість і тому потребують посилення.

Аналіз останніх джерел досліджень та публікацій. Деревина має достатню міцність, як на розтяг, так і на стиск, навіть у порівнянні з міцністю звичайного бетону. Проте висока міцність, як правило, супроводжується низькою жорсткістю, тому проектування, зазвичай, контролюється обмеженнями прогинів конструкцій [1-3]. Підвищення жорсткості без збільшення висоти дерев'яних елементів призводить до значної економії простору і запобігає утворенню складок в стиснутій зоні [4-6] та заощаджує матеріал. Саме армування балки з клеєної деревини сприяє цьому. Введення ж більш жорсткого матеріалу (сталевої арматури) в стиснуту зону поперечного перерізу впливає на збільшення загальної жорсткості балок, що в свою чергу приводить до зменшення прогинів.

Більш відомим та дослідженим є армування клеєних дерев'яних балок із застосуванням сталевих арматур [7-10]. Найефективнішим вважають подвійне армування, при якому арматура розташовується в стиснутій та розтягнутій зонах балок.

Протягом кількох останніх десятиліть спостерігається значний прогрес з використання композитних матеріалів у будівництві. Завдяки своїй високій міцності, високій стійкості до корозії, малій вазі, композитна арматура з легкістю конкурує, а в деяких випадках має переваги перед традиційною сталевою арматурою. Постачається вона у вигляді стержнів, прутів, тросів, стрічок, а також полотна. Призначена композитна арматура для застосування переважно в бетонних конструкціях, зокрема, досить часто при їх підсиленні, проте передбачає використання і для дерев'яних та металевих конструкцій.

У багатьох іноземних країнах використання композитних матеріалів для армування дерев'яних елементів не є новим. В Україні тільки починаємо більш ґрунтовно досліджувати сумісну роботу таких матеріалів з дерев'яними конструкціями і вже маємо деякі напрацювання у цьому напрямку [11-16].

Добре відомою є клеєна армована дерев'яна балка, що містить сталеву стержневу арматуру у пазах стиснутої та розтягнутої зони [17].

У даній роботі запропоновано варіант армування, що не потребує влаштування арматури всередині розтягнутої зони й тим самим не послаблюються найбільш навантажені розтягнуті волокна деревини внаслідок надрізання дошок з метою влаштування пазів. Натомість ззовні розтягнутої зони балки, досить просто, приклеюється високоміцна композитна стрічка з вуглеволокна й тим самим надає конструкції додаткову міцність, а сталеві арматура стиснутої зони – додаткову жорсткість [11, 15, 16].

Постановка цілей і завдань досліджень. Мета роботи – дослідження прогинів підсиленних (сталевою та стрічковою арматурою) та не підсиленних балок прямокутного перерізу з клеєної деревини за поперечного згину.

Методика експериментальних досліджень. Балки із клеєної деревини армовані, неармовані та попередньо напружені виготовлялися довжиною 3000 мм та з розмірами поперечного перерізу 100 x 150 мм. Дерев'яні згинальні елементи були випробувані за схемою дослідної установки (рис.1) в кілька серій (табл.1).

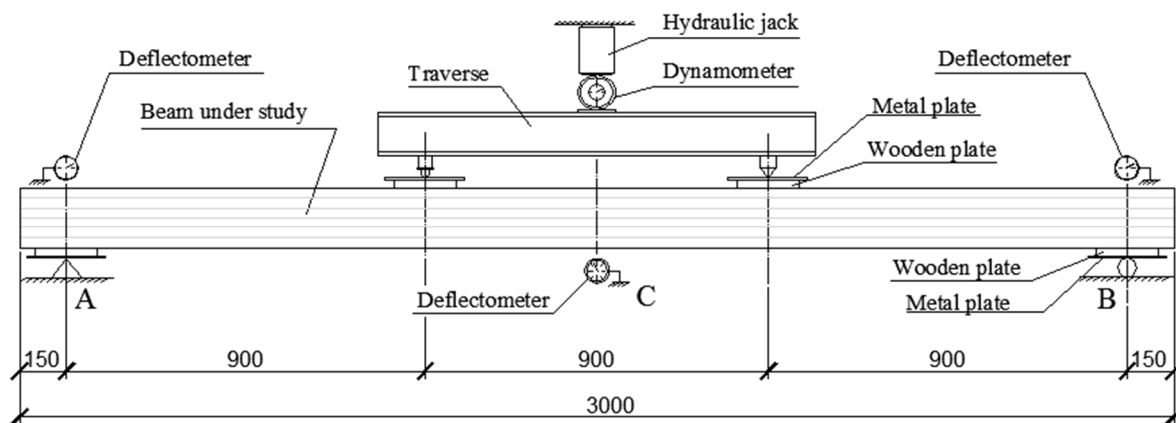


Рис. 1. Схема дослідної установки при випробуванні балок із клеєної деревини

Таблиця 1

Характеристики дослідних зразків балок

№ серії	Позначення	Армування	К-сть зразків
I	GB-A	неармована	1
	GB-B	неармована	1
II	GRB-12C	2Ø12 A500C (Стиснута зона)	1
	GRB-12D	2Ø12 A500C (Розтягнута зона)	1
III	GRB-12A	2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512	1
	GRB-12B	2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512	1
IV	GRB-16A	2Ø16 A500C + Sika CarboDur S-512	1
	GRB-16B	2Ø16 A500C + Sika CarboDur S-512	1
V	GRB-12 (Prst)	2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512 (Prst) (Попередньо напружена)	1

Виготовлення та випробування усіх зразків проводились у лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУБГП м. Рівне. Балки виготовлялись з соснових дошок товщиною 25 мм. Кожну неармовану балку формували й склеювали за один раз, тоді, як армовані балки виготовлялись у кілька етапів.

Спочатку вклеювалась сталеві арматура у попередньо зроблені пази передостанньої дошки верхньої стиснутої зони за допомогою епоксидного клею. Далі, на спеціальному стенді під тиском склеювався пакет дошок з використанням резорцинового клею. Після повного твердіння клею, приклеювалась композитна стрічкова арматура за допомогою спеціально призначеного для неї клею Sika Dur-30 ззовні майбутньої розтягнутої зони балки.

Доставляється композитна стрічка Sika Carbo Dur S-512 товщиною 1,2 мм та шириною 50 мм. Однак у результаті своєї високої міцності було вирішено розділити її наполовину по всій довжині, отримавши таким чином ширину 25 мм.

Після приклеювання стрічки для її анкерування додатково у двох балках GRB-12B та GRB-16B клеїлось полотно Sika Wrap-230C з використанням також відповідного цьому клею Sika Dur-330. Оскільки загинати полотно під гострим кутом заборонено, то у місцях його наклеювання, у кутах балок, робились фаски радіусом не менше 20 мм. Схему армування балок сталевую та композитною арматурою показано на рис. 3.

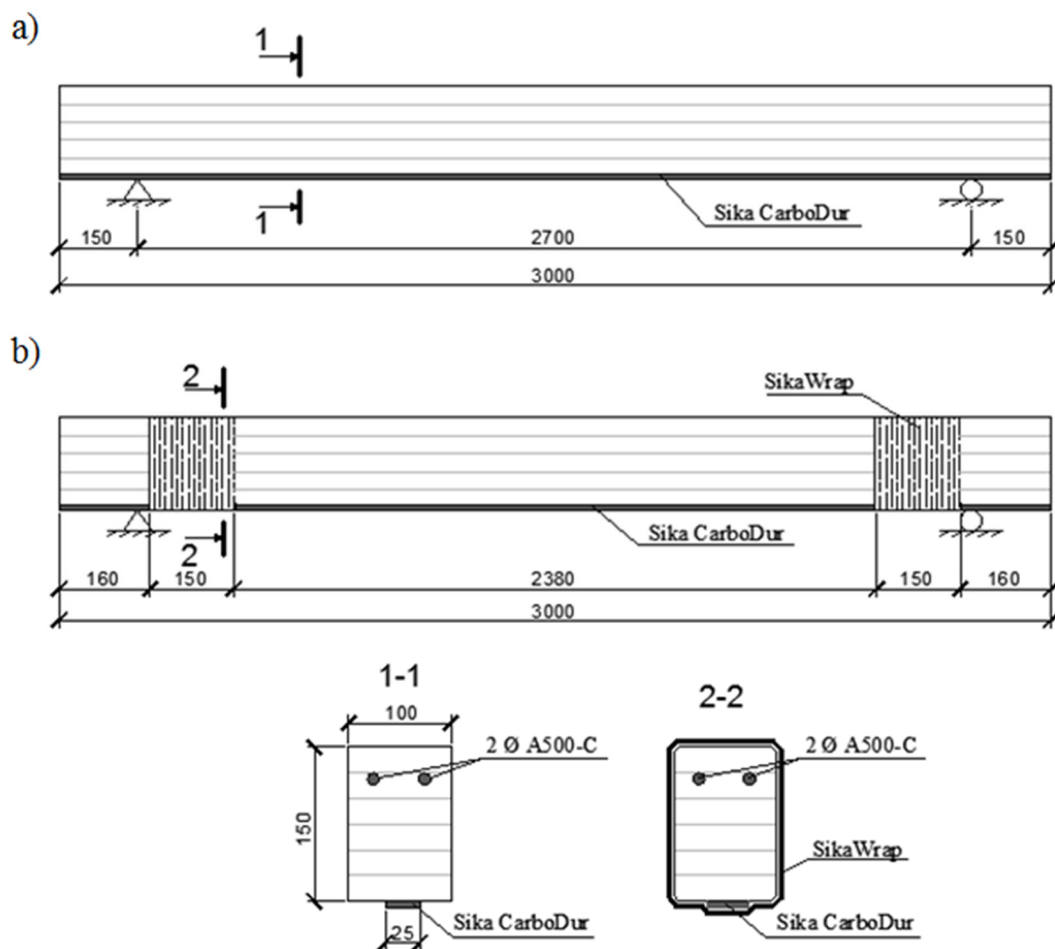


Рис. 3. Схема армування балок із клеєної деревини сталевую та композитною арматурою: а) без додаткового анкерування композитної стрічки; б) з додатковим анкеруванням стрічки

Підготовлені до випробування балки встановлювались на шарнірно рухому та нерухому опори. Навантаження до зразків прикладалось за допомогою гідравлічного домкрата, а його рівень контролювали за допомогою кільцевого динамометра. Зусилля від домкрата у вигляді двох зосереджених сил передавалось на конструкцію через металеву траверсу у третинах прольоту. Випробування здійснювалось одноразовим навантаженням ступенями 5-10 % від очікуваного руйнівного навантаження згідно вимог [18-20]. Витримка на кожному ступені становила 5-7 хв, протягом яких знімалися відліки з усіх приладів розміщених на досліджуваній балці.

У місцях передачі навантаження з траверси на балку та місцях обпирання балки на опорах встановлювались металеві й дерев'яні підкладки, які зменшували концентрацію місцевих напружень і запобігали зминанню деревини поперек волокон.

Перша серія балок із клеєної деревини GB налічувала дві балки (GB-A та GB-B), які були еталонними.

Балки другої серії були з одиночним армуванням. Балка GRB-12C армована двома стержнями діаметром 12 мм класу A500C в стиснутій зоні без армування розтягнутої зони, а балка GRB-12D двома стержнями діаметром 12 мм класу A500C в розтягнутій зоні без армування стиснутої зони.

Балки третьої серії GRB-12A та GRB-12B були армовані у стиснутій зоні сталеву арматурою у вигляді двох стержнів діаметром 12 мм класу A500C та композитною стрічкою Sika CarboDur S-512, яка була приклеєною зовні розтягнутої зони відповідно до [17]. Відрізнялися одна від одної балки третьої серії тим, що композитна стрічка в зразку GRB-12B додатково була анкерована у приопорних ділянках балки, для запобігання відриву чи проковзуванню. Для анкерування було використано полотно з вуглецевих волокон SikaWrap-230 C, яке кріпилося по периметру балки.

Армовані балки четвертої серії GRB-16A та GRB-16B були виготовлені аналогічно до третьої серії з єдиною відмінністю, що у стиснутій зоні використано 2 стержні арматури A500C діаметром 16 мм.

Також було досліджено роботу ще однієї дерев'яної балки п'ятої серії GRB-12 (Prst). Балка п'ятої серії GRB-12 (Prst) була армована у стиснутій зоні сталеву арматурою у вигляді двох стержнів діаметром 12 мм класу A500C та попередньо напруженою композитною стрічкою Sika CarboDur S-512, яка була приклеєною зовні розтягнутої зони. Попереднє напруження композитної стрічки Sika CarboDur S-512 проводилося згідно рекомендацій [18].

Для визначення прогинів балок використовувались прогиноміри 6-ПАО. Вони встановлювались посередині прольоту та над опорами для визначення просідання балки на самих опорах.

Виклад основного матеріалу. В результаті проведених випробувань отримано експериментальні дані та було побудовано графік залежності прогинів балок посередині прольоту від згинального моменту (рис.4).

Значення прогинів на кожному ступені завантаження визначалось за формулою (1)

$$w = w_C - (w_A + w_B)/2, \quad (1)$$

де w_A – просідання балки на першій опорі А, мм;

w_B – просідання балки на опорі В, мм;

w_C – прогин посередині прольоту, мм.

Гранично допустимий прогин для прольоту 270 см згідно [19] становить $\frac{1}{150} l$,

де l – проліт балки.

Таким чином для наших зразків граничний прогин складатиме

$$w_{fin} = \frac{l}{150} = \frac{2700}{150} = 18 \text{ мм} \quad (2)$$

Граничний момент за другою групою граничних станів для еталонних дощатоклеєних балок GB-A та GB-B був в межах 7,5-8.0 кН•м. Армування лише стиснутої зони дощатоклеєної балки GRB-12C підвищує її жорсткість тільки вище досягнення її граничного прогину. Армування розтягнутої зони 2Ø12 A500C балки із клеєної деревини GRB-12D неефективне, бо досить значні затрати на виготовлення підвищили лише на 20% граничний момент за другою групою граничних станів.

Клеєні дерев'яні балки третьої серії, що армовані комбінованим армуванням: у стиснутій зоні сталеву арматурою у вигляді двох стержнів діаметром 12 мм класу A500C та композитною стрічкою Sika CarboDur S-512, як балки четвертої серії дали можливість збільшити несучу здатність по придатності до умов нормальної експлуатації в 1,5 рази.

В балці з клеєної деревини п'ятої серії з комбінованим армуванням, як і в балках третьої серії, але за рахунок попереднього напруження стрічки Sika CarboDur S-512, було створено вигин $f'' = 4,72 \text{ мм}$, і несуча здатність збільшилася в два рази та становила 16 кН•м.

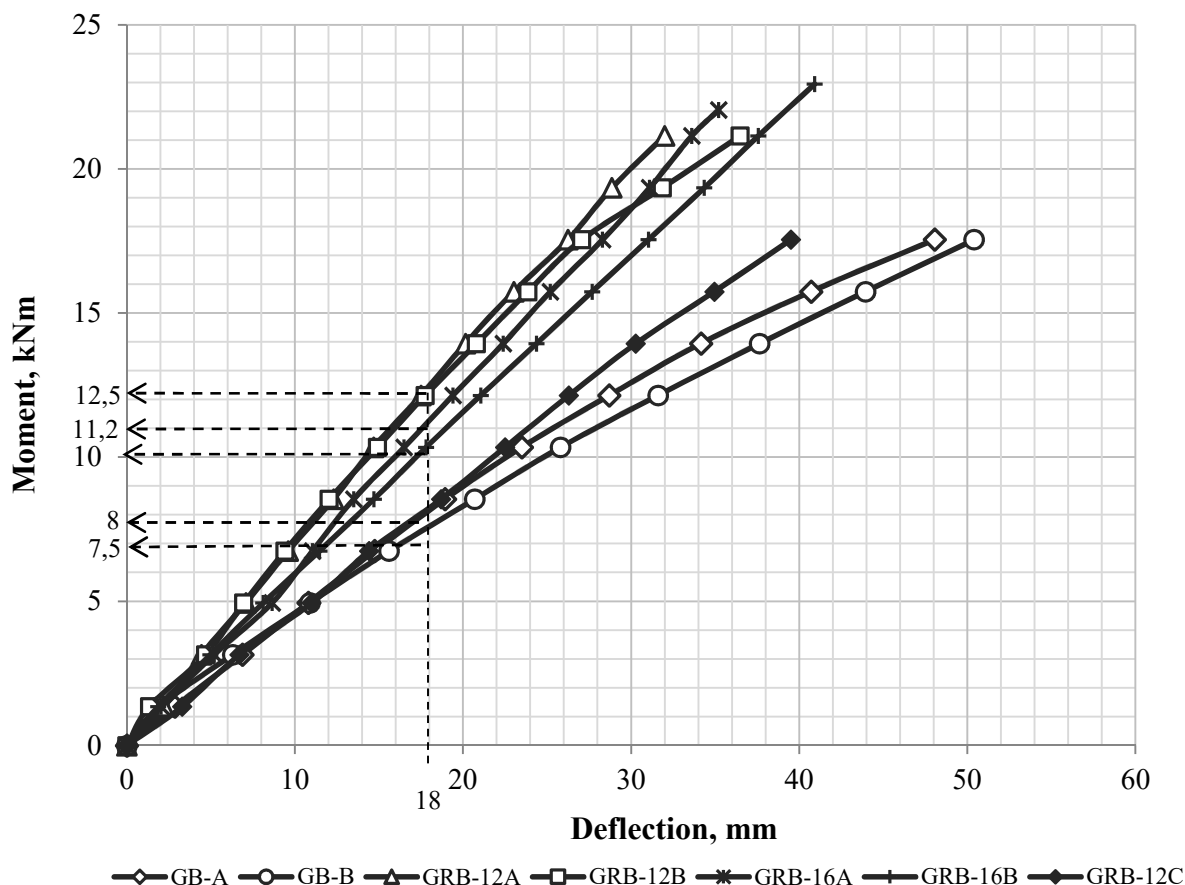


Рис. 4. Графік прогинів досліджуваних балок

Подальше зменшення граничних значень прогину за більших значень згинального моменту може досягатися за рахунок застосування попереднього напруження карбонової стрічки Sika Carbo DurS-512 в розтягнутій зоні клеєної балки [21], що зумовлює початковий вигин елемента перед початком експлуатації.

Висновки. В результаті проведених досліджень були отримані дані щодо зміни жорсткості балок із клеєної деревини за рахунок використання комбінованого армування. Порівняно прогини балок неармованих та армованих сталеву стержневою арматурою, вклеєною у пази стиснутої зони, і композитною стрічкою із вуглеволокна, приклеєною ззовні розтягнутої зони. Було встановлено, як змінюється жорсткість із збільшенням діаметру сталеву арматури у стиснутій зоні та у зразку, що містить арматуру лише в цій зоні.

Встановлено, що армування лише стиснутої зони балок не суттєво впливає на підвищення жорсткості, адже граничного прогину було досягнуто при тих же значеннях навантаження, що й для неармованих зразків з клеєної деревини. У той же час армування стиснутої та розтягнутої зони дає помітні результати. Відтак для зразків GRB-16A, GRB-16B з діаметром арматури 16 мм у стиснутій зоні значення граничного прогину було досягнуто при навантаженні, у середньому, на 39 % більшому ніж для неармованих балок. Проте, слід відмітити, що загальна несуча здатність саме цих зразків була найбільшою. Найбільшу жорсткість проявили зразки з арматурою 12 мм у стиснутій зоні. Для них граничний прогин був досягнутий при навантаженні, що є на 61 % більше ніж середнє значення для зразків неармованих.

Отримані результати дають змогу стверджувати, що запропоноване армування дозволяє суттєво підвищити показники жорсткості та несучої здатності балок з клеєної деревини.

Література

1. Гомон С.С. Напружено-деформований стан і розрахунок за деформаційною методикою елементів з деревини при одноразових та повторних навантаженнях: монографія. Рівне: Волинські обереги, 2019. 288с.
2. Гомон С.С., Павлюк А.П. Робота балок з клеєної деревини в умовах косого згину. Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво, №19. Львів, 2018. С. 84-89.
[https://DOI: 10.31734/architecture2018.19.084](https://doi.org/10.31734/architecture2018.19.084).
3. Gomon S., Gomon S., Pavluk A., Gomon P., Sobczak-Piastka J. Completed deflections of glued beams in the conditions of oblique bend for the effects of low cycle loads. AIP Conference Proceedings 2077, 020021 (2019). <https://doi.org/10.1063/1.5091882>.
4. Бабич Є.М., Гомон С.С. Особливості розрахунку елементів з деревини при прямому поперечному згині за деформаційною методикою. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць. Луцьк, 2019. Випуск 12. С. 21-30.
[https://DOI: 10.36910/6775-2410-6208-2019-2\(12\)-03](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2019-2(12)-03).
5. Гомон С.С. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів роботи деревини на згин. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне, 2011. Випуск 21. С. 176-180.
6. Гомон С.С. Передумови до запобігання прогресуючому руйнуванню конструкцій з деревини при дії різних видів навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне, 2014. Випуск 29. С. 108-116.
7. Бондарчук Т. Б., Башинський О.І., Пелешко М.З. Несуча здатність та вогнестійкість дерев'яних балок армованих зовнішньою стрічковою арматурою. Вісник ЛДУБЖД, 2014. №9. С. 184-189.
8. Турковский С. Б., Погорельцев А.А. Деревянные конструкции на основе наклонно вклеенных стержней. Система ЦНИИСК. Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2008. №6. С. 26-28.
9. Репин В. А. Деревянные балки с рациональным армированием: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Владимир, 2000. 158 с.
10. Щуко В.Ю., Рощина С.И. Армированные деревянные конструкции в строительстве: учебное пособие. Владимир, 2002. 68 с.
11. 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.
12. Демчина Б. Г., Сурмай М.І., Кравз А.Р., Бляхар Т.Й. Досвід виготовлення дощатоклеєних балок армованих неметалевою арматурою // Сучасні будівельні матеріали, конструкції та інноваційні технології зведення будівель і споруд: Вісник ДонНАБА. Вип. 5 (85): т. II. Макіївка: ДонНАБА, 2010. С. 193-197.
13. Стоянов В. В. Усиление балочных конструкций методом послойного армирования. Известия вузов «Строительство», 2013. №11. С. 44-47.
14. Єрмоленко Д.А., Іщенко М.С. Міцність та деформативність клеєних дерев'яних балок, армованих полімерною сіткою. ACADEMIC JOURNAL Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. Полтава: ПНТУ, 2017. Т. 2 (47). С. 140-147.
15. Патент на корисну модель № 135229 Україна, МПК E04C 3/12 (2006.01). Клеєна дерев'яна балка / Гомон С.С., Поліщук М.В.; заявники і власники Національний університет водного господарства та природокористування, Гомон С.С., Поліщук М.В. -№ у 201900104; заяв. 03.01.2019; опубл. 25.06.2019, Бюл. №12.
16. Sobczak-Piastka 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.

17. Иванов В.А. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования: Учеб. Пособие для вузов. Киев: Вища школа, 1981.
18. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. М.: Стройиздат, 1976. 28 с.
19. ДСТУ EN 380-2008 Лісоматеріали конструкційні. Загальні настанови щодо методів випробування на статичне навантаження. 2008. 8 с.
20. ДБН В.2.6-161:2017. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. Київ: ДП Укрархбудінформ, 2017. 111с.
21. Патент на корисну модель № 143340 Україна, МПК E04C 3/26 (2006.01). Спосіб напруження зовнішньої стрічкової арматури балок з клеєної деревини. / Гомон С.С., Гомон П.С., Поліщук М.В.; заявники і власники Національний університет водного господарства та природокористування-№ u2020 00431; заяв. 27.01.2020; опубл. 27.07.2020, Бюл. №14.

References

1. Napruzhenno-deformovanyy stan i rozrakhunok za deformatsiynoyu metodykoyu elementiv z derevyny pry odnorazovykh ta povtornykh navantazhennyakh: monohrafiya. Rivne: Volyns'ki oberehy, 2019. 288s.
2. Gomon S.S., Pavlyuk A.P. Robota balok z kleyenoyi derevyny v umovakh kosoho z'hynu. Visnyk L'vivs'koho natsional'noho ahrarnoho universytetu. Arkhitektura i sil's'kohospodars'ke budivnytstvo, №19. L'viv, 2018. S. 84-89.
3. Gomon S., Gomon S., Pavluk A., Gomon P., Sobczak-Piastka J. Completed eflections of glued beams in the conditions of oblique bend for the effects of low cycle loads. AIP Conference Proceedings 2077, 020021 (2019).
4. Babych YE.M., Homon S.S. Osoblyvosti rozrakhunku elementiv z derevyny pry pryamomu poperechnomu z'hyni za deformatsiynoyu metodykoyu. Suchasni tekhnolohiyi ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi. Zbirnyk naukovykh prats'. Luts'k, 2019. Vypusk 12. S. 21-30.
5. Gomon S.S. Stadiyi napruzhenno-deformovanoho stanu normal'nykh pereriziv roboty derevyny na z'hyn. Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy. Rivne, 2011. Vypusk 21. S. 176-180.
6. Gomon S.S. Peredumovy do zapobihannya prohresuyuchomu ruynuvannyu konstruktsiy z derevyny pry diyi riznykh vydiv navantazhen'. Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy. Rivne, 2014. Vypusk 29. S. 108-116.
7. Bondarchuk T. B., Bashyns'kyi O.I., Peleshko M.Z. Nesucha zdatnist' ta vohnestiykist' derev'yanykh balok armovanykh zovnishn'oyu strichkovoyu armaturoyu. Visnyk LDUBZHD, 2014. №9. S. 184-189.
8. Turkovskiy S. B., Pogorel'tsev A.A. Derevyannyye konstruktsii na osnove naklonno vkleyennykh sterzhney. Sistema TSNIISK. Stroitel'nyye materialy, oborudovaniye, tekhnologii KHKHÍ veka. 2008. №6. S. 26-28.
9. Repin V. A. Derevyannyye balki s ratsional'nym armiroyaniyem: dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.01. Vladimir, 2000. 158 s.
10. Shchuko V.YU., Roshchina S.I. Armirovannyye derevyannyye konstruktsii v sroitel'stve: uchebnoye posobiye. Vladimir, 2002. 68 s.
11. Gomon S. S., Polishchuk M.V. Vlashtuvannya kombinovanoho armuvannya balok iz kleyenoyi derevyny. Mizhnarodna nauково-praktychna konferentsiya «Efektyvni tekhnolohiyi i konstruktsiyi v budivnytstvi ta arkhitektura sela. Rozrobka innovatsiynykh modeley ekoposelen' Prykarpattya ta Karpat». Tezy dopovidey. Dublyany, 2019. – s. 99-100.
12. Demchyna B. H., Surmay M.I., Kravz A.R., Blyakhar T.Y. Dosvid vyhotovlennya doshchatokleyenykh balok armovanykh nemetalevoyu armaturoyu // Suchasni budivel'ni materialy, konstruktsiyi ta innovatsiyni tekhnolohiyi zvedennya budivel' i sporud: Visnyk DonNABA. Vyp. 5 (85): t. II. Makiyivka: DonNABA, 2010. S. 193-197.
13. Stoyanov V. V. Usylenye balochnykh konstruktsiy metodom posloynoho armyrovannya. Yzvestyya vuzov «Stroytel'stvo», 2013. №11. S. 44-47.

14. Yermolenko D.A., Ishchenko M.S. Mitsnist' ta deformatyvnist' kleyenykh derev"yanykh balok, armovanykh polimernoyu sitkoyu. ACADEMIC JOURNAL Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. Poltava: PNTU, 2017. T. 2 (47). S. 140-147.
15. Patent na korysnu model' № 135229 Ukrayina, MPK E04S 3/12 (2006.01). Kleyena derev"yana balka / Homon S.S., Polishchuk M.V.; zayavnyky i vlasnyky Natsional'nyy universytet vodnoho hospodarstva ta pryrodokorystuvannya, Homon S.S., Polishchuk M.V. -№ u 201900104; zayav. 03.01.2019; opubl. 25.06.2019, Byul. №12.
16. 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.
17. Ivanov V.A. Konstruktsii iz dereva i plastmass. Primery rascheta i konstruirovaniya: Ucheb. Posobiye dlya vuzov. Kiyev: Vishcha shkola, 1981.
18. Rekomendatsii po ispytaniyu derevyannykh konstruktsiy. TSNIISK im. V.A. Kucherenko. M.: Stroyizdat, 1976. 28 s.
19. DSTU EN 380-2008 Lisomaterialy konstruktsiy. Zahal'ni nastanovy shchodo metodiv vprobuvannya na statychne navantazhennya. 2008. 8 s.
20. DBN V.2.6-161:2017. Konstruktsiyi budynkiv i sporud. Derev'yani konstruktsiyi. Osnovni polozhennya. Kyiv: DP Ukrarkhbudinform, 2017. 111s.
21. Patent na korysnu model' № 143340 Ukrayina, MPK E04S 3/26 (2006.01). Sposib napruzhennya zovnishn'oyi strichkovoyi armatury balok z kleyenoyi derevyny. / Gomon S.S., Gomon P.S., Polishchuk M.V.; zayavnyky i vlasnyky Natsional'nyy universytet vodnoho hospodarstva ta pryrodokorystuvannya-№ u2020 00431; zayav. 27.01.2020; opubl. 27.07.2020, Byul. №14.

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОГИБОВ УСИЛЕННЫХ И НЕУСИЛЕННЫХ БАЛОК ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ

Гомон Петр, к.т.н., доц.,

p.s.homon@nuwm.edu.ua; ORCID: 0000-0002-5312-0351

Полищук Н.В., магистр,

m.v.polishchuk@nuwm.edu.ua; ORCID: 0000-0003-1981-8008

Национальный университет водного хозяйства и природоиспользования, Ровно

Аннотация. Динамичное развитие и распространение конструкций из клееного бруса в строительстве предопределяют их всестороннее изучение. Также актуален вопрос увеличения несущей способности таких конструкций с помощью армирования. Армирование деревянных элементов с использованием стальной арматуры более изучено, но недавние исследования показали хорошее использование композитов на основе синтетических волокон в качестве армирования деревянных конструкций. Нашей целью было объединить эти два вида армирования и исследовать изменение жесткости образцов в виде клееных деревянных балок. Для исследований было подготовлено несколько серий балок с размерами поперечного сечения 100x150 мм и длиной 3000 мм. Первая серия состояла из двух клееных неармированных балок. Они были испытаны для определения разрушающей нагрузки, установления контрольных прогибов и сравнения их с соответствующими прогибами армированных балок. Вторая серия состояла из двух клееных деревянных балок, армированных двумя стальными стержнями диаметром 12 мм в сжатой зоне и армирующей лентой из углеродного волокна Sika Carbo Dur S-512 в растянутой зоне. Третья серия включала две балки, которые были армированы стальной арматурой диаметром 16 мм в сжатой зоне и армирующей лентой из углеродного волокна Sika Carbo Dur S-512 в растянутой зоне. Четвертая серия включала одну балку, которая в сжатой зоне армировалась только стальной арматурой в виде двух стержней диаметром 12 мм. Испытуемые образцы нагружались с помощью домкрата двумя сосредоточенными нагрузками. Прогибы всех балок измерялись с помощью индикаторов прогиба. В результате экспериментальных исследований построены сравнительные графики изменения прогибов в зависимости от изгибающего момента.

Наиболее жесткими оказались образцы второй серии с арматурой диаметром 12 мм в сжатой зоне. Предельный прогиб для них был достигнут при нагрузке, что на 61 % больше среднего значения для неармированных образцов. Величина предельного прогиба для третьей серии балок достигалась при нагрузке в среднем на 39 % выше, чем для неармированных балок. Однако следует отметить, что грузоподъемность этих образцов была самой высокой. Армирование балки четвертой серии не привело к увеличению жесткости, так как предельный прогиб достигался при тех же значениях нагрузки, что и для неармированных образцов клееного бруса.

Ключевые слова: клееная древесина, прогиб, балка, несущая способность, стальная арматура, композитная арматура.

DEFLECTIONS OF REINFORCED AND NON-REINFORCED BEAMS OF RECTANGULAR SECTION OF GLUED WOOD

Gomon Petro, Ph.D, Assistant Professor,

p.s.homon@nuwm.edu.ua; ORCID: 0000-0002-5312-0351

Polishchuk Mykola, master,

m.v.polishchuk@nuwm.edu.ua; ORCID: 0000-0003-1981-8008

National University of Water and Environmental Engineering, Rivne

Annotation: The dynamic development and distribution of glued timber structures in construction predetermine their comprehensive study. The issue of increasing the load capacity of such structures using reinforcement is also relevant. The reinforcing of timber elements using steel reinforcement is more researched, but recent studies have shown good use of synthetic fiber-based composites as reinforcement for timber structures. Our purpose was to combine these two types of reinforcement and to investigate the stiffness change of the specimens in the form of glued timber beams. Several series of beams with cross-sectional dimensions of 100x150 mm and 3000 mm length were prepared for the research. The first series consisted of two glued unreinforced beams. They were tested to determine the fracture load, to establish control deflections and to compare them with the corresponding deflections of reinforced beams. The second series consisted of two glued timber beams, which were reinforced with two 12 mm diameter steel rods in the compressed zone and with Sika Carbo Dur S-512 carbon fiber tape reinforcement in the stretched zone. The third series included two beams, which were reinforced with 16 mm diameter steel reinforcement in the compressed zone and the Sika Carbo Dur S-512 carbon fiber tape reinforcement in the stretched zone. The fourth series included one beam, which was reinforced with only steel reinforcement in the shape of two 12 mm diameter rods in the compressed zone. The test specimens were loaded using a jack by two concentrated loads. The deflections of all beams were measured using the deflection indicators. As a result of experimental studies, comparative graphs of the variation of deflections versus bending moment were constructed. The specimens of the second series with reinforcement of 12 mm diameter in the compressed zone were the most rigid. The ultimate deflection for them was achieved at load, which is 61% more than the average value for unreinforced samples. The ultimate deflection value for the third series of beams was achieved at loading, on average, 39% higher than for unreinforced beams. However, it should be noted that the carrying capacity of these samples was the highest. The reinforcing of the beam of the fourth series did not increase the rigidity, since the ultimate deflection was achieved at the same load values, as for the unreinforced glued timber samples.

Key words: glued wood, deflection, beam, bearing capacity, steel reinforcement, composite reinforcement.

УДК 624.072; 624.012; 624.04

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-97-114

ОСОБЛИВОСТІ ДЕФОРМУВАННЯ, РУЙНУВАННЯ ТА РОЗРАХУНКУ ПОШКОДЖЕНИХ БАЗАЛЬТОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ВУГЛЕПЛАСТИКОВИМ ПОЛОТНОМ

¹Карпюк І.А., к.т.н., доцент,

irina.carpyuk@gmail.com, ORCID: 0000—0003—3437—5882

¹Одеська державна академія будівництва та архітектури

вул. Дідріхсона, 4, м. Одеса, 65029, Україна

Анотація. В статті представлені результати випробування доведених у попередніх дослідженнях до граничного (ULS) стану бетонних балок з базальтопластиковою арматурою (BFRP), підсилені вуглепластиковими полотнами (CFRP). Встановлений характер їх деформування, розвитку тріщин та руйнування, яке у балках з великим ($a/d=3$) і середнім ($a/d=2$) прольотами зсуву відповідало напружено — деформованому стану майже збалансованого нормального поперечного перерізу. Воно характеризувалося досягненням у зовнішньому вуглепластиковому шарі підсилення граничних деформацій і напружень розриву, а у стиснутій зоні бетону — закритичних (на низпадній ділянці діаграми « σ_ϵ — ϵ_ϵ ») напружень та деформацій.

Руйнування балок з малими ($a/d=1$) прольотами зсуву супроводжувалося подальшим розкриттям раніше утворених похилих тріщин і розривом замкнутих вуглепластикових сорочок на бічних гранях.

Підсилення нормальних перерізів рекомендується проектувати на випадки досягнення характеристичних напружень у розтягнутій стержневій арматурі з наступним розривом зовнішньої арматури ФАП—FRP без і з руйнуванням стиснутої зони бетону.

Методика визначення несучої здатності похилих перерізів непідсиленіх бетонних балок, армованих НКА—FRP, описана в раніше опублікованих працях авторів.

Несучу здатність доведених до граничного стану (ULS) приопорних ділянок балкових конструкцій, підсиленіх матеріалами ФАП—FRP, слід визначати, у першу чергу, на дію згинального моменту за критичною похилою тріщиною.

Ключові слова: розрахунок пошкоджених бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою, підсиленіх зовнішніми фіброармованими пластиками, за першою групою граничних станів, за дії малоциклового ступеневозростаючого навантаження.

Вступ У процесі експлуатації виникає необхідність відновлення або підсилення несучої здатності бетонних балок з FRP як внаслідок корозії арматури і бетону чи передчасного руйнування, так і за потреби підвищення експлуатаційних навантажень на них, сейсмостійкості будівлі тощо.

Відомі способи підсилення за рахунок збільшення перерізів конструкцій шляхом приєднання до них додаткових елементів мають суттєві недоліки: велику вагу конструкцій підсилення, трудомісткість виготовлення та ін.

Досить ефективним виявилось підсилення будівельних конструкцій композитними матеріалами, армованими вуглецевими, арамідними, поліефірними і скляними волокнами. Безперечними їхніми перевагами являються: висока міцність, стійкість до агресивних впливів оточуючого середовища, легкість повтореннялюбих форм конструкції, невелика трудомісткість здійснення підсилення на будівельному майданчику.

Огляд останніх джерел і публікацій Проведене дослідження [1] спрямоване на експериментальну оцінку ефективності підсилення вуглепластиком у канавках залізобетонних балок. Відзначається, що виконане підсилення значно покращило несучу здатність балок за згин. Проте, у цій роботі не вказана ефективність вказаного підсилення пошкоджених наскрізними нормальними та похилими тріщинами залізобетонного елемента, доведеного до руйнування.

У праці [2] розглянута поведінка залізобетонних балок, підсиленіх вуглепластиковими

волокнами. Міцність на згин і жорсткість дослідних зразків, підсилені методами EBR або EBROG збільшилися в порівнянні з контрольною непідсиленою балкою, відповідно, на 25—48% і 32—77%. При цьому, режим руйнування балок у цих методах змінювався з відшарування вуглепластика у методі EBR до його розриву у методі EBROG.

У роботі [3] досліджували вплив підвищеної температури та анкерних канавок на зсувні характеристики залізобетонних балок, підсилені композитами із вуглепластику. Відзначається, що суттєве відновлення структурних характеристик значно пошкоджених теплом конструкційних бетонних елементів стає можливим з використанням композиційних матеріалів, армованих вуглецевим волокном (CFRP).

У праці [4] описана поведінка залізобетонних балок, пошкоджених нагріванням і підсилені смугами CFRP, розташованими у канавках. Встановлено, що підвищення температури більше 500°C виражено знижує їхню несучу здатність на згин.

В дослідженні [5] розглядається підсилення на вигин пошкоджених вогнем бетонних балок вуглепластиковими листами. Результати випробування показали, що підсилення балок на вигин з використанням листів вуглепластика покращило несучу здатність дослідних зразків – балок за згин і це покращення вказаних характеристик стало більш помітним зі збільшенням температурного впливу.

У роботі [6] розглядається поведінка легких залізобетонних балок, підсилені зовні листами вуглепластику і виготовлених з конструкційного легкого бетону (LWC). Результати експериментів показали, що лист вуглепластика значно збільшує граничну несучу здатність попередньо навантажених та ненавантажених підсилені зразків – балок від 28 до 102%.

У праці [7] описане експериментальне дослідження несучої здатності бетонних балок зі склопластиковою арматурою, підсилені зовні вуглепластиковими листами. Результати досліджень показали, що GFRP є спроможним армуванням для балок типу OPC, GPC і FRC. А використання EB—CFRP є підходящим методом підсилення таких композитних систем.

У роботі [8] наведені результати досліджень несучої здатності фібробетонних балок зі сталеву арматурою (SFRC), підсилені вуглепластиком (CFRP) з використанням різноманітних технологій, на зсув. Підсилення балок зовні здійснюється вуглепластиковим полотном (EBP), а також зовнішньою арматурою в канавках (EBROG). Результати випробувань показали, що міцність на зсув і пластичність руйнування збільшуються зі збільшенням об'ємної частки волокон.

У праці [9] експериментально встановлено, що зовнішнє армування полімерним волокном (FRP) є ефективним методом підсилення залізобетонних балок.

У роботі [10] розглянуті питання ремонту та підсилення матеріалів бетонних балок з використанням різних конфігурацій вуглепластикових ламінатів. Представлені експериментальні результати доводять, що ремонт раніше пошкоджених балок допомога їм не тільки відновитися, а й значно збільшити їхню здатність чинити опір передчасному руйнуванню при зсуві.

Автори [11] досліджували несучу здатність залізобетонних балок різної висоти на зсув, підсилені гібридними смугами вуглепластику та сталевими хомутами. Був здійснений нелінійний скінчено—елементний аналіз поведінки при зсуві вказаних балок. Порівняння результатів показало, що внутрішньо інтегровані смуги вуглепластика призводять до більшого підвищення міцності на зсув залізобетонних балок, ніж зовнішнє підсилення вуглепластиковими композитами.

У роботі [12] розглянуті зв'язувальні властивості поверхні CFRP — бетон при комбінованому тривалому навантаженні та сульфатній ерозії за допомогою індуктивного аналізу отриманих даних для вказаних умов роботи була запропонована модель «зчеплення — ковзання» межі розділу, що ураховує комбінований ефект зазначених чинників та адекватно її відображає.

В праці [13] описана поведінка залізобетонних балок, підсилені на згин алюмінієвими пластинами, приклеєними зовні. В ній вказано, що композитні матеріали, які використовуються для підсилення балкових конструкцій, мають також деякі недоліки. Основним недоліком композитів FRP, на думку авторів, є те, що вони являються крихкими

матеріалами А пластини з алюмінієвого сплаву (АА) є пластичними матеріалами, що є бажаним для підсилення залізобетонних балок.

У роботі [14] розглядаються динамічні та статичні міжфазні сполучні властивості вуглепластику та бетону при циклічному заморожуванні – відтаванні. Подальший аналіз показав, що динамічні властивості інтерфейсу CFRP – бетон знижуються зі збільшенням кількості циклів заморожування – відтавання.

Автори [15] здійснили нелінійне скінчено—елементне моделювання залізобетонних плит, підсилених смугами вуглепластику, за дії ударного навантаження (підданих вибуховим навантаженням) для оцінки ефективності використання смуг вуглепластика (CFRP) у якості зовнішньої арматури (EBR) для захисту вказаних плит від вибуху.

У статті [16] описується запропонована авторами інноваційна система анкерування NSM для підсилення залізобетонних балок, яка включає L—подібний анкер зі склопластику (L—анкер), U—подібні смуги з вуглепластику (U—смуга) та подвійну пластину (DP—анкер). Розроблена авторами методика зміцнення називається NLUD. Проте, у даній праці не наведено конкретних пропозицій щодо проектування зазначеної системи NLUD.

Автори [17] розглянули несучу здатність та деформативність високоміцних залізобетонних балок прямокутного поперечного перерізу, пошкоджених вогнем у зонах розтягу і стиску та відремонтованих вуглепластиковими листами.

У статті [18] автори вважають, що найбільш важливим параметром граничного стану (SLS) працездатності залізобетонних (RC) балок являється їхня тріщиностійкість. В указаній статті описані нові дані про тріщиностійкість балок (RC) прямокутного перерізу.

У роботі [19] автори пропонують використовувати армовані вуглецевим волокном полімери (FRP) для зміцнення залізобетонних конструкцій. Аналіз результатів показав, що найбільшу несучу здатність мали зразки, підсилені без початкового навантаження, яка, в середньому, перевищувала несучу здатність контрольних зразків в 1,5 разів. Несуча здатність зміцнених при навантаженні колон збільшилася в 1,3 рази за рахунок тристороннього обтиснення.

Автори [20] представили результати експериментального дослідження несучої здатності залізобетонних балок без поперечної сталеві арматури, підсилених композиційними матеріалами. Особливістю випробувань є те, що підсилення балок здійснювалося під дією навантаження. Було встановлено, що під час зміцнення конструкції похилого перерізу балок слід урахувувати існуючий рівень навантаження: посилювальний ефект системи зміцнення Ruredil X Mesh Cold зменшувався в 2,8—2,9 разів при підвищенні існуючого рівня навантаження від 0 до 50% від величини вказаної вище поперечної сили.

Визначення раніше не розв’язаних частин загальної проблеми Основні нормативні документи і рекомендації з розрахунку конструкцій з НКА—FRP розроблені у США, Канаді, Японії, Великобританії, Італії. В Україні та Росії підготовлені, відповідно, Настанова [21 та додаток Л до СП [22] які розглядаються як проекти майбутніх нормативних документів.

Основні принципи розрахунку бетонних конструкцій з НКА—FRP збережені такими ж, як і для залізобетонних елементів з урахуванням лінійної роботи арматури. Специфіка роботи конструкцій з FRP урахується введенням спеціальних понижуючих коефіцієнтів умов роботи і нормуванням характеристик матеріалів. Застосування базальтопластикової арматури (BFRP) недостатньо унормовано.

Аналіз останніх публікацій показав, що ні національні норми проектування, ні відомі авторські методики не містять в собі чітких вказівок по розрахунку сумісної роботи пошкоджених бетонних балкових конструкцій з FRP або залізобетонних елементів, доведених під час попередньої експлуатації до граничного стану (ULS) або руйнування, з композитними матеріалами підсилення [23].

Мета роботи полягає в експериментально—теоретичному вивченні несучої здатності пошкоджених у попередніх дослідженнях [24] і доведених до руйнування бетонних балок з BFRP, підсилених вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні і вуглепластиковими сорочками — на приопорних ділянках, за дії малоциклового

знакоповторного поперечного навантаження високих рівнів з розробкою інженерних методик розрахунку міцності їхніх нормальних і похилих перерізів.

Завдання досліджень:

— підготувати поверхні пошкоджених наскрізними силовими тріщинами і доведених до руйнування за похилими тріщинами бетонних балок з BFRP [24] та здійснити їх підсилення вуглепластиковим полотном Sika®Wrap®—230C (CFRP) з використанням двокомпонентної смоли Sikadur —300 у нижніх розтягнутих зонах та на зруйнованих приопорних ділянках за встановленою технологією;

— виконати експериментальні дослідження несучої здатності підсилених вуглепластиковим полотном (CFRP) раніше пошкоджених наскрізними нормальними і похилими тріщинами бетонних балок з BFRP за дії малоциклового знакоповторного ступенево зростаючого поперечного навантаження аж до їх руйнування;

— експериментально встановити характер тріщиноутворення та руйнування дослідних елементів і запропонувати методики розрахунку несучої здатності підсилених вуглепластиком (CFRP) нормальних і похилих перерізів доведених до руйнування бетонних балок з BFRP;

— перевірити адекватність запропонованих методик розрахунку несучої здатності пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиком, за наявними експериментальними даними.

Методика проведення експериментів та обладнання Методика випробування непошкоджених бетонних балок з BFRP та їх конструкція представлена в [24]. У першій серії дослідів непошкоджені балки були випробувані на дію ступенево зростаючого одноразового статичного (І. Karpiuk, А. Tselikova), а у другій – малоциклового повторного (І. Karpiuk, А. Khudobych) навантаження (рис.1, табл.1).

Пошкоджені після випробувань бетонні балки з BFRP були підсилені (рис. 1) знизу у розтягнутій зоні на всю їхню довжину (1575мм) і ширину ($b=100\text{мм}$) та на приопорних ділянках у вигляді замкнутих сорочок довжиною, відповідно, 150, 300 і 450мм із вуглепластикового полотна Sika®Wrap®—230C, приклеєного двокомпонентною смолою Sikadur – 300 за встановленою технологією з попередньою підготовкою поверхні дослідних зразків – балок і використанням дрібнозернистих ремонтних сумішей для зароблення вибоїн, каверн і надмірно розкритих тріщин.

Після повної полімеризації двокомпонентної смоли раніше пошкоджені, а потім підсилені вуглепластиком бетонні балки з базальтопластиковою арматурою повторно були випробувані на дію ступенево зростаючого малоциклового навантаження.

Руйнування дослідних підсилених базальтобетонних балок з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву відповідало напружено—деформованому стану майже збалансованого нормального поперечного перерізу, який характеризувався досягненням у зовнішньому вуглепластиковому шарі підсилення ФАП—CFRP граничних деформацій і напружень розриву, а у стиснутій зоні бетону – закритичних (на низпадній ділянці діаграми « σ_c — ϵ_c ») деформацій і напружень. Зазначене руйнування дослідних балок з великими і середніми прольотами зсуву починалося з розриву зовнішньої арматури ФАП—CFRP і супроводжувалося різким підвищенням напружень у розтягнутій базальтопластиковій арматурі BFRP, розтріскуванням та розшаруванням захисного шару бетону і надмірним неконтрольованим збільшенням прогинів.

Руйнування балок за малими ($a/d=1$) прольотами зсуву супроводжувалося подальшим розкриттям раніше утворених похилих тріщин і розривом замкнутих вуглепластикових сорочок на бічних гранях їхніх приопорних ділянок та різким збільшенням прогинів, зумовлених, насамперед, деформаціями взаємного зсуву окремих частин дослідних зразків (рис. 1).

Результати дослідження Розрахунок за граничними станами першої групи. Розрахунок міцності нормальних (рис. 2) перерізів елементів, що згинаються.

Розрахунок конструкцій прямокутного, таврового і двотаврового перерізів доцільно виконувати на основі умов рівноваги зусиль в граничному стані.

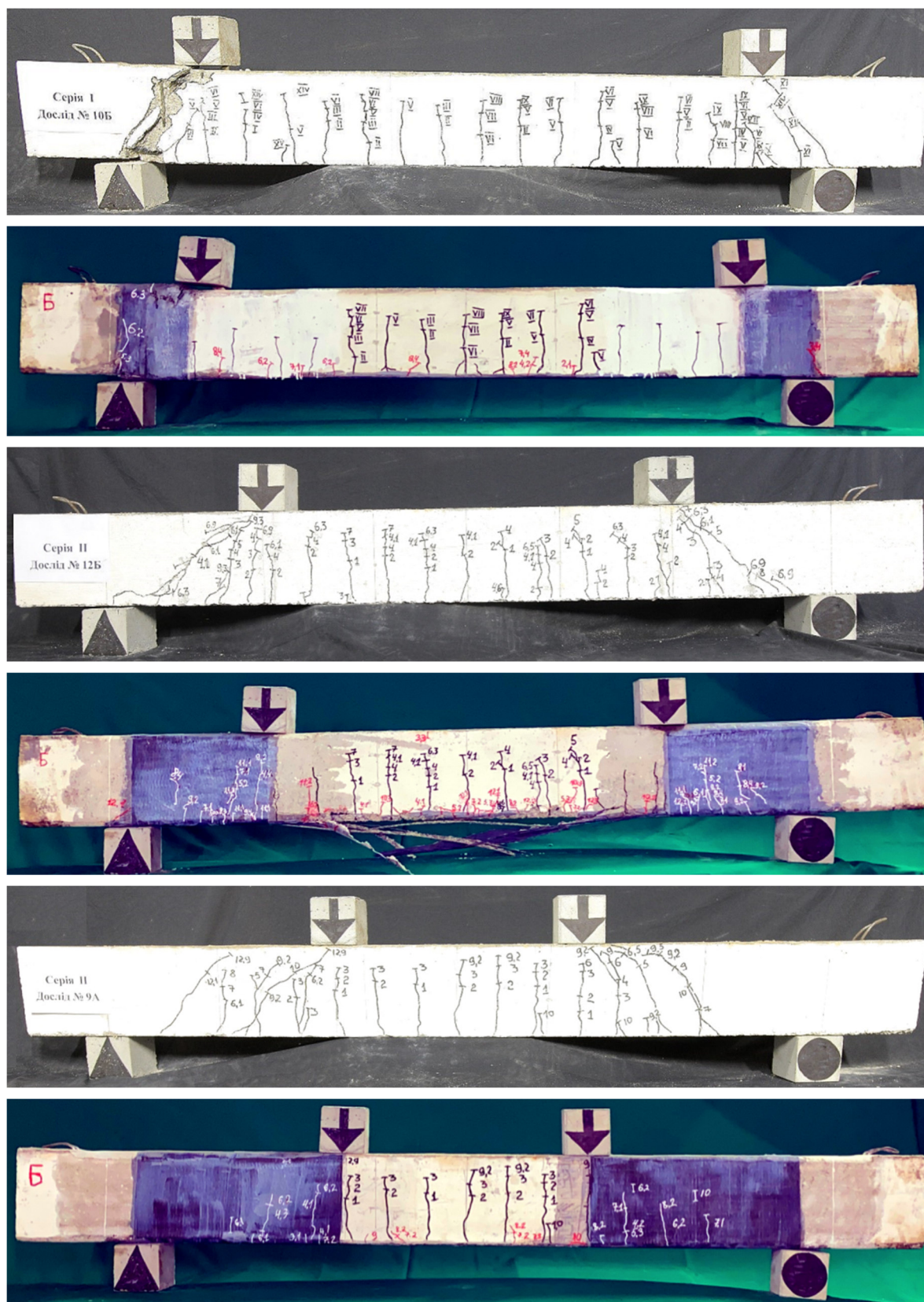


Рис. 1 Характер тріщиноутворення та руйнування бетонних балок з BFRP до і після їх підсилення вуглепластиковим полотном у нижній розтягнутій зоні та на приопорних ділянках з малим, середнім та великим прольотами зсуву

Таблиця 1 — План експерименту, несуча здатність та характер руйнування еталонних базальтобетонних і підсилених вуглепластиком (CFRP) пошкоджених балок з BFRP

№ дослідж.	План експерименту						Несуча здатність нормальних і похилих перерізів підсилених і еталонних балок							
	В кодованих змінних			В натуральних значеннях чинників			M_{ult}^{exp} , кНм	$\hat{M}_{ult}$, кНм	M_{ult}^{calc} , кНм	Відно- відно F_{ult}^{appr} , кН	$\hat{F}_{ult}^{appr}$, кН	$\hat{V}_{ult}^{ref}$, [24]	Характер руйнування балок	
	X_1	X_2	X_3	a/d	Клас бетону, С, МПа	f_{fw} BFRP —800							Підсилених	Еталонних (ref)
1	+	+	+	3	C40/50	0,0115	27,53	26,83	26,10	52,2	52,3	31,7	⊥ М	∠ V
2	+	+	—	3	C40/50	0,0029	26,49	26,83	26,10	50,5	48,3	30,3	⊥ М	∠ V
3	+	—	+	3	C16/20	0,0115	23,02	22,03	24,02	43,9	43,5	29,3	⊥ М	∠ V
4	+	—	—	3	C16/20	0,0029	20,82	22,03	24,02	39,7	39,5	27,9	⊥ М	∠ V
5	—	+	+	1	C40/50	0,0115	27,43	26,83	25,00	156,7	152,7	122,7	∠ М	⊥ F
6	—	+	—	1	C40/50	0,0029	25,98	26,83	24,16	148,5	148,7	102,1	∠ М	⊥ F
7	—	—	+	1	C16/20	0,0115	22,39	22,03	22,12	127,8	127,1	77,9	∠ М	⊥ F
8	—	—	—	1	C16/20	0,0029	21,89	22,03	22,51	125,1	123,1	57,3	∠ М	⊥ F
9	+	0	0	3	C30/35	0,0065	25,01	24,43	24,05	47,6	45,9	37,6	⊥ М	∠ V
10	—	0	0	1	C30/35	0,0065	23,81	24,43	23,04	136,1	137,9	97,8	∠ М	∠ V
11	0	+	0	2	C40/50	0,0065	26,82	26,83	26,10	76,6	77,8	58,1	⊥ М	∠ V
12	0	—	0	2	C16/20	0,0065	22,03	22,03	24,02	62,9	60,6	34,5	⊥ М	∠ V
13	0	0	+	2	C30/35	0,0115	25,06	24,43	24,65	71,6	71,2	55,0	⊥ М	∠ V
14	0	0	—	2	C30/35	0,0029	23,80	24,43	24,65	68,0	67,2	44,0	⊥ М	∠ V
15	0	0	0	2	C30/35	0,0065	24,43	24,43	24,65	70,0	69,2	51,8	⊥ М	∠ V
$\sum (y_i - \hat{y}_i)^2$							26,20 кН ² м ²	26,417 кН ² м ²	225,53 кН ²	14756 кН ²	—	—	—	—
$\sigma = \sqrt{\sum (y_i - \hat{y}_i)^2 / 14}$							1,37 кНм	1,374 кНм	4,01 кН	32,47 кН	—	—	—	—
$v = (\sigma / b_0) 100, \%$							5,6 %	5,6	5,8 %	62,7 %	—	—	—	—

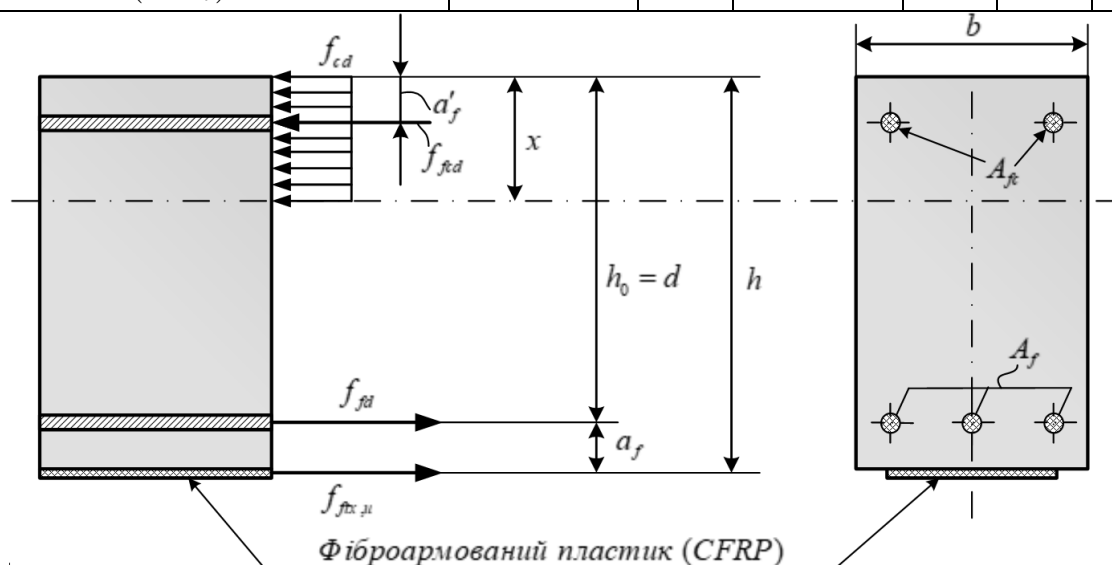


Рис. 2. Розрахункова схема внутрішніх зусиль у підсиленому вуглепластиковим полотном поперечному перерізі балки

Розрахунок передбачає наступні види граничних станів:

а) руйнування стиснутої зони бетону до досягнення характеристичних напружень в стержневій розтягнутій арматурі (текучості у сталевій). При цьому, напруження в ФАП—FRP є значно меншими від розрахункових (переармована розтягнута зона);

б) досягнення характеристичних напружень у розтягнутій стержневій арматурі (текучості у сталевій) з наступним розривом зовнішньої арматури ФАП—FRP без руйнування стиснутої зони бетону;

в) досягнення характеристичних напружень у розтягнутій стержневій арматурі (текучості у сталевій) з наступним розривом зовнішньої арматури ФАП—FRP і руйнуванням стиснутої зони бетону;

г) руйнування від відшарування елементів ФАП—FRP.

Визначення площі перерізу зовнішньої композитної арматури здійснюється методом ітерацій (послідовних наближень).

Зусилля у ФАП—FRP визначаються по величині напружень σ_{ftx} , які можуть дорівнювати або бути меншими від її розрахункової міцності на розтяг.

Підсилення згинальних елементів рекомендується проектувати на випадки руйнування «δ» і «б».

Для попередження відшарування ФАП—FRP необхідно обмежити рівень її деформації. Емпіричні вирази для оцінки коефіцієнтів умов роботи ФАП—FRP, які залежать від жорсткості елементів підсилення, мають вигляд:

$$k_m = \frac{1}{60 \cdot \varepsilon_{ftx,t}} \left(1 - \frac{n \cdot E_{ftx,t} \cdot t_{ftx}}{360000} \right) \leq 0,9 \text{ при } n \cdot E_{ftx,t} \cdot t_{ftx} \leq 180000, \quad (1)$$

$$k_m = \frac{1}{60 \cdot \varepsilon_{ftx,t}} \left(1 - \frac{90000}{n \cdot E_{ftx,t} \cdot t_{ftx}} \right) \leq 0,9 \text{ при } n \cdot E_{ftx,t} \cdot t_{ftx} > 180000,$$

де t_{ftx} — розрахункова товщина моношару ФАП—FRP;

n — кількість моношарів ФАП—FRP.

Коефіцієнтом k_m обмежується гранично допустиме зусилля, яке виникає в арматурі ФАП—FRP.

Допустимі граничні розрахункові деформації ФАП—FRP визначаються:

$$\varepsilon_{ftx,u} \leq k_m \cdot \varepsilon_{ftx,t}. \quad (2)$$

Величина максимальних деформацій у зовнішньому армуванні ФАП—FRP:

$$\varepsilon_{ftx,u} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{h-x}{x} \right) - \varepsilon_{ci} \leq k_m \cdot \varepsilon_{ftx,t}, \quad (3)$$

де ε_{cu} — гранична деформація стиснутого волокна бетону до підсилення;

ε_{ci} — початкова деформація розтягнутого волокна бетону до підсилення.

Допустимий рівень напружень в ФАП—FRP визначається за законом Гука:

$$\sigma_{ftx,u} \leq E_{ftx,t} \cdot \varepsilon_{ftx,u}, \quad (4)$$

Розрахункова міцність зовнішнього армування ФАП—FRP $f_{ftx,u}$ приймається рівною значенню $\sigma_{ftx,u}$ за виразом:

$$f_{ftx,u} = \sigma_{ftx,u} = E_{ftx,t} \cdot \varepsilon_{ftx,u}, \quad (5)$$

а розрахункова деформація зовнішнього армування ФАП—FRP при розтязі:

$$\varepsilon_{ftx,u} \leq \frac{f_{ftx,u}}{E_{ftx,t}}. \quad (6)$$

При підборі перерізу зовнішнього армування ФАП—FRP слід визначити рівень деформацій у конструкції від діючого навантаження.

Граничні зусилля в нормальному перерізі конструкції визначаються за умови їхньої рівноваги, виходячи із передумов:

— опір бетону розтягу приймається таким, що дорівнює нулю;

— опір бетону стиску в граничному стані представляється рівномірно розподіленими по

висоті стиснутої зони напруженнями, рівними f_{cd} ;

— вважається справедливою гіпотеза плоских перерізів;

— розтягуючі напруження у внутрішній стержневій композитній арматурі приймають не більшими розрахункового опору на розтяг f_{fd} (у сталевій — f_{sd}), а стискаючі — $f_{fdc} = 0,2f_{fd}$ (у сталевій — $f_{sdc} = f_{sd}$);

— розтягуючі напруження у зовнішній арматурі ФАП—FRP слід приймати не більшими від розрахункового її опору на розтяг $f_{ftx,u}$;

— зовнішня арматура підсилення і бетон працюють сумісно до настання граничного стану;

— деформація зсуву в клеєвому шарі не ураховується.

Розрахунок міцності нормальних перерізів доцільно виконувати у залежності від співвідношення між значенням відносної висоти стиснутої зони бетону $\xi = x/h_0$, яке визначається із умови рівноваги, та значенням граничної відносної висоти стиснутої зони бетону ξ_R , при якому граничний стан елемента настає одночасно з досягненням у внутрішній стержневій арматурі напруження, рівному розрахунковому опору $f_{fd}(f_{sd})$.

Гранична висота стиснутої зони бетону ξ_R визначається за відомою формулою:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_{c,ule}}}, \quad (7)$$

де ε_f — відносна пружна деформація внутрішньої розтягнутої композитної (сталевій — $\varepsilon_{s,el}$) арматури при напруженнях $f_{fd}(f_{sd})$;

$\varepsilon_{c,ult}$ — відносна деформація стиснутого бетону при напруженнях, рівних f_{cd} . Приймається рівною 0,0035 за відсутності інших даних.

Значення граничної відносної висоти стиснутої зони бетону ξ_{Rftx} з урахуванням роботи ФАП—FRP визначається:

$$\xi_{Rftx} = \frac{x_{Rftx}}{h} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{ftx,u}}{\varepsilon_{cul} \cdot E_{ftx}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (8)$$

де ε_{cul} — гранична відносна деформація бетону приймається рівною ε_{ck} (у вершині діаграми « $\sigma_c - \varepsilon_c$ ») за нетривалої дії навантаження і ε_{ctk} — за тривалої дії навантаження;

$f_{ftx,u}$ — обчислюється за формулою (1.5);

ω — характеристика стиснутої зони бетону, яка обчислюється за формулою $\omega = 0,85 - 0,008f_{cd}$.

Відношення $f_{ftx,u}/E_{ftx}$ представляє собою граничну відносну деформацію ФАП—FRP при розтязі. У більшості випадків вона знаходиться в діапазоні 0,3—1,0% і перевищує деформацію текучості сталі. Тому ξ_{Rftx} може бути меншим від ξ_R .

Розрахунок міцності нормальних перерізів згинальних елементів, підсиленних ФАП—FRP, здійснюють за умови:

$$M < M_{ult}, \quad (9)$$

де M — сума моментів всіх зовнішніх сил відносно осі, перпендикулярної до площини дії моментів;

M_{ult} — сума моментів усіх внутрішніх сил у граничному стані відносно осі, перпендикулярної до площини дії моментів.

Для перерізу, симетричного відносно осі, перпендикулярної до площини дії моментів.

$$M \leq \sigma_{ftx} \cdot S_{ftx} + f_{fd} \cdot S_f + f_{fdc} \cdot S_{fc}, \quad (10)$$

де σ_{ftx} — напруження в зовнішній арматурі ФАП—FRP;

S_{ftx} — статичний момент площі перерізу ФАП—FRP;

f_{fd} — розрахунковий опір внутрішньої стержневої композитної арматури на розтяг (сталевій арматури — f_{yd});

S_f — статичний момент площі перерізу розтягнутої внутрішньої стержневої композитної

арматури (сталеві арматури — S_s);

f_{fcd} — розрахунковий опір внутрішньої стержневої композитної арматури на стиск (сталеві арматури — f_{ycd});

S_{fc} — статичний момент площі перерізу стиснутої внутрішньої стержневої композитної арматури (сталеві арматури — S_{sc}).

Висота стиснутої зони «X» визначається із умови рівноваги:

$$f_{cd} \cdot A_c + f_{fcd} \cdot A_{fc} - f_{fd} \cdot A_f - \sigma_{ftx} \cdot A_{ftx} = 0, \quad (11)$$

де A_c — площа перерізу стиснутого бетону;

A_{fc} — площа перерізу стиснутої стержневої композитної арматури;

A_f — площа перерізу розтягнутої стержневої композитної арматури;

A_{ftx} — площа перерізу зовнішньої арматури ФАП—FRP.

Висота стиснутої зони «X» при руйнуванні підсиленого перерізу по стержневій арматурі та ФАП—FRP визначається:

$$x = \frac{f_{ftx,u} \cdot A_{ftx} + f_{fd} \cdot A_f - f_{fcd} \cdot A_{fc}}{f_{cd} \cdot b}, \quad \text{при} \quad \xi < \xi_{Rftx} < \xi_R. \quad (12)$$

де b — ширина поперечного перерізу балки.

Тоді сума моментів всіх внутрішніх сил у граничному стані відносно осі, яка проходить через центр ваги стиснутої зони і є перпендикулярною до площини дії моментів дорівнює:

$$M_{ult} = A_{ftx} \cdot f_{ftx,u} (h - 0,5x) + A_f \cdot f_{fd} (h_0 - 0,5x) + A_{fc} \cdot f_{fcd} (0,5x - a_f'), \quad (13)$$

де a_f' — захисний шар бетону у стиснутій зоні.

Висота стиснутої зони «X» при руйнуванні стиснутої зони підсиленого ФАП—FRP нормального перерізу і досягненні у розтягнутій та стиснутій стержневій композитній арматурі характеристичних напружень (у сталевій арматурі — границі текучості) визначається:

$$x = \frac{\sigma_{ftx} \cdot A_{ftx} + f_{fk} \cdot A_f - f_{fck} \cdot A_{fc}}{f_{cd} \cdot b}, \quad \text{при} \quad \xi < \xi_{Rftx} < \xi_R, \quad (14)$$

а граничний згинальний момент знаходиться:

$$M_{ult} = A_{ftx} \cdot \sigma_{ftx} (h - 0,5x) + A_f \cdot f_{fk} (h_0 - 0,5x) + A_{fc} \cdot f_{fck} (0,5x - a_f'), \quad (15)$$

У випадку, коли напруження у розтягнутій внутрішній стержневій арматурі, а також у зовнішній ФАП—FRP не досягли граничних значень, а міцність бетону стиснутої зони вичерпана і напруження у стиснутій стержневій арматурі досягли граничних (у сталевій — границі текучості) значень, висота стиснутої зони визначається:

$$x = \frac{\sigma_{ftx} \cdot A_{ftx} + \sigma_f \cdot A_f - f_{fck} \cdot A_{fc}}{f_{cd} \cdot b}, \quad \text{при} \quad \xi_{Rftx} < \xi_R < \xi, \quad (16)$$

а граничний згинальний момент дорівнює:

$$M_{ult} = A_{ftx} \cdot \sigma_{ftx} (h - 0,5x) + A_f \cdot \sigma_f (h_0 - 0,5x) + A_{fc} \cdot f_{fck} (0,5x - a_f'), \quad (17)$$

Напруження у внутрішній композитній стержневій арматурі σ_f ФАП—FRP σ_{ftx} з урахуванням викладеного вище визначаються:

$$\sigma_f = \frac{\varepsilon_{cul} \cdot E_f}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right), \quad (18)$$

$$\sigma_{ftx} = \frac{\varepsilon_{cul} \cdot E_{ftx}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi_{ftx}} - 1 \right) - \varepsilon_{ci} \cdot E_{ftx}, \quad (19)$$

$$\text{де } \varepsilon_{ci} = -\varepsilon_c' \frac{h-x}{x} - 1, \quad (20)$$

ε_{ci} — деформації волокон бетону;

ε_c' — початкова деформація крайнього стиснутого волокна бетону.

В процесі розрахунку висоту стиснутої зони бетону знаходять методом ітерацій. На першому етапі приймається висота стиснутої зони, отримана із виразу (1.12). Потім обчислюються напруження у внутрішній стержневій арматурі та ФАП—FRP за допомогою формул (1.18) та (1.19) та здійснюється перевірка умови рівноваги внутрішніх сил. Якщо вона не виконується, то висоту стиснутої зони слід відкорегувати і розрахунок повторюється заново до тих пір, поки умова рівноваги (1.9) не буде виконана.

Такий порядок рекомендується застосовувати і у тих випадках, коли на першому етапі розрахунків виявиться, що поперечний переріз є переармованим ($\xi_{kftx} < \xi_{ftx}$). Використання у рівнянні рівноваги на другому етапі напруження у зовнішній композитній арматурі ФАП—FRP, отриманого за виразом (1.19), призведе до значного зменшення висоти стиснутої зони. На наступному етапі значення X рекомендується приймати як середнє арифметичне від перших двох значень і повторити розрахунок.

Після підбору площі перерізу зовнішньої арматури підсилення ФАП—FRP необхідно перевірити напруження і деформації в ній, які не повинні перевищувати гранично допустимі величини $f_{ftx,u}$ або $\varepsilon_{ftx,u}$, визначенні за п. 1.1.6.

1.2 Розрахунок несучої здатності похилих перерізів згинальних елементів, підсилених композитними матеріалами

Підсилення забезпечується наклеюванням ФАП—FRP в поперечному напрямку до поздовжньої осі елемента або перпендикулярно до потенційних похилих тріщин на їхніх приопорних ділянках. Для стержневих конструкцій, в основному, використовується наклеювання ФАП—FRP з двох, трьох або чотирьох боків (рис. 3).

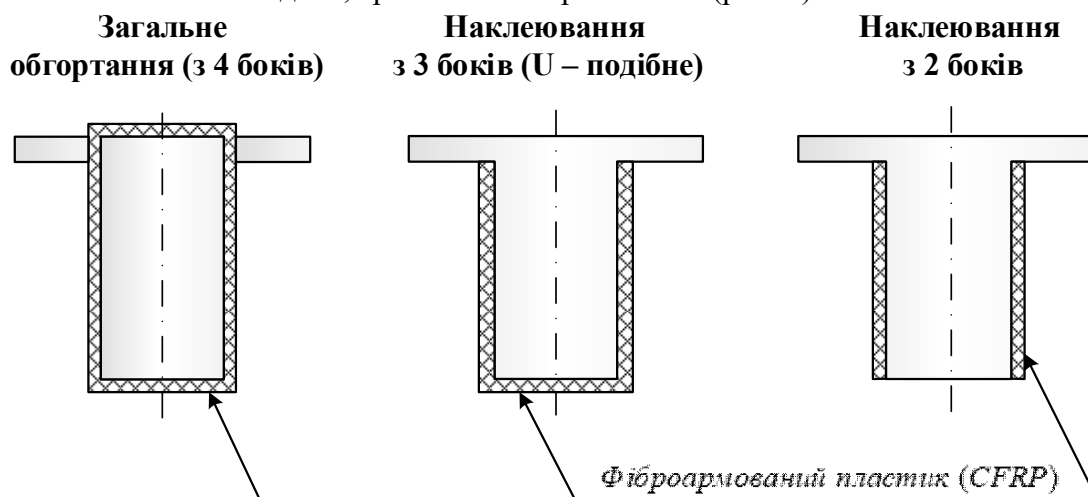


Рис. 3. Схеми підсилення ФАП—FRP при підсиленні похилих перерізів конструкцій

Номінальна міцність похилого перерізу елемента, підсиленого системою ФАП—FRP, повинна перевищувати величину поперечної сили, яка виникає в ньому, від зовнішнього навантаження. Результуюча поперечної сили V_{ult} , що сприймається похилим перерізом довжиною проекції S , визначається:

$$V_{ult} = V_{fc} + V_{fw} + \psi_f \cdot V_{ftx}, \quad (21)$$

де V_{fc} — поперечна сила, що сприймається бетоном у похилому перерізі непошкодженого бетонного елемента. Пропонується визначати згідно рекомендацій [26, 27];

V_{fw} — поперечна сила, що сприймається поперечною композитною (V_{sw} — поперечною сталевую) арматурою у похилому перерізі з небезпечною (критичною) похилою тріщиною. Визначається за [26];

V_{ftx} — поперечна сила, що сприймається окремими хомутами або полотном із ФАП—FRP у похилому перерізі;

ψ_f — коефіцієнт запасу, що залежить від схеми наклейки ФАП—FRP і приймається рівним за пропозицією [25] 0,95 для повністю огорнутих елементів; 0,85 – для тристоронніх U

– подібних хомутів та 0,5 для наклеєних з обох боків ламелей.

Після підбору перерізу елемента підсилення згідно рекомендацій п.1.1 необхідно здійснити перевірку несучої здатності перерізів:

— Нахилених до поздовжньої осі конструкції на дію поперечної сили по похилій стислій смузі між похилими тріщинами в елементах (наприклад, таврового перерізу) з тонкою і високою стінкою або з малими ($a \leq d$) прольотами зсуву;

— на дію поперечної сили за похилою тріщиною;

— на дію згинального моменту за похилою тріщиною.

Розрахунок несучої здатності непошкодженої балкової конструкції з високою тонкою стінкою за похилою стислою смугою між похилими тріщинами здійснюють згідно вдосконалених рекомендацій СНиП 2.03.01—84* [27] з урахуванням рекомендацій [25].

Зусилля V_{ftx} , яке сприймається хомутами ФАП—FRP, яка визначається за формулою:

$$V_{\text{ftx}} = \frac{A_{\text{ftx,sh}} \cdot \sigma_{\text{ftx,u}} (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d_{\text{ftx}}}{S_{\text{ftx}}}, \quad (22)$$

де $A_{\text{ftx,sh}}$ — площа перерізу поперечної арматури ФАП—FRP, яка визначається за формулою:

$$A_{\text{ftx,sh}} = 2n \cdot t_{\text{ftx}} \cdot w_{\text{ftx}}, \quad (23)$$

$\sigma_{\text{ftx,u}}$ — розрахункове напруження у зовнішній арматурі ФАП—FRP;

t_{ftx} — розрахункова товщина моношару ФАП—FRP;

d_{ftx} — висота наклеювання поперечних хомутів ФАП—FRP;

s_{ftx} — крок поперечних хомутів ФАП—FRP;

w_{ftx} — ширина поперечного хомута ФАП—FRP.

Розтягуюче напруження у зовнішній арматурі ФАП—FRP у граничному стані є прямо пропорційним досягнутому рівню деформації.

$$\sigma_{\text{ftx,u}} = \varepsilon_{\text{ftx,e}} \cdot E_{\text{ftx}}, \quad (24)$$

де $\varepsilon_{\text{ftx,e}}$ — розрахункова деформація розтягу поперечних хомутів ФАП—FRP при підсиленні похилих перерізів;

E_{ftx} — модуль пружності зовнішньої ФАП—FRP.

У залежності від схеми наклеювання поперечних хомутів вводяться обмеження на величину деформацій ФАП—FRP. Для бетонних армованих балок і колон, обгорнутих системою ФАП—FRP навколо перерізу, з метою застереження втрати зчеплення з бетоном при деформації в ФАП—FRP, меншій граничної, доцільно обмежити максимальну деформацію в ній величиною 0,4%:

$$\varepsilon_{\text{ftx,e}} = 0,00400 \leq 0,75\varepsilon_{\text{ftx,t}}, \quad (25)$$

Для системи ФАП—FRP, яка не обгортає весь поперечний переріз (дво— і три сторонні хомути), розрахункова деформація обчислюється з використанням коефіцієнта запасу по зчепленню ФАП—FRP з бетоном.

Розрахунок несучої здатності доведених до граничного стану (ULS) і підсилених ФАП—FRP бетонних конструкцій з НКА—FRP за похилими перерізами повинен здійснюватися на дію згинальних моментів виконується як і для залізобетонних елементів із умов:

$$M \leq M_f + M_{\text{fw}} + M_{\text{ftx}}, \quad (26)$$

де M_f — згинальний момент, який сприймається робочою поздовжньою стержневою НКА—FRP, що перетинається похилим перерізом, відносно осі на протилежному кінці похилого перерізу, яка проходить через центр ваги (верхньої) монтажної арматури:

$$M_f \leq N_f \cdot z_f, \quad (27)$$

де N_f — зусилля у поздовжній робочій НКА—FRP на початку безпечної похилої тріщини, яке дорівнює $\sigma_f \cdot A_f$ або $f_{\text{td}} \cdot A_f$ при мінімальній її кількості;

z_f — плече внутрішньої пари сил, яке допускається приймати: $z_f = 0,9d$;

M_{fw} — згинальний момент, який сприймається поперечною стержневою НКА—FRP, яку перетинає небезпечний похилий переріз, відносно осі, що проходить через центр ваги

стиснутої зони бетону. Він визначається як добуток:

$$M_{fw} \leq 0,5 \cdot V_{fw} \cdot l_{crf1} = q_{fw} \cdot l_{crf1}^2 / 2; \quad (28)$$

M_{ftx} — згинальний момент, що сприймається поперечною арматурою ФАП—FRP, яка перетинає похилий переріз, відносно протилежного його кінця з боку стиснутої зони бетону:

$$M_{ftx} \leq 0,5 \cdot V_{ftx} \cdot l_{crf1} = q_{ftx} \cdot l_{crf1}^2 / 2. \quad (29)$$

Висновки

1. Виконаними експериментально—теоретичними дослідженнями встановлена можливість та доцільність підсилення пошкоджених і доведених до граничного стану (ULS) бетонних конструкцій з BFRP зовнішніми фіброармованими пластиками (ФАП—CFRP) при дотриманні встановленої технології. При цьому, ефект підсилення вказаних балкових конструкцій досягав 150%.

2. Ураховуючи те, що коефіцієнт робочого армування $\rho_f=0,0176$ перевищував граничне значення $\rho_{fb}=0,0041—0,0085$ для використаних класів бетону, то досягнення граничного стану у непошкоджених (еталонних) зразках — балках відбувалося не по розтягнутій базальтопластиковій арматурі, а по стиснутій зоні бетону над вершиною небезпечної похилої тріщини в елементах з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву або за похилою стислою смугою у балках з малими ($a/d \leq 1$) прольотами зсуву.

3. Руйнування дослідних підсилених базальтобетонних балок з великими ($a/d=3$) і середніми ($a/d=2$) прольотами зсуву відповідало напружено—деформованому стану майже збалансованого нормального поперечного перерізу, який характеризувався досягненням у зовнішньому фіброармованому пластику (CFRP) граничних деформацій та напружень розриву, а у стиснутій зоні бетону — закритичних (на низпадній ділянці діаграми « $\sigma_c — \varepsilon_c$ ») деформацій та напружень і супроводжувалося різким підвищенням напружень у розтягнутій робочій арматурі BFRP, розтріскуванням та розшаруванням захисного шару бетону і надмірним збільшенням прогинів.

Руйнування балок з малими ($a/d \leq 1$) прольотами зсуву супроводжувалося подальшим розкриттям раніше утворених похилих тріщин і розривом замкнутих вуглепластикових сорочок на бічних гранях їхніх приопорних ділянок з різким збільшенням прогинів, зумовлених, насамперед, деформаціями взаємного зсуву окремих частин дослідних зразків—балок, з'єднаних між собою поздовжніми і поперечними стержнями BFRP.

4. Запропонована методика розрахунку передбачає адекватне визначення несучої здатності (коефіцієнт варіації $v=5,6\%$) прогінних бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою (FRP) як без їх підсилення та без пошкоджень, так і підсилених ФАП—CFRP елементів, які досягли граничного стану (ULS) у вигляді руйнування окремих приопорних ділянок, надмірних силових тріщин, прогинів, вибоїн, сколів тощо. Розрахунок внутрішніх зусиль в системі «пошкоджена конструкція — зовнішня арматура підсилення ФАП—FRP» в середній частині прольоту (зоні «чистого згину») допускається виконувати на основі гіпотези плоских перерізів.

5. Підсилення нормальних перерізів згинальних елементів рекомендується проєктувати у випадках досягнення характеристичних напружень у розтягнутій стержневій FRP (текучості у сталевій) арматурі з наступним розривом зовнішньої арматури ФАП—FRP без і з руйнуванням стиснутої зони бетону.

6. Після розрахунку підсилення матеріалами ФАП—FRP нормальних перерізів здійснюється перевірка несучої здатності похилих перерізів конструкцій:

— за похилою стислою смугою між похилими тріщинами у тонких високих стінках або в елементах з малими прольотами зсуву ($a/d \leq 1$);

— на дію поперечної сили за похилою тріщиною;

— на дію згинального моменту за похилою тріщиною.

Несучу здатність зруйнованих або доведених до граничного стану (ULS) приопорних ділянок балкових конструкцій, підсилених матеріалами ФАП—FRP, слід визначати на дію згинального моменту за критичною похилою тріщиною.

Література

1. Mashrei, Mohammed. A., et al. "Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Sheets with Grooves." *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol. 16, no. 4, Mar. 27, 2019.
2. Abed R.J., Mashrei M.A., Sultan A.A. Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened by carbon fiber reinforced polymer using different strengthening techniques. *Advances in Structural Engineering*. Vol. 25(2), pp. 355—373, 2022. doi:10.1177/13694332211049992.
3. Rajai Z. Al—Rousan, Impact of elevated temperature and anchored grooves on the shear behavior of reinforced concrete beams strengthened with CFRP composites, *Case Studies in Construction Materials*, Vol. 14, e00487, ISSN 2214—5095, 2021, <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00487>
4. Rajai Z. Al—Rousan, Jameel N. Al—Muhiedat, The behavior heated—damaged reinforced concrete beams retrofitted with different CFRP strip length and number of transverse groove, *Case Studies in Construction Materials*, Vol. 16, e00896, ISSN 2214—5095, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e00896>
5. Hamed Jafarzadeh, Mahdi Nematzadeh, Flexural strengthening of fire—damaged GFRP—reinforced concrete beams using CFRP sheet: Experimental and analytical study, *Composite Structures*, Vol. 288, 115378, ISSN 0263—8223, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2022.115378>.
6. Nawaz W., Elchalakani M., Karrech A., Yehia S., Yang B., Youssf O., Flexural behavior of all lightweight reinforced concrete beams externally strengthened with CFRP sheets, *Construction and Building Materials*, Vol. 327, 126966, ISSN 0950—0618, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126966>.
7. Talha Junaid M, Abdul Saboor Karzad, Abdalla Elbana, Salah Altoubat, Experimental study on shear response of GFRP reinforced concrete beams strengthened with externally bonded CFRP sheets, *Structures*, Vol. 35, pp. 1295—1307, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.10.089>.
8. Ouda M.A. Mashrei, Shear strength of steel fibrous concrete beams strengthened by CFRP using various techniques, *Structures*, Volume 38, pp. 519—535, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.027>.
9. Hayder A. Rasheed, Mohammed A. Zaki, Andrew S. Foerster, Efficient bidirectional U—wrap system to anchor CFRP sheets bonded to reinforced concrete T—girders, *Structures*, Vol. 38, pp. 226—236, ISSN 2352—0124, (2022). <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.004>.
10. Wildan A. Obaid, Ali K. Al—asadi, Hussain Shaia, Repair and strengthening of concrete beam materials using different CFRP laminates configuration, *Materials Today: Proceedings*, Vol. 49, Part 7, Pages 2806—2810, ISSN 2214—7853, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.09.532>.
11. Mohammad A. Alhassan, Rajai Z. Al—Rousan, Ibrahim S. Alomari, Layla Amaireh, Shear response of RC beams encompassing hybrid CFRP strips and steel stirrups: Beam depth effect, *Structures*, Vol. 38, pp. 781—796, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.043>.
12. Ahmed S.D. Al—Ridha, Kamal Sh. Mahmoud, Ali F. Atshan, Effect of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) laminates on behaviour of flexural strength of steel beams with and without end anchorage plates, *Materials Today: Proceedings*, Vol. 49, Part 7, pp. 2778—2785, ISSN 2214—7853, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.09.313>.
13. Jiawei Zhang, Hang Li, Shengwei Liu, Xiangyan Zhang, Chenghong Yang, Rongling Zhang, Bond behavior of the CFRP—concrete interface under combined sustained load and sulfate erosion, *Structures*, Vol. 35, Pages 551—564, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.11.029>.
14. Jamal A. Abdalla, Rami A. Hawileh, Hayder A. Rasheed, Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened in Flexure using Externally Bonded Aluminum Alloy Plates, *Procedia Structural*

Integrity, Vol. 37, Pages 652—659, ISSN 2452—3216, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.134>.

15. Zhen—wen Zhang, Zi—hua Zhang, Xuan Wang, Chun—heng Zhou, Dynamic and static interfacial bonding properties of CFRP—concrete subjected to freeze—thaw cycles, Structures, Vol. 37, Pages 947—959, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.049>.

16. Maazoun Azer, Matthys Stijn, Atoui Oussama, Belkasssem Bachir, Lecompte David, Finite element modelling of RC slabs retrofitted with CFRP strips under blast loading, Engineering Structures, Vol. 252, 113597, ISSN 0141—0296, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113597>.

17. Hamza M.Y. Ali, M. Neaz Sheikh, Muhammad N.S. Hadi, Flexural strengthening of RC beams with NSM—GFRP technique incorporating innovative anchoring system, Structures, Vol. 38, Pages 251—264, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.088>.

18. Blikharsky Z., Vashkevych, R. Vegera P., and Blikharsky Y., *Crack Resistance of RC Beams on the Shear*, vol. 47, 2020. DOI: <https://doi.org/10.15587/1729—4061.2018.142750>.

19. Blikharsky Y., Khmil R., and Blikharsky Z., Research of RC columns strengthened by carbon FRP under loading, in *MATEC Web of Conferences*, 2018, vol. 174, doi: 10.1051/mateconf/201817404017.

20. Blikharsky Z., Khmil R., and Vegera P., Shear strength of reinforced concrete beams strengthened by P.B.O. fiber mesh under loading, in *MATEC Web of Conferences*, vol. 116, 2017. doi: 10.1051/mateconf/201711602006.

21. Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурною на основі базальто — і склоровінгудСТУ — Н Б В.2.6— 185:2012. — Київ.: Мінрегіон України, 2012. — 28с. Government Standards of Ukraine N B V.2.6— 185:2012 of 1 April 2013 on the design and manufacture of concrete structures with non—metallic composite reinforcement based on basalt and glassware. Kyiv: Ministry of Regional Development, Construction and Housing and Communal Services of Ukraine [online]. pp. 28. [accesat (10.01.2020)]., 2012/ https://dbn.co.ua/load/normativy/dstu/dstu_n_b_v_2_6_185/5—1—0—1173

22. Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. Set of rules: СП63.13330.2012 / ТК 465 “Building” of 01.01.2013 in Building regulations 52—01—2003 — М:2012. [online]. 2013, pp. 79 [accesat (25.10.2019)]. <http://docs.cntd.ru/document/1200095246>].

23. Karpiuk V., Syomina Yu., Antonova D.V. Calculation Models of the Bearing Capacity of Span Reinforced Concrete Structures Support Zones. Materials Science Forum: Actual Problems of Engineering Mechanics. Vol. 968. p. 209—226, 2019. doi:10.4028/www.scientific.net/MSF.968.209

24. Karpiuk V., Tselikova A., Khudobych A., Karpiuk I., Kostyuk A. Study of strength, deformability property and crack resistance of beams with BFRP. Eastern—European journal of enterprise technologies. Харків, Vol. 4/7 (106) p.42—53, 2020. <http://journals.uran.ua/eejet/article/view/209378/211998>

25. Стандарт организации. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами Sika®. СТО13613997—001—2011. Москва: ОАО «ЦНИИПромзданий», ООО «Зика», 2011, — 61с.

26. Karpiuk V., Karpiuk I., Tselikova A., Khudobych A. Calculating model of the bearing ability of the substructured areas of baltic basalt concrete structures. Science and education a new dimension. Natural and Technical Science, Hungary, Vol. VIII (29) p. 16—22, 2020. (індексується базою Index Copernicus). http://seanewdim.com/uploads/3/4/5/1/34511564/nat_viii_238_29.pdf

27. СНиП 2.03.01 — 84* Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 80с., 1989

References

- [1] Mashrei, Mohammed. A., et al. "Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Sheets with Grooves." *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol. 16, no. 4, Mar. 27, 2019.
- [2] Abed R.J., Mashrei M.A., Sultan A.A. Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened by carbon fiber reinforced polymer using different strengthening techniques. *Advances in Structural Engineering*. Vol. 25(2), pp. 355—373, 2022. doi:10.1177/13694332211049992.
- [3] Rajai Z. Al—Rousan, Impact of elevated temperature and anchored grooves on the shear behavior of reinforced concrete beams strengthened with CFRP composites, *Case Studies in Construction Materials*, Vol. 14, e00487, ISSN 2214—5095, 2021, <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00487>
- [4] Rajai Z. Al—Rousan, Jameel N. Al—Muhiedat, The behavior heated—damaged reinforced concrete beams retrofitted with different CFRP strip length and number of transverse groove, *Case Studies in Construction Materials*, Vol. 16, e00896, ISSN 2214—5095, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e00896>
- [5] Hamed Jafarzadeh, Mahdi Nematzadeh, Flexural strengthening of fire—damaged GFRP—reinforced concrete beams using CFRP sheet: Experimental and analytical study, *Composite Structures*, Vol. 288, 115378, ISSN 0263—8223, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2022.115378>.
- [6] Nawaz W., Elchalakani M., Karrech A., Yehia S., Yang B., Youssf O., Flexural behavior of all lightweight reinforced concrete beams externally strengthened with CFRP sheets, *Construction and Building Materials*, Vol. 327, 126966, ISSN 0950—0618, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126966>.
- [7] Talha Junaid M, Abdul Saboor Karzad, Abdalla Elbana, Salah Altoubat, Experimental study on shear response of GFRP reinforced concrete beams strengthened with externally bonded CFRP sheets, *Structures*, Vol. 35, pp. 1295—1307, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.10.089>.
- [8] Ouda M.A. Mashrei, Shear strength of steel fibrous concrete beams strengthened by CFRP using various techniques, *Structures*, Volume 38, pp. 519—535, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.027>.
- [9] Hayder A. Rasheed, Mohammed A. Zaki, Andrew S. Foerster, Efficient bidirectional U—wrap system to anchor CFRP sheets bonded to reinforced concrete T—girders, *Structures*, Vol. 38, pp. 226—236, ISSN 2352—0124, (2022). <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.004>.
- [10] Wildan A. Obaid, Ali K. AL—asadi, Hussain Shaia, Repair and strengthening of concrete beam materials using different CFRP laminates configuration, *Materials Today: Proceedings*, Vol. 49, Part 7, Pages 2806—2810, ISSN 2214—7853, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.09.532>.
- [11] Mohammad A. Alhassan, Rajai Z. Al—Rousan, Ibrahim S. Alomari, Layla Amaireh, Shear response of RC beams encompassing hybrid CFRP strips and steel stirrups: Beam depth effect, *Structures*, Vol. 38, pp. 781—796, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.043>.
- [12] Ahmed S.D. AL—Ridha, Kamal Sh. Mahmoud, Ali F. Atshan, Effect of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) laminates on behaviour of flexural strength of steel beams with and without end anchorage plates, *Materials Today: Proceedings*, Vol. 49, Part 7, pp. 2778—2785, ISSN 2214—7853, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.09.313>.
- [13] Jiawei Zhang, Hang Li, Shengwei Liu, Xiangyan Zhang, Chenghong Yang, Rongling Zhang, Bond behavior of the CFRP—concrete interface under combined sustained load and sulfate

- erosion, Structures, Vol. 35, Pages 551—564, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.11.029>.
- [14] Jamal A. Abdalla, Rami A. Hawileh, Hayder A. Rasheed, Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened in Flexure using Externally Bonded Aluminum Alloy Plates, Procedia Structural Integrity, Vol. 37, Pages 652—659, ISSN 2452—3216, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.134>.
- [15] Zhen—wen Zhang, Zi—hua Zhang, Xuan Wang, Chun—heng Zhou, Dynamic and static interfacial bonding properties of CFRP—concrete subjected to freeze—thaw cycles, Structures, Vol. 37, Pages 947—959, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.049>.
- [16] Maazoun Azer, Matthys Stijn, Atoui Oussama, Belkassem Bachir, Lecompte David, Finite element modelling of RC slabs retrofitted with CFRP strips under blast loading, Engineering Structures, Vol. 252, 113597, ISSN 0141—0296, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113597>.
- [17] Hamza M.Y. Ali, M. Neaz Sheikh, Muhammad N.S. Hadi, Flexural strengthening of RC beams with NSM—GFRP technique incorporating innovative anchoring system, Structures, Vol. 38, Pages 251—264, ISSN 2352—0124, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.088>.
- [18] Blikharskyy Z., Vashkevych, R. Vegeera P., and Blikharskyy Y., *Crack Resistance of RC Beams on the Shear*, vol. 47, 2020. DOI: <https://doi.org/10.15587/1729—4061.2018.142750>.
- [19] Blikharskyy Y., Khmil R., and Blikharskyy Z., Research of RC columns strengthened by carbon FRP under loading, in *MATEC Web of Conferences*, 2018, vol. 174, doi: 10.1051/mateconf/201817404017.
- [20] Blikharskyy Z., Khmil R., and Vegeera P., Shear strength of reinforced concrete beams strengthened by P.B.O. fiber mesh under loading, in *MATEC Web of Conferences*, vol. 116, 2017. doi: 10.1051/mateconf/201711602006.
- [21] Government Standards of Ukraine N B V.2.6— 185:2012 of 1 April 2013 on the design and manufacture of concrete structures with non—metallic composite reinforcement based on basalt and glassware. Kyiv: Ministry of Regional Development, Construction and Housing and Communal Services of Ukraine [online]. pp. 28. [accesat (10.01.2020)]., 2012/ https://dbn.co.ua/load/normativy/dstu/dstu_n_b_v_2_6_185/5—1—0—1173
- [22] Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. Set of rules: СП63.13330.2012 / TK 465 “Building” of 01.01.2013 in Building regulations 52—01—2003 – M:2012. [online]. 2013, pp. 79 [accesat (25.10.2019)]. <http://docs.cntd.ru/document/1200095246>.
- [23] Karpiuk V., Syomina Yu., Antonova D.V. Calculation Models of the Bearing Capacity of Span Reinforced Concrete Structures Support Zones. Materials Science Forum: Actual Problems of Engineering Mechanics. Vol. 968. p. 209—226, 2019. doi:10.4028/www.scientific.net/MSF.968.209
- [24] Karpiuk V., Tselikova A., Khudobych A., Karpiuk I., Kostyuk A. Study of strength, deformability property and crack resistance of beams with BFRP. Eastern—European journal of enterprise technologies. Харків, Vol. 4/7 (106) p.42—53, 2020. <http://journals.uran.ua/eejet/article/view/209378/211998>
- [25] Organizacijski standard. Ojačitev armiranobetonskih konstrukcij s Sika® kompozitnimi materiali. STO13613997—001—2011. Moskva: OJSC "TsNIIPromzdaniy", LLC "Zika", — 61s., 2011.
- [26] Karpiuk V., Karpiuk I., Tselikova A., Khudobych A. Calculating model of the bearing ability of the substructured areas of baltic basalt concrete structures. Science and education a new dimension. Natural and Technical Science, Hungary, Vol. VIII (29) p. 16—22, 2020. (індексується базою Index Copernicus). http://seanewdim.com/uploads/3/4/5/1/34511564/nat_viii_238_29.pdf
- [27] SNiP 2.03.01 — 84 * Betonske in armiranobetonske konstrukcije / Gosstroy ZSSR — M.: CITP Gosstroy ZSSR, 80. stoletja, 1989

FEATURES OF DEFORMATION, DESTRUCTION AND CALCULATION OF DAMAGED BASALT CONCRETE BEAMS REINFORCED WITH CARBON FIBER CLOTH

¹**Karpiuk I.**, Ph.D., Associate Professor,
irina.carpuyuk@gmail.com, ORCID: 0000—0003—3437—5882

¹*Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*
str. Didrichson, 4, Odessa, 65029, Ukraine

Abstract. The article presents the results of tests of concrete beams with basalt—plastic reinforcement (BFRP). These beams in previous studies were brought to the limit (ULS) state, and then reinforced with carbon fiber webs (CFRP).

The established character of deformation, crack development and fracture used in beams with large ($a/d=3$) and medium ($a/d=2$) shear spans corresponded to the stress — strain state of almost balanced normal cross section. It was characterized by the achievement in the outer carbon—plastic layer of the strengthening of ultimate deformations and tensile stresses, and in the compressed zone of concrete — closed (in the descending section of the diagram " $\sigma_c—\varepsilon_c$ ") stresses and strains.

The destruction of beams with small ($a/d=1$) landslides was accompanied by further opening of previously formed inclined cracks and rupture of closed carbon fiber shirts on the side faces.

Reinforcement of normal sections is recommended to be designed for cases of achievement of characteristic stresses in the stretched rod reinforcement with the subsequent rupture of external FAP—FRP reinforcement without destruction of the compressed zone of concrete.

The resulting transverse force in the inclined section of the beam consists of the transverse forces perceived by the concrete of the compressed zone above the top of the dangerous inclined crack, composite reinforcement crossed by the crack, clamps or canvas with FAP—FRP.

The method of determining the load—bearing capacity of inclined sections of unreinforced concrete beams reinforced with NCA—FRP is described in previously published works of the authors.

The bearing capacity of the ULS—supported support sections of beam structures reinforced with FAP—FRP materials should be determined, first of all, by the action of the bending moment on the critical inclined crack.

Keywords: calculation of damaged concrete structures with non—metallic composite reinforcement reinforced with external fiber—reinforced plastics, according to the first group of limit states, under the action of low—cycle step—increasing load.

**ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ, РАЗРУШЕНИЯ И РАСЧЕТА
ПОВРЕЖДЕННЫХ БАЗАЛТОБЕТОННЫХ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ
УГЛЕПЛАСТИКОВЫМ ПОЛОТНОМ**

¹**Карпюк И.А.**, к.т.н., доцент,
irina.carpuyuk@gmail.com, ORCID: 0000—0003—3437—5882

¹¹*Одесская государственная академия строительства и архитектуры*
ул. Дидрихсона, 4, г. Одесса, 65029, Украина

Аннотация. В статье представлены результаты испытания доведенных в предыдущих исследованиях до предельного (ULS) состояния бетонных балок с базальтопластиковой арматурой (BFRP), усиленных углепластиковыми полотнами (CFRP). Установлен характер их деформирования, развития трещин и разрушения, используемых в балках с большим ($a/d=3$) и средним ($a/d=2$) пролетами сдвига соответствовало напряженно — деформированному состоянию почти сбалансированного нормального поперечного сечения. Оно характеризовалось достижением во внешнем углепластиковом слое усиления предельных деформаций и напряжений разрыва, а в сжатой зоне бетона — на нисходящем участке диаграммы « $\sigma_c—\varepsilon_c$ ».

Разрушение балок с малыми ($a/d=1$) пролетами сдвига сопровождалось дальнейшим раскрытием ранее образовавшихся наклонных трещин и разрывом замкнутых углепластиковых рубашек на боковых гранях.

Усиление нормальных сечений рекомендуется проектировать на случаи достижения характеристических напряжений в растянутой стержневой арматуре с последующим разрывом наружной арматуры ФАП—FRP без и с разрушением сжатой зоны бетона.

Результирующая поперечная сила в наклонном сечении балки состоит из поперечных сил, воспринимаемых бетоном сжатой зоны над вершиной опасной наклонной трещины, композитной арматурой, пересекаемой указанной трещиной, хомутами или полотном с ФАП—FRP.

Методика определения несущей способности наклонных сечений неусиленных бетонных балок, армированных НКА—FRP, описана в ранее опубликованных трудах авторов.

Несущую способность доведенных до граничного состояния (ULS) приопорных участков балковых конструкций, усиленных материалами ФАП—FRP, следует определять, в первую очередь, на действие изгибающего момента по критической наклонной трещине.

Ключевые слова: расчет поврежденных бетонных конструкций с неметаллической композитной арматурой, усиленных внешними фиброармированными пластиками, по первой группе предельных состояний, по действию малоциклового ступенчатовозрастающей нагрузки.

УДК 624.012.36

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-115-127

СТАЛЕВА ОБОЙМА, ЯК ЕКСПРЕСМЕТОД ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОШКОДЖЕНИХ КОЛОН¹**Клименко Є.В.**, д.т.н., професор,
klimenkoew57@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4502-8504¹**Максюта О.В.**, аспірантка,
maxiuta92@gmail.com, ORCID: 0000-0002-7587-0874¹*Одеська державна академія будівництва та архітектури*
вул. Дідріхсона, 4, м. Одеса, 65029, Україна

Анотація. На підставі проведених натурних досліджень та визначення параметрів напружено-деформованого стану, а також характеру роботи залізобетонних двотаврових колон, пошкоджених у процесі експлуатації та в ході бойових дій, створено загальну методiku визначення залишкової несучої здатності елементів. У статті наводиться методика визначення залишкової несучої здатності пошкоджених стиснутих залізобетонних колон з пошкодженням під кутом, коли фронт пошкодження не паралельний одній з головних осей перерізу та посиленням сталеву обоймою.

Запропоновано передумови розрахунку пошкоджених залізобетонних двотаврових колон: приймається гіпотеза плоских перерізів; напруження у стиснутій зоні розподіляються рівномірно з інтенсивністю ηf_{cd} ; напруження в арматурі приймаються залежно від висоти стиснутої зони бетону, зусилля в розтягнутій зоні сприймаються арматурою і приймаються не більше за розрахунок розтягування f_t ; робота розтягнутого бетону не враховується; приймається умова паралельності силових площин (площина дії зовнішніх та внутрішніх сил збігаються або паралельні залежно від розрахункового випадку); враховується знижена несуча здатність оголених арматурних стрижнів; фронт ушкодження – пряма лінія. Гілки обойми посилення враховуються як додаткова арматура.

Складено рівняння рівноваги. Пропозиції, викладені у статті, ґрунтуються на основних положеннях чинних норм та розширюють сферу їх використання.

Запропонована методика визначення залишкової несучої здатності залізобетонних стиснутих елементів таврового профілю, пошкоджених у процесі експлуатації та підсилених сталеву обоймою є статистично обґрунтованою та достовірною. Це дозволяє розрахунковим методом визначити можливість подальшої безаварійної експлуатації конструкцій.

Створено систему рівнянь, що враховують усю різноманітність форм та розмірів поперечного перерізу елемента в цілому, форм та розмірів стиснутої зони бетону. Достовірність цих пропозицій підтверджена шляхом зіставлення з даними, отриманими експериментальним шляхом, та статистичною обробкою такого зіставлення. Коефіцієнт варіації відхилення становить 0,125.

Ключові слова: залізобетонні колони, двотавровий переріз, пошкодження, сталеву обойма, методика розрахунку, залишкова несуча здатність.

Вступ. Залізобетон, як матеріал, широко використовується в будівельній галузі, особливо для виготовлення стиснутих елементів, де найкращим чином реалізуються його переваги. В процесі експлуатації, через механічні пошкодження (особливо – в ході бойових дій) залізобетонні конструкції зазнають пошкоджень, що знижує показники експлуатаційної придатності конструкцій та може сприяти переходу в гірший технічний стан [1].

Найбільш поширеними пошкодженнями залізобетонних конструкцій є: корозія робочої арматури (зменшення площі її поперечного перерізу обрив частини стержнів поздовжньої та/або поперечної арматури в стиснутих елементах, що зменшує стійкість стиснутих стержнів, руйнування (механічне або хімічне, в тому числі і динамічне – в ході бойових дій) частини поперечного перерізу бетону.

Дослідженням роботи пошкоджених у процесі експлуатації стиснутих бетонних та залізобетонних конструкцій присвячено чимало робіт, наприклад [2].

Однак, двотавровий профіль (як найбільш складний та загальний) стиснутих елементів в ракурсі визначення залишкової несучої здатності залізобетонних елементів, пошкоджених в процесі експлуатації, на даний час малодосліджений [3]. Пошкодження у вигляді зменшення площі перерізу робочої арматури можна прямо оцінити в розрахунку, то рекомендації щодо врахування втрати частини двотаврового перерізу відсутні в науковій та нормативній літературі.

Найбільш ефективним і швидким методом підсилення пошкоджених залізобетонних колон є встановлення сталевих обойм без бетонування пошкодженого перерізу бетону. Однак в цьому випадку постає питання визначення залишкової несучої здатності пошкодженого поперечного перерізу з врахуванням роботи додаткової арматури обойми.

Чинні будівельні норми [4, 5] не дають жодних рекомендацій щодо оцінювання залишкової несучої здатності залізобетонних конструкцій, пошкоджених в процесі експлуатації. Якщо пошкодження у вигляді зменшення площі перерізу робочої арматури можна прямо оцінити в розрахунку [6], то рекомендації щодо врахування втрати частини двотаврового перерізу та підсилені сталевую обоймою відсутні в науковій та нормативній літературі.

Аналіз досліджень і публікацій. В ході літературного аналізу встановлено, що особливості впливу складного навантаження (косий позацентровий стиск) на роботу залізобетонних конструкцій та вплив на них оточуючого середовища розглядалися в роботах багатьох дослідників. Основою є дослідження професора Торяника М.С. та його учнів [7]. Але робота косостиснутих елементів, ексцентриситет в двох площинах у яких виник не від наявності ексцентриситетів в двох напрямках, а в результаті пошкодження колон по висоті та зміни положення головних осей в пошкодженому перерізі.

Досить детально вивчена робота арматурної сталі в залізобетонних елементах, що експлуатуються, та процеси її деградації впродовж експлуатації [8, 9]. Визначені залежності деградування сталі залежно від класу сталі, умов експлуатації та виду напруженого стану стержнів.

Методи оцінювання технічного стану конструкцій залізобетонних конструкцій через визначення залишкової здатності розроблені або на основі існуючих програмних комплексів, чи аналітичними залежностями, але вони не підтверджені експериментально [10-12].

Практично відсутні дані щодо впливу параметрів таврового поперечного перерізу залізобетонних косостиснутих колон (пошкоджених в процесі експлуатації) та підсилених сталевими обоймами на їх залишкову несучу здатність. Досліди [3] дозволили вивчити та описати роботу стиснутих залізобетонних колон двотаврового поперечного перерізу з пошкодженнями, але в роботі не наведена методика визначення залишкової несучої здатності підсилених пошкоджених колон, яку можна було б використовувати в практичних розрахунках.

Підсилення сталевими обоймами (рис. 1) стиснутих залізобетонних елементів є досить ефективним [13], але потребує часу на твердіння ремонтного бетону в місці пошкодження. Як експрес метод підсилення може бути рекомендовано установку обойми без замонолічування зони пошкодженого бетону. Однак, визначення залишкової несучої здатності пошкоджених залізобетонних елементів, підсилених сталевими обоймами в даний час неможливе.

Мета цього дослідження – розроблення методики визначення залишкової несучої здатності залізобетонних стиснутих елементів двотаврового поперечного перерізу при пошкодженні під кутом та підсилених сталевими обоймами, яка б базувалась на основних положеннях чинних норм та розвивала їх дію на роботу косостиснутих підсилених залізобетонних елементів.

Матеріали та методика дослідження. Розробка та апробації достовірності методики визначення залишкової несучої здатності залізобетонних стиснутих елементів двотаврового поперечного профілю, пошкоджених в процесі експлуатації, виконувалась на підставі натурних

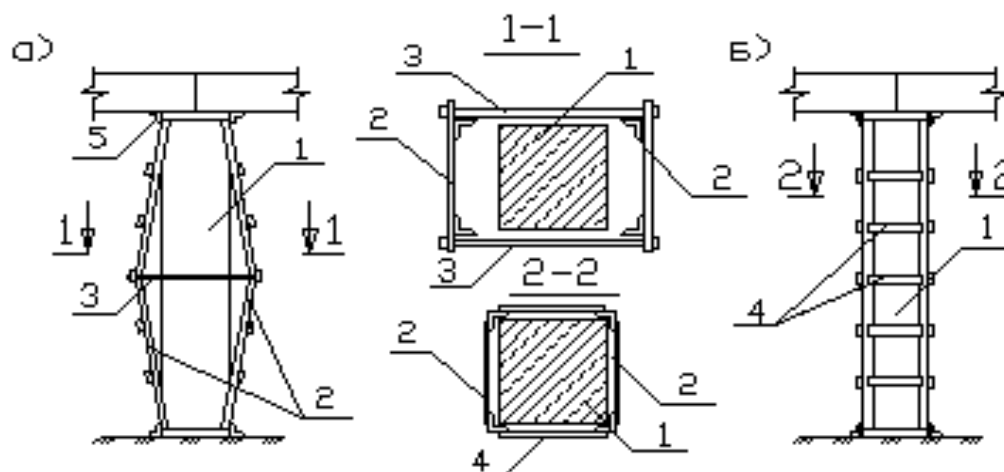


Рис. 1. Підсилення колони металевою обоймою: а) – в період монтажу; б) – проєктне положення; 1 – колона; 2 – розпірки із кутиків та планок; 3 – натяжні монтажні болти; 4 – з'єднувальні планки; 5 – упорні елементи

випробувань 15 дослідних колон, виконаних з бетону класу С 25/30 та за армованих просторовими в'язаними каркасами з робочою арматурою 4 Ø12 мм класу А 400 С та поперечними стержнями (хомутами) з арматури класу А 240 Ø 6 мм. Колони завантажувалися, як позакентровано стиснуті елементи з шарнірним обпиранням кінців в гідравлічному пресі в лабораторних умовах. Детально методика проведення натурних та чисельних досліджень викладена в роботах [3].

Аналітичні розрахункові залежності для визначення залишкової несучої здатності складені на основі загальноприйнятих або обґрунтованих передумов та допущень. Достовірність методики обґрунтовується плануванням експерименту та хорошою збіжністю отриманих теоретичних результатів з натурними випробуваннями.

Результати дослідження. На підставі проведених [3] натурних випробувань і обробки отриманих результатів удалося проаналізувати параметри напружено-деформованого стану двотаврових залізобетонних колон в перерізі з пошкодженнями та сформулювати основні передумови розрахунку залишкової несучої здатності.

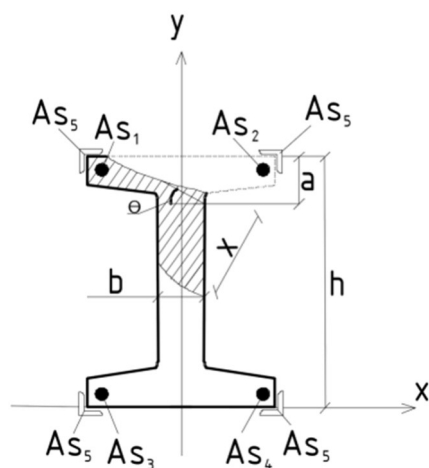


Рис. 2. Розрахунковий переріз підсиленої колони

При розгляді розрахункового перерізу (рис. 2) стержнева арматура розглядалася в комплексі з жорсткою (з відповідними характеристиками міцності), тобто жорстка арматура приводилась до гнучкої. Таким чином згідно рис. 2 в кожному куті перерізу розташовувалась арматура:

$$A_s = A_{s_i} + A_{s_5} \frac{f_{yd5}}{f_{ydi}} \quad (1)$$

Розрахунок залізобетонних будівельних конструкцій за несучою здатністю чинні норми [5] регламентують виконувати враховуючи фізичну нелінійність роботи бетону за реальною діаграмою деформування ϵ - σ . Методика розрахунку, що представлена в даній роботі, пропонується для застосування в якості перевірного розрахунку пошкоджених двотаврових елементів, тобто, можливе застосування спрощеної прямокутної епюри розподілення

напружень по площі стиснутої зони. Така передумова допускається формою перерізу та не суперечить п. 3.1.7.2 [5].

Положення нейтральної лінії при косому позакентровому стиску визначається висотою

стиснутої зони x та кутом нахилу нейтральної лінії γ . Плоский позацентровий стиск є окремим випадком при якому $\gamma=0$, вирішення задачі спрощується, оскільки відпадає необхідність в пошуку однієї з невідомих величин, а нейтральна лінія паралельна одній з головних осей перерізу. Аналізуючи результати, отримані при випробуванні пошкоджених двотаврових зразків, робимо висновок, що нейтральна лінія може дещо розвертатися. Розворот цей може бути у сторону збільшення чи зменшення кута γ , що залежить від співвідношення розмірів перерізу, кута нахилу силової площини і розміщення арматури по перерізу. Це пояснюється тим, що внутрішня силова площина, яка проходить через точки прикладання рівнодіючих в розтягнутій арматурі, рівнодіюча стиснутого бетону та арматури та точка прикладання зовнішньої сили при косому позацентровому стиску лежать на одній прямій. Передумова забезпечується відповідним положенням нейтральної лінії. В ході лабораторного випробування пошкоджених двотаврових зразків та з візуалізації, отриманих при розрахунку в ПК «Ліра САПР» виявлено, що нейтральна вісь має вигляд прямої.

Розрахунок елементів, що працюють на косий позацентровий стиск у загальному випадку рекомендується [5] виконувати за умови паралельності силових площин. Це означає, що точка прикладання зовнішньої сили, рівнодіюча стиснутих зусиль у бетоні та арматурі і рівнодіюча зусиль у розтягнутій арматурі повинні лежати на одній прямій.

При виконанні розрахунку необхідно також врахувати оголеність арматури [2, 3]. Однак, при забезпеченні надійного з'єднання оголеної арматури з жорсткою арматурою (кутиком обійми) з кроком не менше ніж 20 діаметрів гнучкої арматури, це зниження можна не враховувати

В методиці враховуються рекомендації [5] відносно обмеження ширини полицки: значення b'_{eff} , яке вводиться у розрахунок, приймається за умови, що ширина зв'язів полицки в кожен бік від ребра повинен бути не більше ніж $1/6$ прольоту цього елемента і при консольних зв'язках полицки не більше ніж:

1. $h'_f \geq 0,1h$ – приймаємо $b h'_f$;
2. $0,05h \leq h'_f < 0,1h$ – приймаємо $3 h'_f$;
3. $h'_f < 0,05h$ – зв'язи не враховуються.

В даній статті розглядається робота конструкцій з пошкодженнями перерізу під кутом (рис. 3).

Приймаємо основні передумови розрахунку та допущення:

1. Приймаємо гіпотезу плоских перерізів: перерізи, що розглядаються, плоскі і нормальні до осі колони, деформації залишаються плоскими і нормальними до її осі до і після деформації, а за висотою перерізу деформації змінюються за лінійною залежністю.

2. Напруження в стиснутій зоні розподіляються рівномірно з інтенсивністю ηf_{cd} .

3. Напруження в арматурі приймаються залежно від висоти стиснутої зони бетону. Зусилля у розтягнутій зоні сприймаються арматурою і не більші за розрахунковий спротив розтягненню f_t .

4. Робота розтягнутого бетону не враховується.

5. Приймаємо умову паралельності силових площин: площина дії зовнішніх і внутрішніх сил співпадають або паралельні залежно від розрахункового випадку.

6. Враховуємо оголення арматурних стрижнів $\sigma_{кр}$ (за необхідності).

7. Вводяться поняття пошкодження під кутом. Фронт пошкодження – пряма лінія.

Розрахунок двотаврових елементів необхідно починати з постановки мети розрахунку, збору вихідних даних, аналізу геометрії перерізу та точки прикладання зовнішньої сили.

Як відомо, руйнування косостиснутих елементів за нормальним перерізом відбувається за двома схемами: за розтягнутою арматурою, коли потечуть усі або більшість розтягнутих стрижнів і за стиснутою зоною, коли руйнування починається зі стиснутого бетону. Першу схему руйнування ми можемо побачити у випадку великих ексцентриситетів, другу – при малих ексцентриситетах.

У випадку пошкодження під кутом є декілька варіантів положення нейтральної лінії. Нейтральна лінія буде під кутом, відмінним від кута пошкодження, тобто, стиснута зона може

включати в собі частину і ребра, і полки. Можливо багато варіантів форми стиснутої зони, при розрахунку будемо задаватися найбільш ймовірними, а у випадку, якщо результати розрахунку не будуть задовольняти нашим обмеженням ($N > 0$, $x > 0$, $x \leq h_2 + h_3$ – в ребрі, $x \geq h_2 + h_3$ – в полці) необхідно переглянути форму стиснутої зони і повторити розрахунок з новою площею. Кут нахилу нейтральної лінії, на відміну від руйнуючої сили і висоти стиснутої зони, може бути від'ємним, що означає що кут γ відраховуємо в протилежну сторону від прийнятого напрямку.

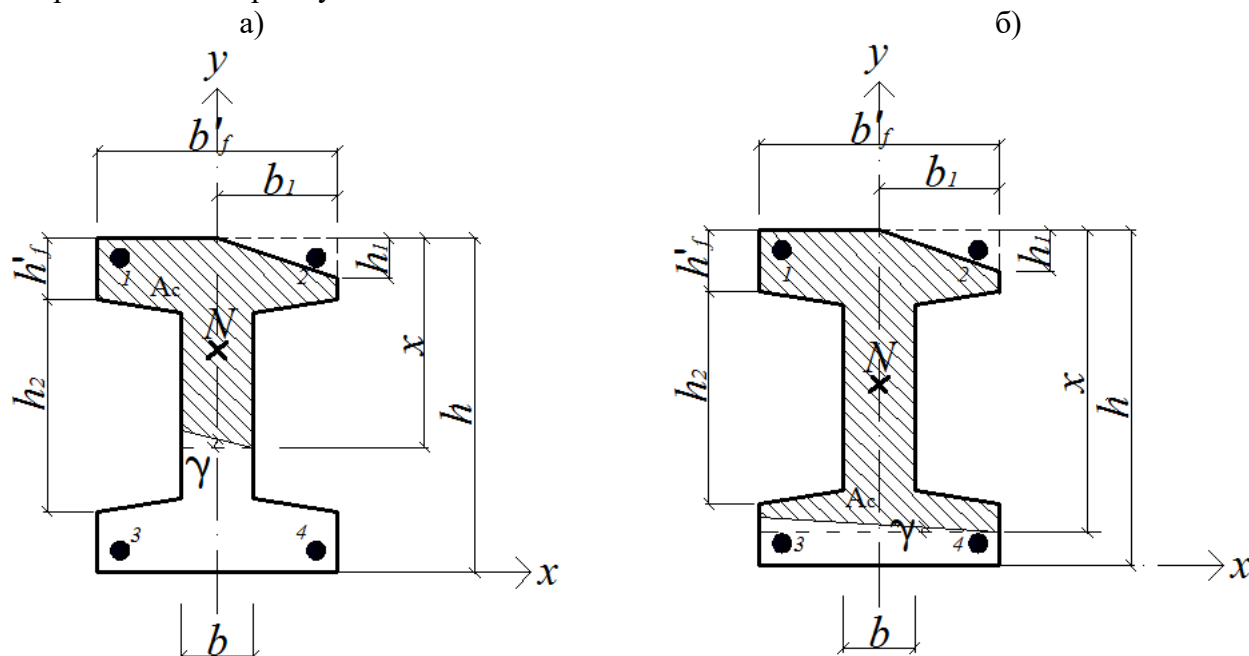


Рис. 3. Можливі варіанти положення нейтральної лінії в елементах з пошкодженням під кутом: а – у ребрі, б – у полці

Далі розглядається два з можливих варіантів положення нейтральної лінії під кутом γ : у ребрі і у полці (рис. 3).

Аналізуємо параметри пошкодження двотавра, точку прикладання сили, наявність оголених стрижнів, які необхідно врахувати у розрахунку, задаємося положенням нейтральної лінії. Для колон з центральним стисненням імовірніший за все варіант положення у нижній полці, з ексцентриситетом – у ребрі. Цими передумовами і будемо користуватися у першому наближенні.

Випадок 1: нейтральна лінія проходить у ребрі. Крім невідомого руйнуючого зусилля та стиснутої зони у задачах з пошкодженням під кутом фігурує ще одна величина – кут нахилу нейтральної лінії γ . Тому, для знаходження невідомих знадобиться скласти три рівняння. Рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх сил на вісь x (2):

$$N - f_{cd} \cdot A_c - \sum_{i=1}^n \sigma_{s1-s4} \cdot A_{s1-s4} = 0; \quad (2)$$

де: A_c – площа стиснутої зони бетону (рис. 3, а).

Площу A_c знайдемо як складену із простих складових фігур, на які розбиваємо стиснуту зону (рис. 4, а):

$$A_c = A_1 + A_2 - A_3 - A_4, \quad (3)$$

де:

$$A_1 = b'_f \cdot h'_f; \quad (4)$$

$$A_2 = b \cdot (x - h'_f); \quad (5)$$

$$A_3 = \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1; \quad (6)$$

$$A_4 = \frac{1}{2} \cdot b^2 \cdot \tan \gamma. \quad (7)$$

Підставимо (4–7) в (3):

$$A_c = b'_f \cdot h'_f + b \cdot (x - h'_f) - \frac{1}{2} b_1 \cdot h_1 - \frac{1}{2} b^2 \cdot \tan \gamma. \quad (8)$$

Напруження у арматурних стрижнях знайдемо за формулою (9):

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{scu}}{1 - (\omega/1,1)} \cdot \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right). \quad (9)$$

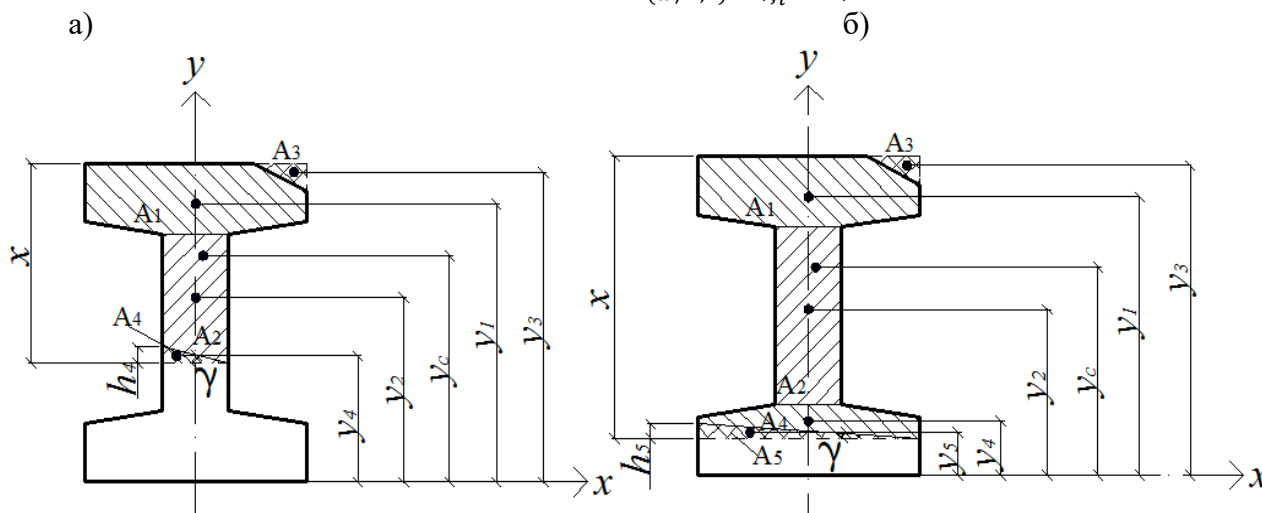


Рис. 4. До визначення A_c та y_c :

а – прості фігури, з яких складається площа стиснутої зони, якщо нейтральна лінія проходить у ребрі, б – прості фігури, з яких складається площа стиснутої зони, якщо нейтральна лінія проходить у полці

Величини h_{oi} (рис. 4, б) визначаємо із геометрії перерізу. У випадку, коли напруження у стрижні дорівнюють $\sigma_{кр}$ або f_{yd} (випадок оголених стержнів або сила прикладена з ексцентриситетом) необхідність у їх визначенні відпадає.

Оскільки має місце випадок косого стиску, то відстані h_{oi} від осей центра мас арматурних стержнів до найбільш стиснутої точки перерізу будуть проходити під кутом γ . Знайдемо значення h_{01-04} з геометрії трикутників, які утворилися.

Величина h_{01} відповідає відрізу A_1F_1 (рис. 5, а). З $\Delta A_1B_1C_1$:

$$B_1C_1 = a' + \frac{d}{2}; \quad (10)$$

a' – захисний шар бетону, d – діаметр арматурного стержня.

$$A_1B_1 = B_1C_1 \cdot \operatorname{tg} \gamma. \quad (11)$$

З $\Delta I_1D_1K_1$:

$$D_1K_1 = b'_f - b_1; \quad (12)$$

$$I_1D_1 = D_1K_1 \cdot \operatorname{tg} \gamma. \quad (13)$$

У $\Delta A_1F_1I_1$:

$$A_1I_1 = a' + \frac{d}{2} - A_1B_1 + I_1D_1; \quad (14)$$

$$A_1F_1 = A_1I_1 \cdot \cos \gamma. \quad (15)$$

Підставивши отримуємо :

$$h_{01} = \left(\left(a' + \frac{d}{2} \right) - \left(a' + \frac{d}{2} \right) \cdot \operatorname{tg} \gamma + (b'_f - b_1) \cdot \operatorname{tg} \gamma \right) \cdot \cos \gamma. \quad (16)$$

Висоту h_{02} визначаємо лише у випадку невеликих за розміром пошкоджень, які не оголюють стрижень 2, в іншому випадку приймаємо його рівним величині $\sigma_{кр}$. Величині h_{02} відповідає відрізок A_2B_2 (рис. 5, б).

$$D_2C_2 = a' + \frac{d}{2}. \quad (17)$$

З $\Delta A_2D_2F_2$:

$$D_2F_2 = a' + \frac{d}{2} - b_1; \quad (18)$$

$$A_2D_2 = D_2F_2 \cdot \operatorname{tg} \gamma; \quad (19)$$

$$A_2C_2 = A_2D_2 + D_2C_2. \quad (20)$$

З $\Delta A_2B_2C_2$:

$$A_2B_2 = A_2C_2 \cdot \cos\gamma. \quad (21)$$

Підставивши отримуємо :

$$h_{02} = \left(\left(a' + \frac{d}{2} - b_1 \right) \cdot \operatorname{tg}\gamma + \left(a' + \frac{d}{2} \right) \right) \cdot \cos\gamma. \quad (22)$$

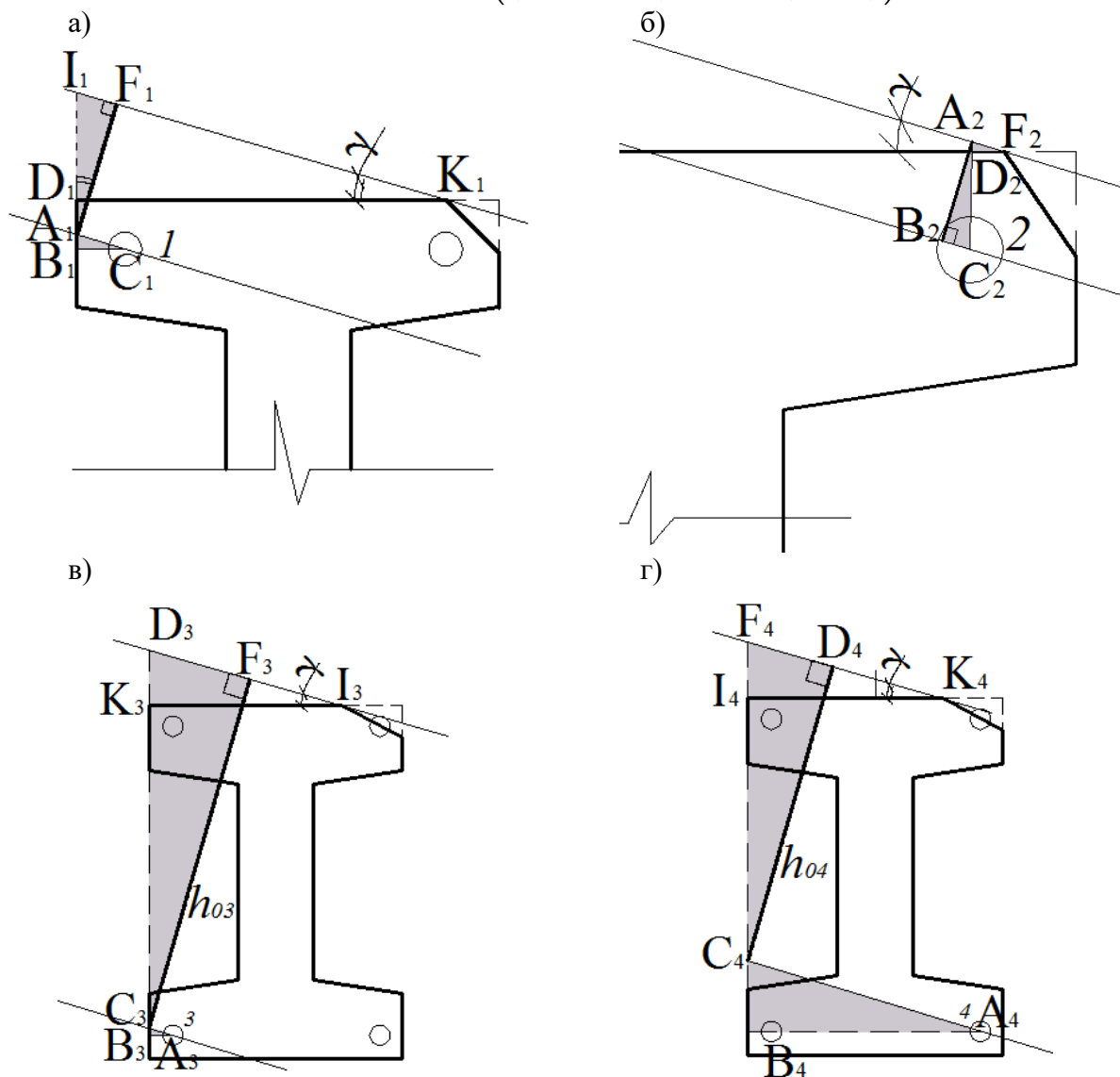


Рис. 5. До визначення величин h_{0i} : а – величина h_{01} ; б – величина h_{02} ; в – величина h_{03} ; г – величина h_{04}

Величина h_{03} відповідає відрізьку C_3F_3 (рис. 5, в).

З $\triangle A_3B_3C_3$:

$$A_3B_3 = a' + \frac{d}{2}; \quad (23)$$

$$B_3C_3 = A_3B_3 \cdot \operatorname{tg}\gamma. \quad (24)$$

З $\triangle I_3K_3D_3$:

$$I_3K_3 = b'_f - b_1; \quad (25)$$

$$K_3D_3 = I_3K_3 \cdot \operatorname{tg}\gamma. \quad (26)$$

З $\triangle C_3F_3D_3$:

$$C_3F_3 = D_3F_3 \cdot \cos\gamma; \quad (27)$$

$$D_3C_3 = h_0 - B_3C_3 + K_3D_3; \quad (28)$$

$$h_0 = h - a' - \frac{d}{2}. \quad (29)$$

Підставивши отримуємо:

$$h_{03} = \left(\left(h - a' - \frac{d}{2} \right) - \left(a' + \frac{d}{2} \right) \cdot \operatorname{tg} \gamma + (b'_f - b_1) \cdot \operatorname{tg} \gamma \right) \cdot \cos \gamma. \quad (30)$$

Величина h_{04} відповідає відрізку C_4D_4 (рис. 5, г).

З $\Delta A_4B_4C_4$:

$$A_4B_4 = b'_f - a' - \frac{d}{2}; \quad (31)$$

$$B_4C_4 = A_4B_4 \cdot \operatorname{tg} \gamma. \quad (32)$$

З $\Delta F_4I_4K_4$:

$$I_4K_4 = b'_f - b_1; \quad (33)$$

$$F_4I_4 = I_4K_4 \cdot \operatorname{tg} \gamma. \quad (34)$$

З $\Delta F_4D_4C_4$:

$$C_4D_4 = F_4C_4 \cdot \cos \gamma; \quad (35)$$

$$F_4C_4 = h_0 - B_4C_4 + F_4I_4. \quad (36)$$

Підставивши отримуємо :

$$h_{04} = \left(\left(h - a' - \frac{d}{2} \right) - \left(b'_f - a' - \frac{d}{2} \right) \cdot \operatorname{tg} \gamma + (b'_f - b_1) \cdot \operatorname{tg} \gamma \right) \cdot \cos \gamma. \quad (37)$$

Запишемо рівняння суми моментів сил відносно вісі x , що проходить по зовнішній грані перерізу:

$$N \cdot e - f_{cd} \cdot A_c \cdot y_c - \sum_{i=1}^n \sigma_{s1-s2} \cdot A_{s1-s2} \left(h - a' - \frac{d}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{s3-s4} \cdot A_{s3-s4} \left(a' + \frac{d}{2} \right) = 0. \quad (38)$$

Координату центру мас стиснутої зони y_c визначимо за формулою (39) як сукупну координату складної фігури. Розіб'ємо стиснуту зону бетону на прості складові фігури як показано на рисунку 4, а. Площі $A_1 - A_4$ вже визначені у (4)...(7).

$$y_c = \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 - A_3 \cdot y_3 - A_4 \cdot y_4}{A_1 + A_2 - A_3 - A_4}; \quad (39)$$

$$y_1 = h - \frac{h'_f}{2}; \quad (40)$$

$$y_2 = h - h'_f - \frac{(x - h'_f)}{2}; \quad (41)$$

$$y_3 = h - \frac{h_1}{3}; \quad (42)$$

$$y_4 = h - x + \frac{b \cdot \operatorname{tg} \gamma}{3}. \quad (43)$$

Підставимо (4)...(7) та (40)...(43) в вираз (39):

$$y_c = \frac{h'_f \cdot b'_f \cdot \left(h - \frac{h'_f}{2} \right) + b \cdot (x - h'_f) \cdot \left(h - h'_f - \frac{(x - h'_f)}{2} \right) - \frac{1}{2} b_1 \cdot h_1 \cdot \left(h - \frac{h_1}{2} \right) - \frac{1}{2} b^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma \cdot \left(h - x + \frac{b \cdot \operatorname{tg} \gamma}{3} \right)}{h'_f \cdot b'_f + b \cdot (x - h'_f) - \frac{1}{2} b_1 \cdot h_1 - \frac{1}{2} b^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma}. \quad (44)$$

Оскільки для вирішення задачі необхідно знайти три невідомі, то запишемо третє рівняння – рівняння суми статичних моментів стиснутої зони бетону відносно осі y (51). Його можна розглядати завдяки прийнятій передумови рівномірного характеру розподілу напружень.

Формулою (39) описано положення стиснутої зони бетону відносно осі y , за аналогією запишемо координату відносно осі x :

$$x_c = \frac{A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 - A_3 \cdot x_3 - A_4 \cdot x_4}{A_1 + A_2 - A_3 - A_4}; \quad (45)$$

$$x_1 = \frac{b'_f}{2}; \quad (46)$$

$$x_2 = \frac{b'_f}{2}; \quad (47)$$

$$x_3 = b'_f - \frac{b_1}{3}; \quad (48)$$

$$x_4 = \frac{b'_f - b}{2} + \frac{b}{3}. \quad (49)$$

Підставимо (4)...(7) та (46)...(49) у вираз (45):

$$x_c = \frac{h'_f \cdot b'_f \cdot \frac{b'_f}{2} + b \cdot (x - h'_f) \cdot \frac{b'_f}{2} - \frac{1}{2} b_1 \cdot h_1 \cdot \left(b'_f - \frac{b_1}{3} \right) - \frac{1}{2} b^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma \cdot \left(\frac{b'_f - b}{2} + \frac{b}{3} \right)}{h'_f \cdot b'_f + b \cdot (x - h'_f) - \frac{1}{2} b_1 \cdot h_1 - \frac{1}{2} b^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma}; \quad (50)$$

Таким чином, формулами (43) та (50) ми описали положення центру ваги стиснутої зони бетону. Через цю координату проведемо головні осі $x_1 y_1$ стиснутої зони бетону (рис. 6, а).

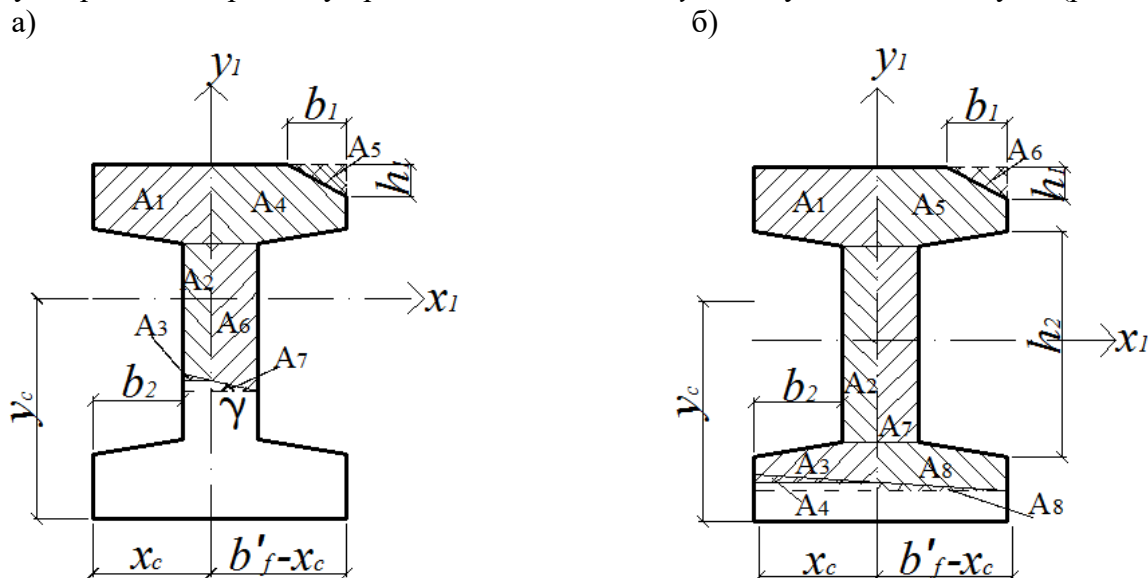


Рис. 6. До визначення статичного моменту S_y відносно головних осей $y_1 x_1$: а – нейтральна лінія проходить у ребрі; б – нейтральна лінія проходить у полці

Права і ліва частини відносно осі y_1 повинні бути у рівновазі

$$S_{y_1} = A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 - A_3 \cdot x_3 - A_4 \cdot x_4 + A_5 \cdot x_5 - A_6 \cdot x_6 + A_7 \cdot x_7 = 0; \quad (51)$$

Визначимо площі складових фігур та їх координати:

$$A_1 = h'_f \cdot x_c; \quad (52)$$

$$A_2 = (x - h'_f - (b - (x_c - b_2)) \cdot \operatorname{tg} \gamma) \cdot (x_c - b_2); \quad (53)$$

$$A_3 = \frac{1}{2} \cdot (x_c - b_2)^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma; \quad (54)$$

$$A_4 = (b'_f - x_c) \cdot h'_f; \quad (55)$$

$$A_5 = \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1; \quad (57)$$

$$A_6 = (b'_f - x_c - b_2) \cdot (x - h'_f); \quad (57)$$

$$A_7 = \frac{1}{2} \cdot (b - (x_c - b_2))^2 \cdot \operatorname{tg} \gamma; \quad (58)$$

$$x_1 = \frac{x_c}{2}; \quad (59)$$

$$x_2 = \frac{x_c - b_2}{2}; \quad (60)$$

$$x_3 = \frac{2}{3} \cdot (x_c - b_2); \quad (61)$$

$$x_4 = \frac{b'_f - x_c}{2}; \quad (61)$$

$$x_5 = b'_f - x_c - \frac{b_1}{3}; \quad (63)$$

$$x_6 = \frac{b - (x_c - b_2)}{2}; \quad (64)$$

$$x_7 = \frac{b - (x_c - b_2)}{3}. \quad (65)$$

Підставимо (52)...(65) у (51):

$$S_{y_1} = h'_f \cdot x_c \cdot \frac{x_c}{2} + (x - h'_f - (b - (x_c - b_2))) \cdot tg\gamma \cdot (x_c - b_2) \cdot \frac{x_c - b_2}{2} - \frac{1}{2} \cdot (x_c - b_2)^2 \cdot tg\gamma \cdot \frac{2}{3} \cdot (x_c - b_2) - (b'_f - x_c) \cdot h'_f \cdot \frac{b'_f - x_c}{2} + \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot (b'_f - x_c - \frac{b_1}{3}) - (b'_f - x_c - b_2) \cdot (x - h'_f) \cdot \frac{b - (x_c - b_2)}{2} + \frac{1}{2} \cdot (b - (x_c - b_2))^2 \cdot tg\gamma \cdot \frac{b - (x_c - b_2)}{3} = 0. \quad (66)$$

Зважаючи на об'ємність запису рівняння (66) після підстановки виразу x_c (50), рекомендується виконувати обчислення системи рівнянь (2), (66) за допомогою математичних комплексів. У межах даної дисертаційної роботи для спрощення перетворень був використаний *KП Matlab*, система рівнянь розв'язувалась методом послідовних наближень за допомогою алгоритму, створеного в *Microsoft Excel*.

У результаті розв'язку системи рівнянь, отримуємо пари корені, які необхідно проаналізувати, їх може бути декілька: $N > 0, x > 0, x \leq h_2 + h_3$. Якщо корені не задовольняють цим вимогам, то необхідно зробити перерахунок задачі, змінивши при цьому форму стиснутої зони бетону. Аналогічно обчислюємо залишкову несучу здатність для інших положень нейтральної осі.

Статистична обробка відхилень експериментальних значень залишкової несучої здатності пошкоджених елементів до несучої здатності, визначеної за методикою, що пропонується, дає достатньо точний результат розрахунку, тобто, при виконанні простого алгоритму дій можливо отримати руйнуючі зусилля для прийняття подальших рішень щодо пошкодженого елемента.

Середньоквадратичне відхилення за результатами розрахунку склало:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\frac{N_{\text{розр}}}{N_{\text{експ}}} - \frac{\bar{N}_{\text{розр}}}{\bar{N}_{\text{експ}}})^2} = 0,115. \quad (67)$$

Коефіцієнт варіації:

$$\nu = \sqrt{\frac{\sigma}{\bar{N}_{\text{розр}}/\bar{N}_{\text{експ}}}} = 0,125 = 12,5\%. \quad (68)$$

Висновки. Несуча здатність – один з основних показників експлуатаційної придатності конструкції, тобто, знаючи значення несучої здатності, можемо розрахунковим (а не експертним) методом визначити технічний стан окремих конструкцій, а значить, і будівлі чи споруди в цілому. Розроблений та доведений до рівня можливості практичного використання аналітичний метод визначення залишкової несучої здатності пошкоджених стиснутих залізобетонних колон двотаврового поперечного перерізу, підсилений сталеву обіймою, який базується на основних положеннях норм та розширює їх дію на розрахунок найбільш складного перерізу та методу підсилення. Прийняті передумови, які є обґрунтованими або загально прийнятими. Створена системи рівнянь, які враховують усе різноманіття форм та розмірів поперечного перерізу елемента в цілому, форм та розмірів стиснутої зони бетону. Співставлення результатів аналітичного визначення залишкової несучої здатності з отриманими в ході статистично достовірного експерименту показав добру збіжність відхилення цих величин (відсоток варіації склав 12,5%, що дає основу для рекомендації методу розрахунку для практичного використання.

На підставі визначеного технічного стану можна приймати аргументовані (розрахунком) рішення щодо подальшої експлуатації будівель: ремонт, підсилення, демонтаж або, навіть нежиття жодних заходів.

В подальших дослідженнях необхідно врахувати вплив на залишкову несучу здатність гнучкості стиснутих двотаврових елементів.

Література

1. Клименко Є.В. Технічний стан будівель та споруд: монографія. Одеса: ОДАБА, 2010. 284 с.
2. Klimenko Y., Kos Z., Grynova I., Crnoja A. Damaged reinforced concrete columns of

various flexibility: research and calculation: Monograph. Varaždin, Croatia, 2020. 179 p.

3. Klimenko Y., Kos Z., Grynyova I., Maksuta O. Operation of Damager H-Shaped Columns. Springer Nature Switzerland AG 2021, LNCE 100, pp. 192-201, 2021.

4. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. К., 2017. 45 с.

5. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Мінрегіонбуд України. 2011. 71 с.

6. Krainskyi P., Blikharskyi Y., Khmil R., Blikharskyi Z. Experimental study of the strengthening effect of reinforced concrete columns jacketed under service load level. *MATEC Web of Conferences*. 183. 02008. 2018.

7. Торьяник М.С., Фалеев Л.В. и др. Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях. М.: Стройиздат, 1974. 297 с.

8. Hirne W.G. The corrosion of steel-random thoughts and wishful thinking. *Concrete International*. 1993. № 10. P. 54-57.

9. Suchan M. Odporność korozyjna zbrojenia oraz ocean ubytków korozyjnych w konstrukcjach żelbetowych. Konferencja Naukowo-Techniczna «Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji». Ustroń, 1998. P. 249-261.

10. Riedel W. Die Korrosionsbeständigkeit von Zementen und Betonen in Magnesiumsulfat- und Magnesiumchloridlösungen. Promotion, Dissertationsschrift, Hochschule für Bauwesen. Leipzig, 1972 S. 157-163.

11. Kys K. Ermittlung des physischen Zustandes von Stahlbetonkonstruktionen. Bauplanung – autotechnik. 1980. №10. P. 447-450.

12. Wang C. Buckling of a weakened column. *ASCE J. Engng. Mech.* 2004. №130. P. 1373-1376.

13. Мальганов А.И., Плевков В.С. и др. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений. Изд. Томского Университета, Томск, 1989. 88 с.

References

- [1] E.V. Klymenko *Tekhnichnij stan budivel ta sporud: monografiya*. Odesa: ODABA, 2010.
- [2] Klimenko Y., Kos Z., Grynyova I., Crnoja A. Damaged reinforced concrete columns of various flexibility: research i calculation: Monograph. Varaždin, Croatia, 2020. 179 p.
- [3] Klimenko Y., Kos Z., Grynyova I., Maksuta O. Operation of Damager H-Shaped Columns. Springer Nature Switzerland AG 2021, LNCE 100, pp. 192–201, 2021.
- [4] DSTU-N B V.1.2-18:2016. *Nastanova shchodo obstezhennya budivel' i sporud dlya viznachennya ta ocinki ih tekhnichnogo stanu*. K., 2017.
- [5] DBN V.2.6-98:2009. *Konstrukcii budinkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstrukcii. Osnovni polozhennya*. Minregionbud Ukraïni. 2011.
- [6] Krainskyi P., Blikharskyi Y., Khmil R., Blikharskyi Z. Experimental study of the strengt hening effecto frein forced concrete columns jackete dunder service load level. *MATEC Web of Conferences*. 183. 02008. 2018.
- [5] Y. Klymenko, Z. Kos, I. Grynyova, A. Crnoja, *Damaged reinforced concrete columns of various flexibility: research and calculation: monograph*. Varaždin, Croatia, 2020.
- [7] Toryanik M.S., Faleyev L.V. i dr. *Raschet zhelezobetonnykh konstruktsiy pri slozhnykh deformatsiyakh*. M.: Stroyizdat, 1974.
- [8] Hirne W.G. *The corrosion of steel-random thoughts and wishful thinking*. Concrete International. 1993. № 10. P. 54-57.
- [9] Suchan M. *Odporność korozyjna zbrojenia oraz ocean ubytków korozyjnych w konstrukcjach żelbetowych*. Konferencja Naukowo-Techniczna «Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji». Ustroń, 1998. P. 249-261.

- [10] Riedel W. *Die Korrosions beständigkeit von Zementen und Betonen in Magnesiumsulfat- und Magnesiumchloridlösungen*. Promotion, Dissertationsschrift, Hochschule für Bauwesen. Leipzig, 1972. S. 157-163.
- [11] Kys K. *Ermittlung des physischen Zustandes von Stahlbetonkonstruktionen*. Bauplanung – autotechnik. 1980. №10. P. 447-450.
- [12] Wang C. *Buckling of a weakened column*. ASCE J. Engng. Mech. 2004. №130. P. 1373-1376.
- [13] Mal'ganov A.I., Plevkov V.S. i dr. *Usileniye zhelezobetonnykh i kamennykh konstruktivnykh zdaniy i sooruzheniy*. Izd. Tomskogo Universiteta, Tomsk, 1989. 88 s.

СТАЛЬНАЯ ОБОЙМА, КАК ЭКСПРЕССМЕТОД УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПОВРЕЖДЕННЫХ КОЛОН

¹Клименко Е. В., д.т.н., профессор,
klimenkoew57@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4502-8504

¹Максюта Е. В., аспирант,
maxiuta92@gmail.com, ORCID: 0000-0002-7587-0874

¹Одесская государственная академия строительства и архитектуры
ул. Дидрихсона, 4, г. Одесса, 65029, Украина

Аннотация. На основании проведенных натурных исследований и определения параметров напряженно-деформированного состояния, а также характера работы железобетонных двутавровых колонн, поврежденных в процессе эксплуатации и в ходе боевых действий, создана общая методика определения остаточной несущей способности элементов. В статье приводится методика определения остаточной несущей способности поврежденных сжатых железобетонных колонн с повреждением под углом, когда фронт повреждения не параллелен одной из главных осей сечения и усилению стальной обоймы.

Предложены предпосылки для расчета поврежденных железобетонных двутавровых колонн: принимается гипотеза плоских сечений; напряжения в сжатой зоне распределяются равномерно с интенсивностью ηf_{cd} ; напряжения в арматуре принимаются в зависимости от высоты сжатой зоны бетона, усилия в растянутой зоне воспринимаются арматурой и принимаются в пределах расчета растяжения f_i ; работа растянутого бетона не учитывается; принимается условие параллельности силовых плоскостей (плоскость действия внешних и внутренних сил совпадают или параллельны в зависимости от расчетного случая); учитывается пониженная несущая способность обнаженных арматурных стержней; фронт повреждения – прямая линия. Ветки обоймы усиления учитываются как дополнительная арматура.

Составлены уравнения равновесия. Предложения, изложенные в статье, основываются на основных положениях действующих норм и расширяют сферу их использования.

Предложенная методика определения остаточной несущей способности железобетонных сжатых элементов таврового профиля, поврежденных в процессе эксплуатации и усиленных стальной обоймой, является статистически обоснованной и достоверной. Это позволяет расчетным методом определить возможность дальнейшей безаварийной эксплуатации конструкций.

Создана система уравнений, учитывающих все разнообразие форм и размеров поперечного сечения элемента в целом, форм и размеров сжатой зоны бетона. Достоверность этих предложений подтверждена путем сопоставления с данными, полученными экспериментальным путем, и статистической обработкой такого сопоставления. Коэффициент вариации отклонения составляет 0,125.

Ключевые слова: железобетонные колонны, двутавровое сечение, повреждения, стальная обойма, методика расчета, остаточная несущая способность.

STEEL CLAMP AS EXPRESS METHOD OF REINFORCEMENT OF REINFORCED CONCRETE DAMAGED COLUMNS

¹**Klymenko Ye. V.**, Doctor of Engineering Science, Professor,
klimenkoew57@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4502-8504

¹**Maksiuta E. V.**, postgraduate,
maxiuta92@gmail.com, ORCID: 0000-0002-7587-0874

¹*Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*
4, Didrichson street, Odessa, 65029, Ukraine

Abstract. Based on the field studies and determination of the parameters of the stress-strain state, as well as the nature of the operation of reinforced concrete I-beam columns damaged during operation and during hostilities, a general method for determining the residual bearing capacity of elements was created. The article presents a method for determining the residual bearing capacity of damaged compressed reinforced concrete columns with damage at an angle, when the damage front is not parallel to one of the main axes of the section and the reinforcement of the steel cage.

Prerequisites for the calculation of damaged reinforced concrete I-columns are proposed: the hypothesis of flat sections is accepted; stresses in the compressed zone are distributed uniformly with intensity ηf_{cd} ; the stresses in the reinforcement are taken depending on the height of the compressed zone of concrete, the forces in the tension zone are perceived by the reinforcement and are accepted within the calculation of tension f_t ; the work of tensioned concrete is not taken into account; the condition of parallelism of force planes is accepted (the plane of action of external and internal forces coincide or are parallel, depending on the design case); the reduced bearing capacity of exposed reinforcing bars is taken into account; damage front is a straight line. Reinforcement clip branches are taken into account as additional reinforcement.

Equilibrium equations are composed. The proposals set forth in the article are based on the main provisions of the current norms and expand the scope of their use.

The proposed method for determining the residual bearing capacity of reinforced concrete compressed elements of the tee profile, damaged during operation and reinforced with a steel cage, is statistically justified and reliable. This allows the calculation method to determine the possibility of further trouble-free operation of structures.

A system of equations has been created that takes into account all the variety of shapes and sizes of the cross section of the element as a whole, the shapes and sizes of the compressed concrete zone. The reliability of these proposals is confirmed by comparison with data obtained experimentally, and statistical processing of such a comparison. The deviation variation coefficient is 0,125.

Keywords: reinforced concrete columns, I-section, damage, steel cage, calculation method, residual bearing capacity.

УДК 624.076.2

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-128-134

**ОЦІНКА КОРОЗІЙНОЇ ЗАХИЩЕНОСТІ КОНСТРУКЦІЙ ТА СПОРУД ЗА
ФАКТИЧНИМ СТАНОМ****Онищенко А.М.**, д.т.н., професор,
onyshchenko.a.m.ntu@gmail.comORCID: <http://orcid.org/0000-0002-1040-4530>**Гібаленко О.М.**, д.т.н., професор,
grin196102@gmail.com, ORCID: 0000-0003-2979-5225

Національний транспортний університет, м. Київ

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

Анотація. Робота включає результати досліджень стану вторинного захисту від корозії для забезпечення довговічності будівельних металоконструкцій. Вирішується завдання збереження якісних та кількісних показників за умов впливу агресивної атмосфери промислових підприємств. Викладено методику вдосконалення ефективності технології засобів та методів виконання вторинного захисту металоконструкцій від корозії при моніторингу технічного стану. Розроблено процедуру обслуговування конструкцій за фактичним станом. Визначено порядок складання специфікацій заходів захисту від корозії за критерієм корозійної небезпеки. Встановлено функціональні залежності між працездатністю основних та допоміжних конструкцій. Визначено взаємозв'язок між значеннями показників корозійної стійкості та довговічності металоконструкцій.

Ключові слова: металоконструкції, моніторинг, корозійна небезпека, пошкодження, фактичний стан.

Вступ. Запроектовані на основі прийнятих норм будівельні металеві конструкції можуть відрізнятися одна від одної ймовірністю появи та розвитку аварійних ситуацій у разі відмови будь-якого конструктивного елемента [1].

Такі випадки можливі через помилки, що виникають під час створення або експлуатації конструкцій, що призводить до виникнення аварійних ситуацій [2–3]. Важливим показником механічної міцності, стійкості та екологічної безпеки є рівень корозійної небезпеки будівельного об'єкту. Це визначає критичні інтервали коефіцієнта готовності протикорозійного захисту металоконструкцій проектного режиму корозійного впливу [4]. В даний час оцінка корозійного стану сталевих конструкцій виконується відповідно до вимог норм [5–6]. Однак обмежений склад визначальних параметрів не дозволяє проводити технічне діагностування ознак корозійної небезпеки при оцінці експлуатаційного стану конструкцій. Проблема забезпечення безпеки металоконструкцій у корозійних середовищах має комплексний багатоплановий та багатофакторний характер [7]. Особливим аспектом проблеми корозійно-механічної руйнування є управління експлуатаційним терміном служби конструкцій та їх захисних покриттів на основі методів технічного діагностування ресурсу будівель та споруд.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Дослідження спрямовані на забезпечення якості та надійності заходів вторинного захисту металоконструкцій при обґрунтуванні технічних та технологічних ризиків корозійної захищеності конструкцій промислових об'єктів, що піддаються корозії [8]. Визначено необхідність розробки конструктивних рішень, що перешкоджають розвитку місцевої, щільної, контактної корозії та корозійного розтріскування. Разом з цим збільшення товщини металопрокату передбачає оцінку довговічності мір первинного захисту при розрахунковому підтвердженні відповідності вимогам норм. Також визначено проектну вимогу не враховувати зміни несучої здатності

внаслідок збільшення товщини конструктивних елементів під час використання заходів первинного захисту. Таким чином, відсутність критеріїв корозійної захищеності створює труднощі для моніторингу та діагностики працездатності конструкцій, що піддаються корозійному зносу. Під ідентифікацією рівня корозійної небезпеки розуміється процес виявлення та встановлення кількісних, конструкційних характеристик та характеристик часу експлуатації. Дані характеристики необхідні та достатні для моніторингу інтервальних значень дефектів та пошкоджень, які є допустимими при нормальному функціонуванні будівельних об'єктів. У процесі ідентифікації технічного стану систем протикорозійного захисту конструкцій виявляються перелік небезпек, ймовірність їхнього прояву, просторова локалізація, можлива шкода та інші параметри, необхідні для формалізації завдань діагностики конструкцій. Дотримання умов надійності та конструктивної безпеки досягається рахунок забезпечення технологічної безпеки з урахуванням методології загального управління якістю [9]. Значний рівень зносу та збільшені терміни знаходження у несприятливих умовах є загрозами зниження якості конструкцій, що тягне за собою підвищення вимог до поліпшення експлуатаційних властивостей конструкцій, що втрачають якість [10].

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. Методичним підходом є обґрунтування складу і структури параметрів корозійної стійкості конструкцій для управління технологічною безпекою шляхом зниження ризиків. Це зменшує ймовірність корозійного руйнування та обмежує можливі збитки при виникненні. Вплив зовнішніх факторів (агресивне середовище) та внутрішніх параметрів (конструктивна форма) на показники надійності будівельних металоконструкцій розглядається для зон розташування груп однорідних конструктивних елементів (партії поставок).

Виконується облік виду та інтенсивності корозійних впливів у процесі експертного діагностування корозійного стану конструкцій. Визначаються значні чинники, що впливають розвиток деградаційних процесів у матеріалі конструкцій.

Процедура дозволяє оцінити характер їхнього впливу на якість експлуатації об'єкта, визначає необхідність створення єдиної методики аудиту та менеджменту якості експлуатації металоконструкцій [11].

При розробці процедури аудиту технічного стану прийнято методичну основу міжнародних стандартів ISO 9001 та МЕК 300-1, що регламентують процедуру управління якістю на всіх стадіях життєвого циклу споруди [12].

Постановка завдання. Для визначення значущості факторів корозійного руйнування, що впливають зниження експлуатаційної несучої здатності конструкцій, використовується оцінка втрати якості на основі методу Парето.

Відповідно до процедури контроль корозійного стану проводиться за наведеною характеристикою втрати якості $\bar{F}_e$ в агресивних середовищах, встановленою за методом Г. Тагуті [13]. Показник якості $\bar{F}_e$ є відносною характеристикою ефективності заходів первинного та вторинного захисту. Визначаються рівні ризику технологічної безпеки (R_i) з урахуванням фактичного впливу факторів корозійної агресивності режиму експлуатації [14]. Показник якості $\bar{F}_e$ є функцією значень контрольованого показника $\gamma_{zk}(\gamma_{zn})$:

$$\bar{F}_e = \left[\frac{2}{\gamma_{zk}^{max} - \gamma_{zk}^{min}} \left(\gamma_{zf} - \frac{\gamma_{zk}^{max} + \gamma_{zk}^{min}}{2} \right) \right]^2, \quad (1)$$

де: Γ – відношення резерву надійності; γ_{zk} - коефіцієнт надійності протикорозійного захисту, що встановлюється при обґрунтуванні методів первинного захисту; γ_{zf} – коефіцієнт надійності протикорозійного захисту, за даними контролю корозійного стану в період експлуатації.

Основний матеріал і результати.

Корозійне руйнування сталевих конструкцій визначається зовнішніми впливами режиму експлуатації та залежить насамперед від ступеня агресивності середовища. Облік електрохімічної природи корозійного руйнування зміні міцності виробляється з урахуванням фізичних моделей. Вони характеризують зміни геометричних параметрів та властивостей матеріалу у часі при агресивних впливах середовищ [15].

Процедура включає виконання комплексу заходів щодо виявлення причин виникнення критичних корозійних пошкоджень конструктивних елементів, що перебувають у процесі експлуатації будівельних об'єктів. Вивчаються характеристики умов експлуатації металоконструкцій та досліджується технічний стан основних елементів, вузлів, умов їх кріплення відповідно до нормативних вимог [16, 17]. Завдання критеріїв граничних станів за результатами оцінки фактичного стану виконується за допомогою коефіцієнта зворотного зв'язку режиму експлуатації конструкцій (ψ) на підставі залежностей:

$$N = \Phi / (\Gamma - \psi), \quad (2)$$

$$\gamma_{sr} = \Gamma - \psi, \quad (3)$$

де N – найбільше розрахункове зусилля у конструктивному елементі, кН; Φ – граничне зусилля, кН, яке може сприйняти елемент з характеристикою ушкодження Θ ; Γ – відношення резерву надійності; γ_{sr} – коефіцієнт технологічної безпеки.

Використання коефіцієнта зворотний зв'язок режиму експлуатації (ψ) забезпечує реалізацію аналітичного підходу до управління технологічною безпекою. Формується програм забезпечення надійності на основі аналізу можливих причин та наслідків відмов та оцінки критичності відмов (FMECA). При цьому критерій технологічної безпеки конструкцій γ_{sr} можна розглядати як пропускну здатність регулювання ресурсу (η):

$$\eta = 1/\gamma_{sr}. \quad (4)$$

При накопиченні дефектів та пошкоджень Θ коефіцієнт зворотного зв'язку (ψ) характеризує зниження експлуатаційних показників сталевих конструкцій за встановленого проектного значення відношення резерву надійності (Γ). Впливи негативних навантажень та впливів викликають появу ознак граничних станів конструкцій. Пропускна здатність регулювання ресурсу характеризує припустимі зміни проектного значення відношення резерву надійності (Γ) для забезпечення працездатного стану. Дана операція визначає конструктивні та технологічні обмеження для відновлення несучої здатності після ремонту.

Проблемою забезпечення технологічної безпеки є «людський фактор», що пов'язано із прийняттям рішень за результатами моніторингу та діагностики корозійного стану сталевих конструкцій. Існуючі рекомендації щодо контролю та відновлення протикорозійного захисту не регламентують умови корозійної небезпеки та корозійної захищеності будівельних об'єктів. Управління безпекою має здійснюватися на основі оцінювання ризику як комплексного показника захищеності корозійних конструкцій.

Для усунення невизначеності прийняття рішень при відновленні працездатного стану об'єктів розроблено методику оцінки ступеня критичності дефектів та пошкоджень конструкцій. Методика забезпечення надійності засобів і методів захисту з урахуванням резервування несучої здатності включає чотири послідовні етапи: завдання показників надійності; вибір умов резервування первинного та вторинного захисту; обґрунтування критерію одиничної відмови за категорією відповідальності; розробку специфікації заходів для відновлення якості.

Категорії відповідальності конструкцій за корозійною захищеністю встановлюються з урахуванням часткового зниження рівня працездатності первинного захисту (коефіцієнт

надійності γ_{zk}) та вторинного захисту (коефіцієнт надійності γ_{zk}), узагальненого показника захисних властивостей A_z залежно від класу ризику.

Визначення технологічної безпеки (R_i , бал) пропонується проводити за даними моніторингу залежно від класу ризику, рівня загроз та вразливості корозійних конструкцій (табл. 4). При цьому одним із визначальних факторів забезпечення ефективності заходів первинного та вторинного захисту від корозії є врахування агресивності впливів експлуатаційного середовища. Встановлюються рівні загроз: Н – низький, О – обмежений, С – середній, В – високий, Гр – граничний

Таблиця 1. – Рівні ризиків з технологічної безпеки (R_i)

Група відповідальності. Функції об'єкту	Рівень загрози (категорія стану):														
	Н(І)			О(ІІ)			С(ІІІ)			В(ІV)			Гр (V)		
	Пошкоджуваність (категорія відповідальності)														
	В	Б	А	В	Б	А	В	Б	А	В	Б	А	В	Б	А
Обслуговування. Невиробничий (R5)	1	2	3	2	3	4	3	4	5	4	5	6	5	6	6
Обслуговування. Виробничі (R4)	2	3	3	3	4	5	4	5	6	5	6	7	6	7	7
Допоміжні (R3)	3	3	4	4	5	6	5	6	7	6	7	8	7	8	8
Основні. Припустимі зупинки при обслуговуванні (R2)	4	4	5	5	5	7	6	7	8	7	8	9	8	9	9
Основні. Не допускають зупинку (R1)	5	5	6	5	6	7	7	8	8	8	9	10	9	10	10

Практична реалізація запропонованого методичного підходу дозволила зробити низку висновків:

- працездатний стан споруди загалом характеризується узагальнюючими показниками дійсного корозійного стану конструкцій;
- встановлюється функціональна залежність між працездатністю основних та допоміжних конструкцій, значеннями узагальнюючих показників корозійної стійкості та довговічності;
- контроль дійсного технічного стану виконується перевіркою знаходження в допустимих межах значень цих показників.

Висновки. Обґрунтовано структуру показників технологічної безпеки для аналізу даних експертної діагностики стану конструкцій. Це дозволило сформувати процесний підхід до прийняття рішень оперативно-тактичного (загрози 0 – IV) та стратегічного (загроза X) значення, спрямованих на зниження ризиків експлуатації споруд.

Тактичні рішення, за результатами діагностики технічного стану конструкцій (коефіцієнт технологічної безпеки $\gamma_{sr} > 0$), спрямовані на реалізацію запобіжних заходів для забезпечення працездатності конструкцій. Стратегічні рішення приймаються при розслідуванні причин аварійних ситуацій та катастроф (коефіцієнт $\gamma_{sr} \leq 0$), викликаних створенням або не створенням умов реалізації запобіжних заходів.

Найбільш імовірною причиною виявлених відмов металоконструкцій відмови є наявність багатьох дефектів корозійного характеру. За відсутності гарантій механічних властивостей та хімічного складу. Технічний стан конструкцій підтверджує необхідність вживання додаткових конструктивних та технологічних заходів для зниження ризиків під час експлуатації.

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.С. Патон. – К.: ІЕЗ ім. Є. О. Патона НАН України, - 2015. – 816 с.
2. 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.
3. Cai, Y., Zhao, Y., Ma, X., Zhou, K., Chen, Y. (2018). Influence of environmental factors on atmospheric corrosion in dynamic environment. Corrosion Science, 137, 163–175. doi: <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2018.03.042>.
4. Gibalenko, A. N. Design requirements to structural steel durability based on level of industrial facility corrosion hazard / A. N. Gibalenko, V. Korolov, J. Filatov // Aktualne problemy konstrukcji metalowych : Abstr. II Polish-Ukrainian International Conference APMK (27.11-28.11.2014). – Gdansk : University of Technology. – 2014. – P. 98–102.
5. Corrosion of metals and alloys. Corrosivity of atmospheres — Classification, determination and estimation. 15. ISO 9223:2012.
6. Ministry of Regional Development of Ukraine. (2014). Corrosion protection of metal structures. Design requirements. 74. B.2.6-193:2013.
7. Korolev V.P., Filatov U.V., Selutin U.V. (2014). Development of corporate management system: technological safety of production facilities. Coll. Sciences. works of Ukrinstalkon them. V.M. Shimanovsky. Publishing house Stal. 14. 136 – 149.
8. Thoft-Christensen, P. (2011). Risk Analysis in Civil Engineering. Aalborg: Dept. of Building Technology and Structural Engineering. Structural Reliability Theory, No. 224, Vol.. R0163.
9. 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.
10. Bingen, Y. Stress, strain, and structural dynamics / Y. Bingen. – USA : Elsevier Academic Press, 2005. – 961 p.
11. Gibalenko A. Design requirements to structural steel durability based on level of industrial facility corrosion hazard / A Gibalenko, V Korolov, J Filatov // AKTUALNE PROBLEMY KONSTRUKCJI METALOWYCH. 2014, Gdańsk Poland. - P. 98-102.
12. ISO 9001:2015. Quality management systems – Requirements. Available at: <https://www.iso.org/standard/62085.html>

13. Ealey, L. A. (1994). Quality by Design: Taguchi Methods and U.S. Industry. ASI Press and Irwin Professional Publishing.
14. Korolov V. Design criteria of reliability and safety in the design of corrosion protection of structural steel / V. Korolov, Y. Vysotsky, Y. Filatov / EUROCORR-2014. The European Corrosion Congress «Improving materials durability: from cultural heritage to industrial applications». – Pisa, Book of Abstracts. - 2014. – 88 p.
15. Zienkiewicz O.C. The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics Sixth edition / O.C. Zienkiewicz, R.L. Taylor // Elsevier Butterworth-Heinemann Linacre House, Jordan Hill, Oxford OX2 8DP 30 Corporate Drive, Burlington, MA 01803. – 2005. – 648 p
16. Guedes Soares, C., Garbatov, Y., Zayed, A. and Wang, G. (2009). Influence of Environmental Factors on Corrosion of Ship Structures in Marine Atmosphere. Corrosion Science. 51, 2014-2026.
17. American Rust Standard Guide. New York: American Institute for Steel Classification. American rust standard guide. New York: American Institute for Steel Classification, c. 1968 (OCOLC)746104088, Media Type: Book. Publisher: American Institute for Steel Classification. Publish Date: 31/12/2002. Code ID: 24016. Pages: 12

КОРРОЗИОННАЯ ЗАЩИЩЁННОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПО ФАКТИЧЕСКОМУ СОСТОЯНИЮ

Онищенко А.Н. д.т.н., профессор,
onyshchenko.a.m.ntu@gmail.com

ORCID: <http://orcid.org/0000-0002-1040-4530>

Гібаленко А.Н., д.т.н., профессор,
grin196102@gmail.com, ORCID:0000-0003-2979-5225

Национальный транспортный университет, г. Киев

Гибаленко В. А., к.т.н., доцент,
vita.ktn@gmail.com, ORCID: 0000-0001-5590-6641
ТОВ «Укринсталькон им. В.М.Шимановского». г. Киев

Аннотация. Работа включает результаты исследований состояния вторичной защиты от коррозии для обеспечения долговечности строительных металлоконструкций. Решается задача сохранения качественных и количественных показателей в условиях воздействия агрессивной атмосферы промышленных предприятий. **Методика.** Изложена методика совершенствования эффективности технологии средств и методов вторичной защиты металлоконструкций от коррозии при мониторинге технического состояния. **Результаты.** Разработанные процедуры диагностики включают статистический учёт и контроль коррозионного состояния металлоконструкций, выявление причин возникновения и развития дефектов и повреждений. Основой прогнозирования расчетного срока службы, достижения предельных состояний является определение уровня уязвимости и угроз с учётом фактического состояния. **Научная новизна.** Разработана процедура обслуживания конструкций по фактическому состоянию. Определен порядок составления спецификаций мер защиты от коррозии по критерию коррозионной опасности. Это позволяет обеспечивать требования надёжности строительных металлоконструкций, назначать мероприятия управления технологической безопасностью в течение установленного срока службы строительных объектов. **Практическая значимость.** Предложенные обобщающие показатели действительного коррозионного состояния конструкций определяют работоспособность сооружения в целом. Установлены функциональные зависимости между работоспособностью основных и вспомогательных конструкций. Определена взаимосвязь между значениями показателей коррозионной стойкости и долговечности

металлоконструкцій. Контроль дійсного технічного стану заключається в перевірці знаходження значень цих показателів в допустимих межах. Урахування ступеня агресивності впливів середовища експлуатації є одним із визначальних факторів забезпечення ефективності заходів вторинної захисту від корозії. Данна процедура є основою призначення раціональних специфікацій систем протикорозійного захисту з наступним відображенням в конструкторсько-технологічній документації.

Ключевые слова: металлоконструкции, мониторинг, коррозионная опасность, повреждения, фактическое состояние.

EVALUATION THE CORROSION PROTECTION OF STRUCTURES BY ACTUAL CONDITION

Onyshchenko A.M., D.Sc., Professor,
onyshchenko.a.m.ntu@gmail.com

ORCID: <http://orcid.org/0000-0002-1040-4530>

Gibalenko O. M., D.Sc., Professor,
grin196102@gmail.com, ORCID:0000-0003-2979-5225
National transport university, Kyiv,

Gibalenko V.A., Ph.D., Associate Professor,
vita.ktn@gmail.com, ORCID:0000-0001-5590-6641
OJSC "V. Shimanovsky UkrRDSteelconstruction", Kyiv,

Abstract. This work includes the results of studies about the state of the secondary protection against corrosion to ensure the building metal structures' durability. The task of preserving the qualitative and quantitative indicators under the influence of the aggressive atmosphere in industrial enterprises is being solved. **Methodology.** The technique of improving the efficiency of the means technology and methods of metal structures secondary protection from corrosion during the technical condition monitoring is stated. **Results.** The developed diagnostic procedures include statistical accounting and the corrosion state monitoring of metal structures, identifying the causes of the occurred defects and damage. The basis of prediction for service life and reaching the limit states are determined by the level of vulnerability and threats, taking into account the actual state. **Scientific novelty.** A procedure for servicing structures based on the actual state has been developed. The procedure for drawing up specifications of corrosion protection measures according to the criterion of corrosion hazard has been determined. It makes possible to meet the requirements for the reliability of building metal structures, to prescribe technological safety management measures during the established service life of construction objects. **Practical significance.** The proposed generalized indicators of the actual structures' corrosion state determine the structure's operability as a whole. The functional dependencies between the operability of the main and auxiliary structures are established. The relationship between the values of corrosion resistance indicators and metal structures durability are determined. Actual technical condition control consists of checking that the values of these indicators are within acceptable limits. Taking into account the degree of operating environment aggressiveness is one of the determining factors in order to ensure the secondary protection effectiveness against corrosion. This procedure is the basis for the rational specifications appointment for anti-corrosion protection systems with subsequent display in the design and technological documentation.

Keywords: steel structures, monitoring, corrosion hazard, damage, actual condition.

УДК 624.014.2

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-135-144

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ЕЛЕМЕНТІВ КОНСТРУКЦІЇ МЕТАЛЕВИХ СПІРАЛЬНО-ФАЛЬЦЕВИХ СИЛОСІВ

Пічугін С.Ф., д.т.н., професор,
pichugin.sf@gmail.com ORCID 0000-0001-8505-2130

Дмитренко А.О., к.т.н., доцент
andmyt@ukr.net ORCID 0000-0002-8715-7646

Оксененко К.О., аспірант,
shvadchenkokate@gmail.com ORCID 0000-0002-5171-3583

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Анотація. Розглянуто конструкцію сталевих спірально-фальцевих силосів. Наведено характеристики силосу, з якого були взяті зразки для проведення експерименту. Приведені механічні характеристики застосованої сталі DX51D+Z140, які були одержані за допомогою випробування плоских зразків на розтяг. Розглянуто зразки та обладнання для експериментального дослідження фальцевого замка. Наведено етапи руйнування фальцевого замка в залежності від розтягуючого навантаження. Розглянуто характер розкриття фальцевого з'єднання. Описано стадії роботи фальцевого замка. Зроблено аналіз отриманих результатів експериментального дослідження.

Ключові слова: металевий силос, спірально-фальцевий силос, фальцевий замок

Вступ. Металеві ємності для зберігання сипучих матеріалів набувають поширення з кожним роком. Це зумовлено їхніми перевагами в порівнянні з іншими видами складів, такими як підлогові склади та залізобетонні силоси. Переваги металевих силосів: менша маса, простота транспортування, можливість заводського виготовлення конструкцій, швидкість проведення монтажних робіт, можливість створення герметичного середовища. В зв'язку з розповсюдженістю металевих ємностей, зростає й кількість типів металевих силосів, в залежності від конструкції корпусу [1]. Це пояснюється великою різноманітністю видів сипучих матеріалів та вимогами до їх зберігання. Прогресивна металева ємність в якій можливе зберігання будь-якого виду матеріалу – це силоси спірально-фальцевого типу.

Аналіз останніх джерел досліджень і публікацій. Дослідженнями роботи та аналізом металевих силосів займається велика кількість науковців. Дж.Р. МакКалмонт одним з перших класифікував силоси та розглянув їх особливості [2]. Великий вклад зробили Ротер М. та Гейлорд Е., у своїх книгах [3 – 4] вони надають детальну інформацію стосовно конструкцій силосів, навантажень та впливів на ємності, описують розрахунки конструкційних елементів та характеристики сипучих матеріалів, які на них впливають. Блайт Г., Кебелі Х., Моленда М., Ханьхуа Ю., Чангв З. [5 – 9] присвятили свої роботи експериментальним дослідженням впливу тиску сипучих матеріалів, в залежності від їх різних характеристик, на оболонки гладких та гофрованих металевих силосів. Догангун А. у своїй роботі дослідив випадки руйнування силосних ємностей, зробив огляд на поширені помилки при розрахунках, які можуть призвести до аварії конструкції [10].

Виділення не роз'язаних раніше частин загальної проблеми. Розвиток спірально-фальцевих силосів стримується через відсутність експериментальних досліджень елементів цих сталевих листових конструкцій.

Постановка завдання. Завданням цієї статті є опис й аналіз результатів експериментальних досліджень елементів конструкції металевих спірально-фальцевих силосів.

Основний матеріал і результати. Конструкція спіральньо-фальцевого силосу була розроблена у 1968 році німецьким вченим Ксавером Ліппом, який використовував спеціальне обладнання для обробки листового металу і застосував його для зведення спіральньо-навивних силосів [11]. 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.

Конструктивні рішення оболочку силосів спіральньо-фальцевого типу суттєво відрізняються від збірних металевих силосів із гофрованих панелей на болтових з'єднаннях та зварних листових ємностей.

Одним із визначальних чинників під час вибору конструкції стінки силосу та його проектування є забезпечення стійкості. У традиційній гофрованій ємності стійкість забезпечує система жорсткісних елементів, таких як: горизонтальні та вертикальні ребра, вітрові кільця. Ці елементи призначені для сприймання вертикальних навантажень, адже листові панелі сприймають тільки розтягуючі засилля від горизонтального тиску сипучого матеріалу. Безреберні ємності застосовуються лише при малих об'ємах зерна для зберігання та відсутності багаторазових циклів завантаження-розвантаження впродовж року.

Особлива конструкція корпусу спіральньо-фальцевих силосів дозволяє забезпечити стійкість ємності без використання вертикальних ребер жорсткості.

Ребро фальцевого типу, як специфічний стиковий елемент, потребує експериментальних досліджень та вивчення фактичних характеристик піддатливості та міцності, подібно тому, як в свій час експериментально досліджувались зварні, болтові та заклепкові з'єднання.

Для експериментального дослідження був взятий елемент стінки спіральньо-фальцевого силосу для зберігання тріски деревини. Габарити силосу – діаметр 8м, висота корпусу 17м, загальний об'єм зберігання матеріалу 650 м³. У стінці силосу було зроблено технологічний отвір для монтажу оглядового люку. Вирізаний елемент стінки був розділений на експериментальні зразки (рис.1).

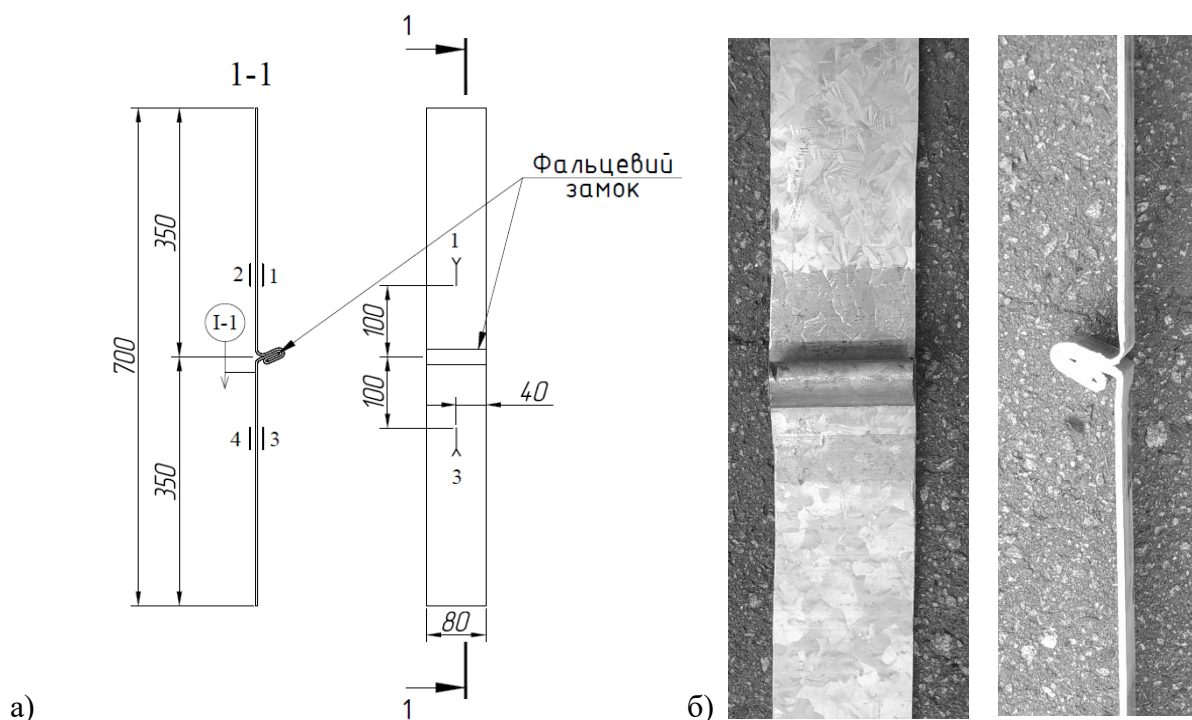


Рис. 1. Експериментальний зразок: а) розташування та нумерація тензодатчиків та індикаторів на зразках; 1 - 4 – тензодатчики; I-1 – індикатори годинникового типу; б) загальний вигляд

Характеристики зразка - марка сталі – DX51D+Z1400, ширина – 80 мм, довжина 700 мм, товщина – 4 мм. Ширина зразка прийнята з умови надійного закріплення у випробувальній машині, довжина – з умови надійного закріплення та можливості визначити поведінку стінки силосу під час руйнування фальцевого з'єднання.

Для визначення характеристик сталі DX51D+Z140 було проведене випробування на розтягування на плоских зразках (рис.2). Дослідження проводилось на розривній машині МР-500кН. За результатами випробування було визначено, що сталь є пластичною, на зразках після руйнування чітко видно зону звуження (рис. 2,б). Механічні характеристики сталі: границя текучості сталі $\sigma_T = 251 \text{ МПа}$; границя міцності $\sigma_B = 320 \text{ МПа}$, залишкове видовження після руйнування $\delta = 16\%$.



Рис. 2. Випробування на розтяг: а) загальний вигляд; б) зразки після випробування

Для визначення величини розкриття фальцевого замка використовувалися індикатори годинникового типу з ціною ділення 0,01 мм. Для отримання експериментальних значень відносних деформацій стінки силосу, на експериментальні зразки були наклеєні електричні тензорезистори з базою 20мм. Схема наклеювання тензодатчиків наведена на рис 1. Показання з тензодатчиків знімалися за допомогою автоматичного вимірювача деформацій АВД-4.

Загальний вигляд експериментального зразка з розміщенням на ньому тензодатчиків та індикатору годинникового типу зображено на рис. 3.

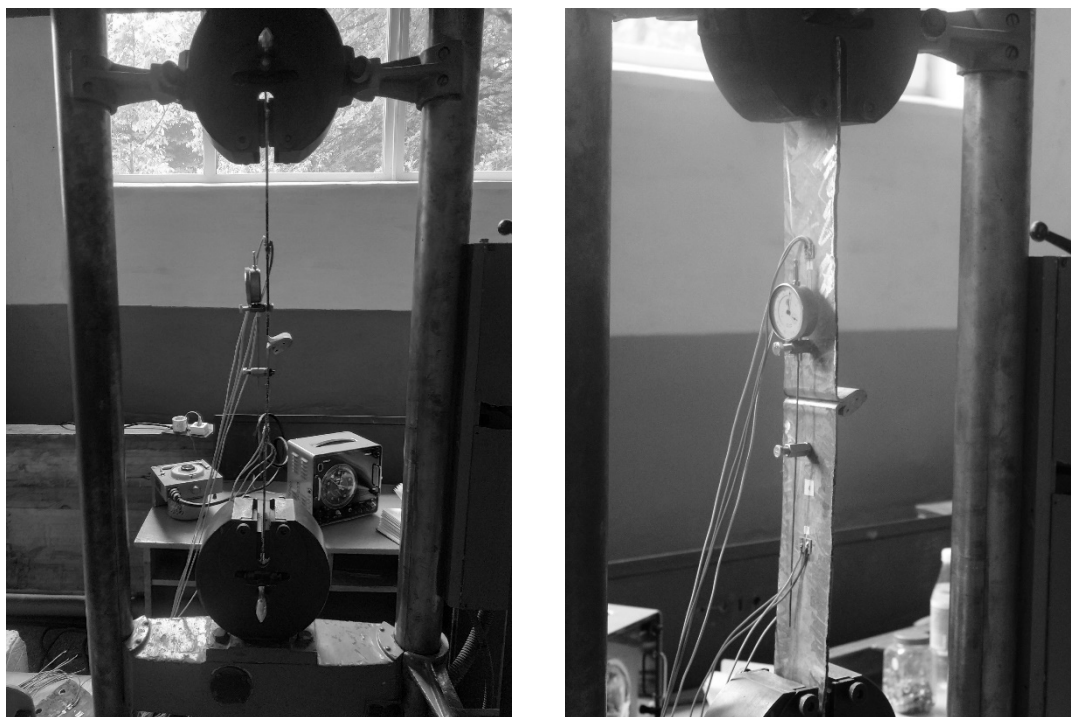


Рис. 3. Загальний вигляд експериментального зразка у випробувальній машині

Етапи експерименту: закріплення зразка у випробувальній машині (рис.3), ступеневе навантаження зразка розтягуючим навантаженням, збір даних з індикаторів годинникового типу та фіксація деформацій тензорезисторів на кожному ступені навантаження, навантаження зразка до повного розриву фальцевого замка.

Навантаження зразків виконувалось центральним розтягуючим навантаженням, яке прикладалося в статичному режимі в межах від 0 кН до 21 кН.

Результати експерименту виявили, що при навантаженні розтягуючим навантаженням в межах 4 – 4,5 кН відбувається завантаження, утворюється поверхнева тріщина в першому вигині замка. Повне розкриття першого згину фальцевого замка – в межах 7 - 8 кН. Розкриття другого згину починається при навантаженні в межах 8 – 9 кН, в проміжку 9 – 15 кН спостерігається поворот з'єднання з горизонтальної площини у вертикальну. Руйнування фальцевого замка відбувається при навантаженні в межах 19-21 кН. Після досягнення максимального навантаження, відбувається його поступове падіння. Етапи руйнування фальцевого замка в залежності від розтягуючого навантаження наведені в таб.1.

Таблиця 1 – Етапи руйнування фальцевого замка в залежності від розтягуючого навантаження

Нав-ня, кН	0	2,5	4,5	8
Характер розкриття				

Нав-ня, кН	15	20	14	10
Характер розкриття				

Повний характер розкриття фальцевого замка до його руйнування наглядно показано на графіку (рис. 4).

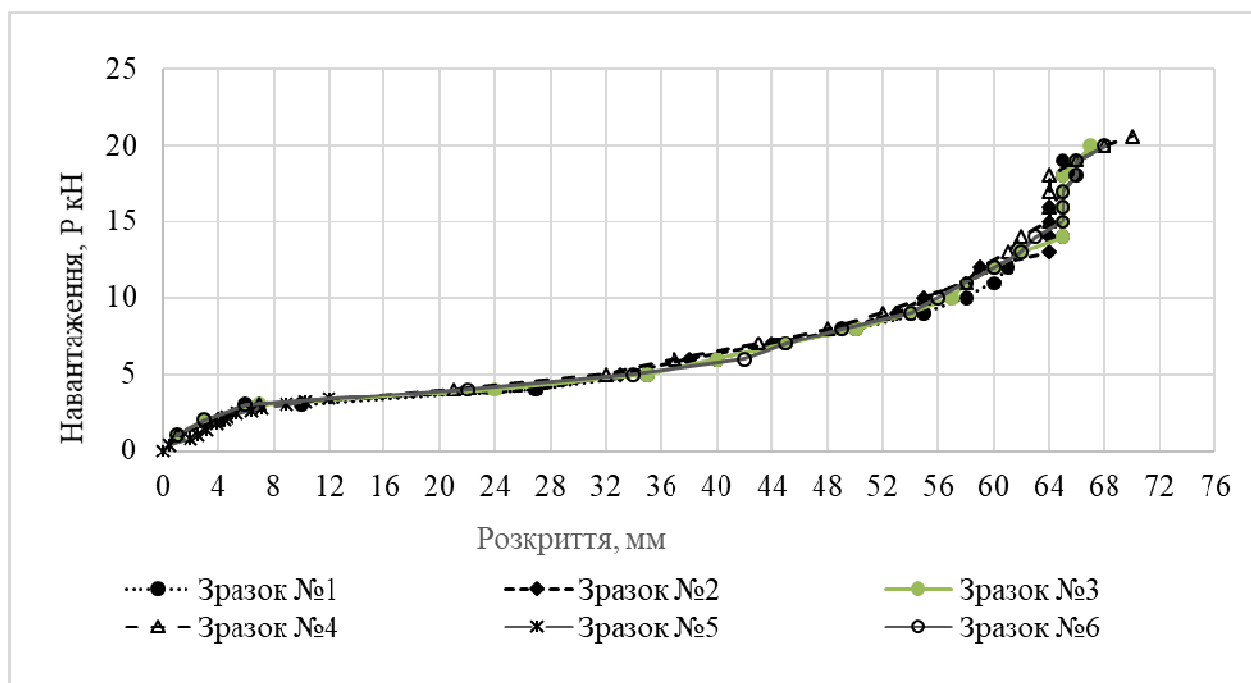


Рис. 4. Характер розкриття фальцевого замка

Аналіз результатів експериментальних досліджень показав, що при навантаженнях на зразок в межах $P = 0 \dots 3$ кН конструкція працювала пружно, оскільки при розвантаженні до рівня $P = 1,5$ кН ніяких залишкових деформацій не фіксувалось.

При збільшенні навантаження на фальцеве з'єднання, вимірювальні прилади фіксували збільшення залишкових деформацій в межах 1 мм. При рівні навантаження $P = 3,5$ кН залишкові деформації переважають пружні та прийняли значення 3,16 мм, а на графіку залежності між пружними та залишковими деформаціями можна спостерігати спад (рис.5).

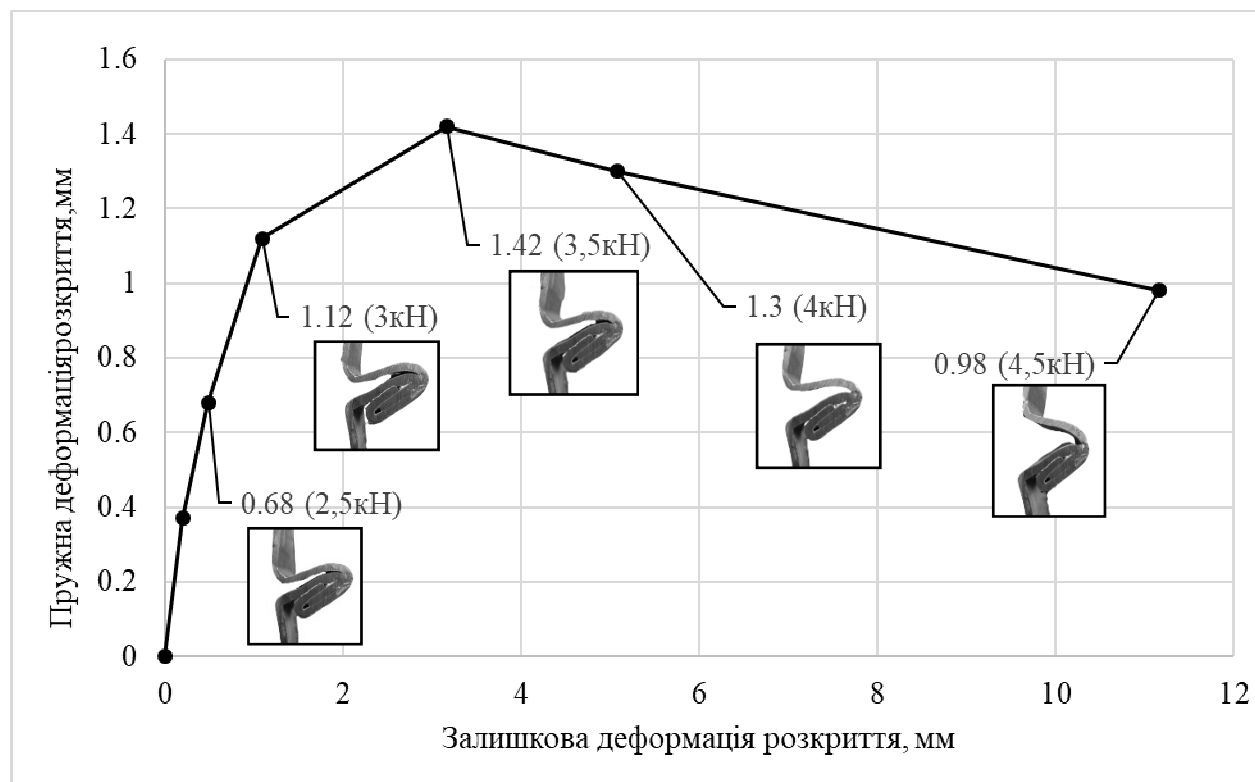


Рис. 5. Графік залежності між пружною та залишковою деформаціями розкриття фальцевого замка за цикл

Аналіз відносних деформацій, які були виміряні за допомогою АВД-4, показав, що фальцеве ребро та прилегла оболочка працюють в складному напруженому стані. Покази із дзеркальних тензорезисторів мали протилежні знаки, а отже, під час розкриття фальцевого замка, стінка силосу з одного боку стискається, а з іншого розтягується (рис. 6). Як видно з рис. 6, деформація виміряна тензорезисторами 1, 3 та 2, 4, які розміщені дзеркально по відношенню до фальцевого з'єднання, але з різних сторін стінки силосу (див. рис. 1), показує їх сумісну роботу до навантаження в 4,5 кН. Після межі в 4,5 кН графіки деформацій розходяться, в цей час з'являється тріщина металу першого згину фальця та починається його розкриття. Варто відзначити, що перед початком розкриття першого згину, величини деформації тензорезисторів 1 та 2 досягають своїх максимальних значень. В цей же час покази деформації з тензорезисторів 3 та 4 продовжують зростати до повного розкриття першого згину фальцевого з'єднання, що відзначається при величині навантаження в межах $P = 7 - 8$ кН. На наступних етапах навантаження зразка, деформації пропорційно зменшуються до повного руйнування фальцевого замка.

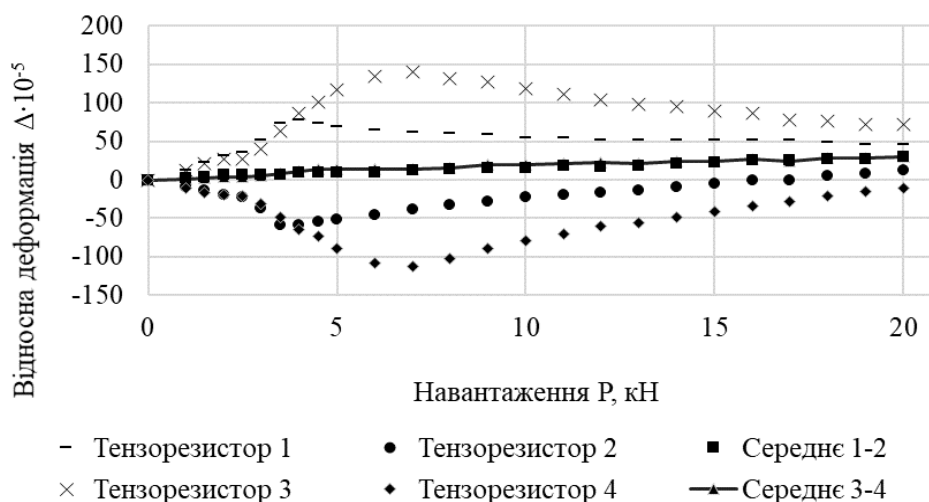


Рис. 6. Графік залежності деформації зразка від навантаження

Після руйнування з'єднання на металі спостерігалися зони стоншення металу в місцях згину фальця, та тріщини від руйнування згинів (рис. 7).

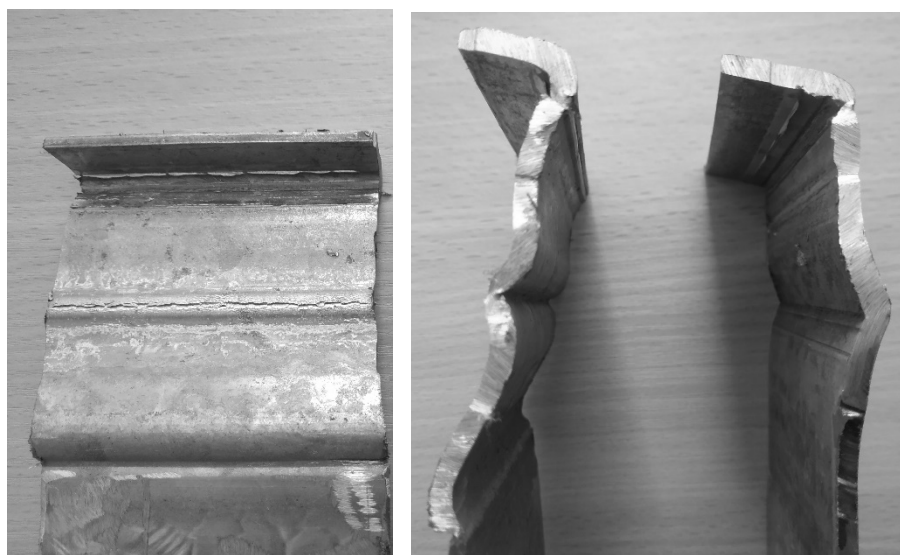


Рис. 7. Зразок після руйнування

Аналіз напружень в стінці спіральньо-фальцевого силосу при розкритті фальцевого замка показав, що при пружній роботі фальцевого з'єднання, напруження в стінці знаходяться в межах $\sigma_y = 0 - 2,5 \text{ кН/см}^2$, а при руйнуванні замка, напруження відповідає значенням $\sigma_y = 6 - 8 \text{ кН/см}^2$. Порівнявши отримані результати з механічними характеристиками сталі, отримуємо, що при руйнуванні фальцевого з'єднання, напруження, які виникають в стінці силосу, для металевих штрипс відповідають пружній стадії.

Результати досліджень були порівнянні з аналітичними розрахунками, отриманими при проектуванні конструкції силосу, з якого були взяті зразки для експерименту. Для визначення напружено-деформованого стану, що виникає в сталевій конструкції стінки силосу (з урахуванням наявності кільцевих ребер жорсткості) та стрижневих елементах купольного каркасу покриття була змодельована розрахункова комп'ютерна модель каркасу силосу. Перевірні статичні розрахунки сталевих конструкцій силосу виконані по програмі ЛІРА-САПР з перевіркою несучої спроможності пластин стінки та стрижневих елементів каркасу силосу на можливі при експлуатації розрахункові комбінації навантажень та розрахункові сполучення. Перевірка стійкості силосної конструкції проводилась для заповненого силосу, а також для не

заповненого сипучим матеріалом силосу при дії вітрового навантаження. Результати розрахунків показали, що у пустій ємності при дії вітрового навантаження виникають не тільки меридіональні напруження стиску, а й розтягу. Напруження розтягу в стінці силосу досягало значення $\sigma_y = 0,4 \text{ кН} / \text{см}^2$. Експериментальні дослідження фальцевого замка показали, що при пружній роботі фальцевого з'єднання, напруження в стінці відповідало значенням $\sigma_y = 0 - 2,5 \text{ кН} / \text{см}^2$. Таким чином, при дії вітрового навантаження, робота фальця характеризується пружною стадією, без розкриття, а руйнування фальцевого замка відбувається при позаграничному стані оболонки спіраль-фальцевого силосу.

Висновки. В результаті експериментального дослідження та порівняння отриманих даних з аналітичними розрахунками були зроблені такі висновки:

1. Виявлено характер роботи фальцевого замка і прилеглих ділянок оболонки при дії розтягуючих навантажень.
2. Зафіксовано згин прилеглої оболонки при розкритті фальцевого замка.
3. Відзначено етапи навантаження, при яких фальцеве з'єднання працювало пружно.
4. Експлуатаційні навантаження відповідають початковій стадії роботи фальця без його розкриття.
5. Випробована конструкція фальця забезпечує надійну роботу оболонки на проєктні навантаження.
6. Виявлений характер роботи фальця до руйнування в основному відповідає позаграничному стану оболонки спіраль-фальцевого силосу і підтверджує його надійність при дії можливих підвищених аварійних навантажень.

Література

1. Pichugin S., Oksenenko K. (2019). Comparative analysis of design solutions of metal silos// Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering, 2019. 53 (2). p.53. DOI: <https://doi.org/10.26906/znп.2019.53.1890>
2. Silo types and construction by / McCalmont, J. R, 1939. – 69 p
3. Gaylord E.H. Design of Steel Bins for Storage of Bulk Solids / E.H. Gaylord, C.N. Gaylord. – Prentice-Hall, New Jersey, 1984. – 359 p.
4. Rotter M.J. / Guide for the economic design of circular metal silos / J.M. Rotter. – CRC Press, 2001. – 254 p.
5. Blight G.E. Design implications of measured pressures and strains in silos /G.E. Blight // Journal of Structural Engineering. – ASCE, 1992. – vol. 118, №10. – pp. 2729-2742.
6. Kebeli H.V. Moisture-induced pressures and loads in grain bins / H.V. Kebeli, R.A. Bucklin, D.S. Ellifritt, K.V. Chau // Transactions of the ASAE. – ASAE, 2000. – Vol. 43, №5. – P. 1211-1221.
7. Molenda M. Comparison of loads on smooth- and corrugated-wall model grain bins / M. Molenda, J. Horabik, I.J. Ross // International Agrophysics. – 2001. – Vol. 15. – P. 95-100.
8. A novel prediction method of dynamic wall pressure for silos based on support vector machine / Y. Hanhua, X. Zhijun, L. Tingting, Y. Fang. // Advances in Civil Engineering. – 2020. – . P.7. DOI: <https://doi.org/10.1155/2020/4865628>
9. Changnv Z. The shear strength and dilatancy behavior of wheat stored in silos / Z. Changnv, W. Yuke. // Complexity. – 2019. – P. 9. DOI: <https://doi.org/10.1155/2019/1547616>
10. Dogangun A. Cause of damage and failures in silo structures / A. Dogangun, Z. Karaca, A. Durmus, H. Sezen // Journal of Performance of Constructed Facilities. – ASCE, 2009. – Vol. 23, №2. – pp. 65-71
11. Xaver Lipp [Електронний ресурс] – Режим доступу до ресурсу: <https://xaver-lipp.com/>.

References

- [1] Pichugin S., Oksenenko K. (2019). Comparative analysis of design solutions of metal silos// Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering, 2019. 53 (2). p.53. DOI: <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1890>
- [2] Silo types and construction by / McCalmont, J. R., 1939. – 69 p
- [3] Gaylord E.H. Design of Steel Bins for Storage of Bulk Solids / E.H. Gaylord, C.N. Gaylord. – Prentice-Hall, New Jersey, 1984. – 359 p.
- [4] Rotter M.J. / Guide for the economic design of circular metal silos / J.M. Rotter. – CRC Press, 2001. – 254 p.
- [5] Blight G.E. Design implications of measured pressures and strains in silos /G.E. Blight // Journal of Structural Engineering. – ASCE, 1992. – vol. 118, №10. – pp. 2729-2742.
- [6] Kebeli H.V. Moisture-induced pressures and loads in grain bins / H.V. Kebeli, R.A. Bucklin, D.S. Ellifritt, K.V. Chau // Transactions of the ASAE. – ASAE, 2000. – Vol. 43, №5. – P. 1211-1221.
- [7] Molenda M. Comparison of loads on smooth- and corrugated-wall model grain bins / M. Molenda, J. Horabik, I.J. Ross // International Agrophysics. – 2001. – Vol. 15. – P. 95-100.
- [8] A novel prediction method of dynamic wall pressure for silos based on support vector machine / Y. Hanhua, X. Zhijun, L. Tingting, Y. Fang. // Advances in Civil Engineering. – 2020. – P.7. DOI: <https://doi.org/10.1155/2020/4865628>
- [9] Changnv Z. The shear strength and dilatancy behavior of wheat stored in silos / Z. Changnv, W. Yuke. // Complexity. – 2019. – P. 9. DOI: <https://doi.org/10.1155/2019/1547616>
- [10] Dogangun A. Cause of damage and failures in silo structures / A. Dogangun, Z. Karaca, A. Durmus, H. Sezen // Journal of Performance of Constructed Facilities. – ASCE, 2009. – Vol. 23, №2. – pp. 65-71
- [11] Xaver Lipp [Internet resource]. - Access mode: <https://xaver-lipp.com/>.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СПИРАЛЬНО-ФАЛЬЦЕВЫХ СИЛОСОВ

Пичугин С.Ф., д.т.н., профессор,
pichugin.sf@gmail.com ORCID 0000-0001-8505-2130,

Дмитренко А.А., к.т.н., доцент
andmyt@ukr.net ORCID 0000-0002-8715-7646

Оксененко К.А., аспирант,
shvadchenkokate@gmail.com ORCID 0000-0002-5171-3583

Национальный университет «Полтавская политехника имени Юрия Кондратюка»

Аннотация. Металлические емкости для хранения сыпучих материалов получают распространение с каждым годом. В работе рассмотрена конструкция стальных спирально-фальцевых силосов и особенности расположения фальцевого замка. Представлены элементы системы жесткости сборных металлических силосов из гофрированных панелей на болтовых соединениях. Описаны характеристики силоса, из которого были взяты образцы для проведения эксперимента. Приведены механические характеристики стали DX51D+Z140, рассчитанные с помощью испытания плоских образцов на растяжение. Проиллюстрированы образцы и оборудование экспериментального исследования фальцевого замка. Описаны этапы опыта. Нагрузка образцов выполнялась центральной нагрузкой, которая прикладывалась в статическом режиме в пределах от 0 кН до 21 кН. Проиллюстрированы этапы раскрытия фальцевого замка в зависимости от растягивающей нагрузки. Описаны стадии работы фальцевого замка. Рассмотрен полный характер раскрытия фальцевого соединения до его разрушения. Проанализирован характер работы фальцевого замка в упругой стадии. Произведен анализ относительных деформаций, которые были измерены с

помощью АД-4. Было зафиксировано, что фальцевое ребро и близлежащая оболочка работают в сложном напряженном состоянии. Показания из зеркальных тензорезисторов имели противоположные знаки, а значит, при раскрытии фальцевого замка стенка силоса с одной стороны сжимается, а с другой растягивается. Проиллюстрированы образцы после разрушения соединения, отмечено, что на металле наблюдались зоны истончения металла в местах сгиба фальца и трещины от разрушения изгибов.

Произведено сравнение результатов исследований с аналитическими расчетами, полученными при проектировании конструкции силоса. По результатам расчетов было отмечено, что в пустой емкости при действии ветровой нагрузки возникают не только меридиональные напряжения сжатия, но и растяжения.

По результатам экспериментального исследования и по сравнению полученных данных с аналитическими расчетами было обнаружено, что эксплуатационные нагрузки соответствуют начальной стадии работы фальца без его раскрытия, испытанная конструкция фальца обеспечивает надежную работу оболочки на проектные нагрузки.

Ключевые слова: металлический силос, спирально-фальцевый силос, фальцевый замок

EXPERIMENTAL STUDY OF STRUCTURE ELEMENTS OF METAL SPIRAL-FOLD SILOS

Pichugin S.F., DSc, Professor

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

Dmytrenko A.A., Ph.D., Associate Professor

andmyt@ukr.net ORCID 0000-0002-8715-7646

Oksenenko K.A., graduate student,

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

National University "Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic"

Annotation. Metal capacities for the storage bulk materials are became widespread every year. The design of the steel spiral-fold silos and the peculiarities of the folding lock are considered in the article. The elements of the rigidity system of prefabricated metal silos from corrugated panels on bolted joints are given. The characteristics of the silo from which the samples were taken for the experiment are described. The mechanical characteristics of DX51D + Z140 steel, which were calculated by testing samples for tension, are given. Samples and equipment for experimental study of a folding lock are illustrated. The stages of the experiment are described. The samples were loaded with a central tensile load, which was applied in static mode in the range from 0 kN to 21 kN. The stages of opening the folding lock depending on the tensile load are illustrated. The stages of the folding lock's work are described. The complete character of disclosing of the folding lock to its ruination is described. The character of the folding lock's work in the elastic stage is analyzed. The analysis of sample's relative strains which were measured by AVD-4 is made. It was noted that the folding rib and the adjacent shell work in a complex stressed state. The mirror strain gauges showed opposite signs, and as a result, when the folding lock is disclosing, the silo wall is compressed on one side and tensioned on the other one. The samples after the destroying of the folding connection are illustrated, it is noted that the metal was observed areas of thinning of the metal and cracks.

The comparison of research results with the analytical calculations received at designing of a design of a silo is made. According to the results of calculations, it was noted that in an empty silo under the action of wind load there are not only meridional compressive stresses, but also tensile.

According to the results of experimental research and comparison of the obtained data with analytical calculations, it was found that the operating loads correspond to the initial stage of the folding lock' work. The experimentally studied design of the folding lock provides reliable work of a silo on design loadings.

Keywords: metal silo, spiral-fold silos, folding lock.

УДК 624.016:539.376

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-145-154

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПОВЗУЧОСТІ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

¹Шехоркіна С.Є., д.т.н., доцент,

S_VT@ukr.net, ORCID: 0000-0002-4377-3746

¹Ковтун-Горбачова Т.А., к.т.н., доцент,

gorbacheva@mail.pgasa.dp.ua, ORCID: 0000-0002-0948-1299

¹Чабан В.П., к.т.н., доцент,

vpchl@ukr.net, ORCID: 0000-0002-02175504

¹Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури»

вул. Чернишевського, 24а, м. Дніпро, 49600, Україна

Анотація. В статті приводяться результати теоретичних досліджень впливу повзучості бетону та деревини на напружено-деформований стан деревозалізобетонних багатоповерхових будівель. Для аналізу прийнято квадратний в плані будинок-прототип рамної каркасної системи із дерев'яними несучими конструкціями (клеєна деревина та LVL) та залізобетонним ядром жорсткості. Кількість поверхів варіювалася від 5 до 20. Для урахування повзучості бетону застосована модель Eurocode EN 1992-1-1, для деревини – модель повзучості пружно-в'язко-пластичного тіла Т. Toratti. Отримані дані щодо зміни вертикальних переміщень характерних точок каркасу (колон та ядра жорсткості), а також величини поздовжніх зусиль в балках протягом 50 років експлуатації.

Ключові слова: деревозалізобетонні багатоповерхові будівлі, повзучість, бетон, клеєна деревина, LVL, переміщення.

Вступ. Одним із сучасних напрямків в будівництві є зведення багатоповерхових будівель, в яких переважна частина конструктивних елементів виконана з деревини, а просторова стабільність забезпечується залізобетонними діафрагмами або ядром жорсткості. Можливою проблемою при застосуванні різних матеріалів у несучих конструкціях є істотна відмінність в характеристиках деформування (наприклад, модулі пружності деревини та бетону відрізняються більше ніж у 2 рази), а також вплив повзучості.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Розробці моделей для опису повзучості бетону та її врахування при розрахунках залізобетонних конструкцій присвячені праці Работнова Ю.Н., Ржаніцина А.Р., Арутюняна Н.Х., Васильєва П.І., Гвоздева А.А., Бондаренка В.М., Буданова М.А., Александровського С.В., Порокоповича І.Є., Уліцького С.Є., Качанова Л.М. та багатьох інших вчених. Однією з поширених є нелінійна теорія пружно-повзучого тіла, запропонована Масловим Г.Н. [1] та Арутюняном Н.Х. [2]. Теорія враховує історію навантажень (спадковість) та старіння бетону. Найбільш поширеними у практичному застосуванні наразі є моделі повзучості, імплементовані в нормативних документах різних країн (ACI 209 R-92, B3, GL2000, CEB-FIP Model Code 1990) [3].

Серед математичних моделей повзучості деревини в якості базових слід виділити два інтегральних рівняння лінійної повзучості деревини, запропоновані Ржаніциним А.Р. [4] та Прокоповичем І.Є. [5], а також моделі Квасникова Є.А. [6], Пятикрестовського К.П. [7] та ін. Авторами [8, 9] запропоновано ряд реологічних моделей, що ґрунтуються на в'язко-пружному характері деформування деревини і дозволяють враховувати компоненти повзучості, що обумовлені структурою деревини, її вологістю тощо. Найбільш широко в європейській практиці досліджень дерев'яних конструкцій на сьогодні використовується модель Toratti Т. [8]. Для врахування деформацій та запобігання руйнування внаслідок повзучості норми [10, 11], які є чинними в Україні, вводять коефіцієнти зниження розрахункового опору деревини, які залежать від тривалості навантаження.

Таким чином, на сьогоднішній день існує велика кількість математичних моделей, які дозволяють виконувати аналіз напружено-деформованого стану дерев'яних та залізобетонних конструкцій з урахуванням повзучості. Проте питання роботи конструктивної системи деревозалізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням цього ефекту досліджено недостатньо. З огляду на це, **метою роботи** є дослідження впливу повзучості на напружено-деформований стан деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.

Матеріали та методика дослідження. Для дослідження було прийнято квадратний у плані будинок-прототип рамної каркасної системи із ядром жорсткості. Довжина прольоту в поздовжньому і поперечному напрямках становила 5 м. Загальний габарит будівлі в плані 25х25 м. При моделюванні варіювалася кількість поверхів (5, 10, 15 і 20). Висота поверху прийнята 3 м. Відповідно, висота розглянутих варіантів будівель склала 15, 30, 45 та 60 м. В якості матеріалу колон та балок було розглянуто клеєну деревину класу міцності GL28h та клеєний шпон (LVL) класу міцності LVL35P. Розміри перерізу колон приймалися: 250х250 мм для 5-ти поверхової будівлі; 300х300 мм – для 10-ти поверхової; 400х400 – для 15-ти поверхової та 550х550 мм – для 20-ти поверхової; балки перекриття прийняті розміром 300х600 мм. Вплив інших елементів перекриття на роботу каркасу не враховувався. Ядро жорсткості приймалося із залізобетону класу C20/25 товщиною 250 мм. До елементів створених в ПК ЛИРА просторових скінченноелементних моделей всіх варіантів будівель прикладалися навантаження: 1) власна вага несучих конструкцій, перекриття і покриття; 2) корисне навантаження на конструкції перекриттів.

Параметри діаграми деформування бетону прийнято згідно вимог нормативного документа [12]. Для врахування деформацій повзучості бетону використана модель, приведена в [13].

Робота деревини на розтяг описана лінійною залежністю. Руйнування деревини відбувається при досягненні міцності на розтяг:

$$\sigma_{t,t} = \begin{cases} E_0 \varepsilon & \text{при } \varepsilon_{t,tu} \leq f_{t,0,d} / E_0 \\ 0 & \text{при } \varepsilon_{t,tu} > f_{t,0,d} / E_0 \end{cases}, \quad (1)$$

де $\sigma_{t,t}$ – напруження при розтягуванні; E_0 – модуль пружності паралельно волокнам;

$f_{t,0,d}$ – розрахункова міцність деревини на розтяг паралельно волокнам;

ε – деформація розтягу.

Особливості роботи деревини на стиск враховані дволінійною залежністю [14], висхідна гілка якої підпорядковується закону Гука, а для лінійно спадаючої гілки вводиться від'ємний коефіцієнт, що приблизно дорівнює 10% від модуля пружності паралельно волокнам:

$$\sigma_{t,t} = \begin{cases} E_0 \varepsilon & \text{при } \varepsilon_{t,c1} \leq f_{c,0,d} / E_0 \\ f_{c,0,d} - 0.1 E_0 (\varepsilon - E_0 / f_{c,0,d}) & \text{при } \varepsilon_{t,tu} \leq f_{t,0,d} / E_0 \end{cases}, \quad (2)$$

де $\sigma_{t,t}$ – напруження при стисканні;

$f_{c,0,d}$ – розрахункова міцність деревини на стиск паралельно волокнам.

Повзучість деревини може бути врахована шляхом використання моделі пружно-в'язко-пластичного тіла [8], що враховує в'язкопружні та механіко-сорбційні властивості деревини:

$$\varphi_t(t) = \varphi_{tc}(t) + \varphi_{ims}(t), \quad (3)$$

де $\varphi_{tc}(t)$ – коефіцієнт в'язкопружної повзучості;

$\varphi_{ims}(t)$ – коефіцієнт механіко-сорбційної повзучості.

Коефіцієнт в'язкопружної повзучості визначається за формулою:

$$\varphi_{tc}(t) = at^b, \quad (4)$$

де t – час, дні;

a, b – емпіричні коефіцієнти, що залежать від виду деревини.

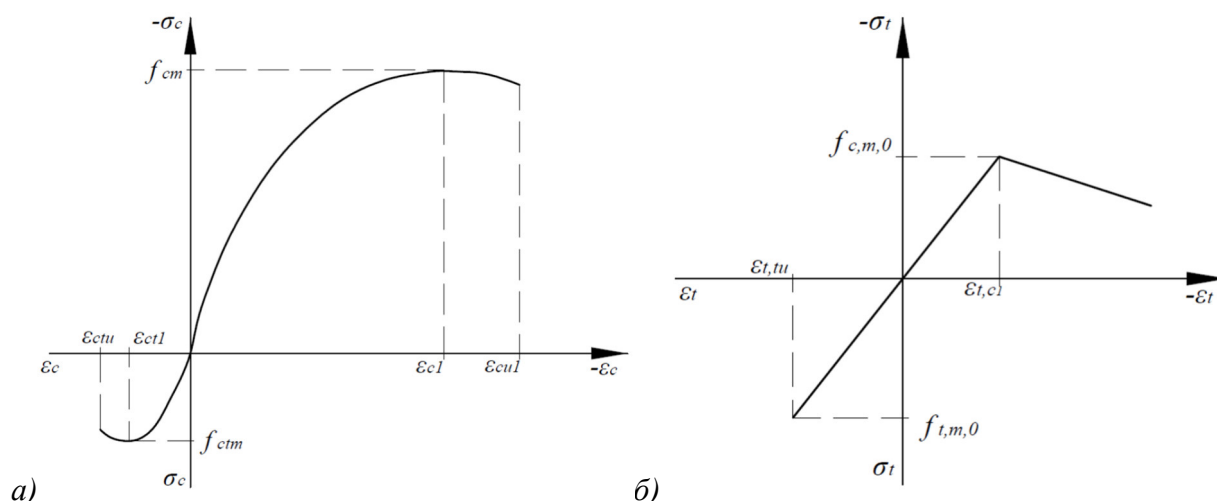


Рис. 1. Загальний вигляд діаграм деформування: а) бетону [12]; б) деревини [14]

Формула для коефіцієнта механіко-сорбційної повзучості має вигляд:

$$\varphi_{tms}(t) = \varphi_{tms,r}(t) + \varphi_{tms,i}(t), \quad (5)$$

де $\varphi_{tms,r}(t)$, $\varphi_{tms,i}(t)$ – коефіцієнти механіко-сорбційної повзучості, що враховують оборотні та необоротні деформації, відповідно:

$$\varphi_{tms,r}(t) = \varphi^{\infty} \left(1 - e^{-0.01cUt / \Delta t} \right), \quad (6)$$

$$\varphi_{tms,i}(t) = m_{ms} \Delta \tilde{U}, \quad (7)$$

де U – накопичення вологи деревиною протягом періоду часу Δt з урахуванням коливань відносної вологості середовища; Δt – проміжок часу, за який визначається накопичення коливань вологості деревини ($\Delta t = 365$ днів); φ^{∞} , c – емпіричні коефіцієнти, що залежать від виду деревини, $\Delta \tilde{U}$ – максимальний вміст вологи за період з моменту навантаження; m_{ms} – емпіричний коефіцієнт, що залежить від виду деревини.

При визначенні характеристик повзучості розглядалися умови середовища, що відповідають: класу експлуатації 1 (температура 20°C, річне коливання відносної вологості від 40 до 70% при переважному значенні RH1=55%); класу експлуатації 2 (температура 20°C, річне коливання відносної вологості від 40 до 90% при переважному значенні RH2=65%).

Для урахування характеру роботи матеріалів та повзучості в ПК ЛИРА був обраний простий кроковий метод. Повзучість бетону задавалася ступеневою залежністю (закон нелінійного деформування №41 в ПК ЛИРА) з використанням теоретичного коефіцієнту повзучості φ_0 та коефіцієнту β_H , що враховує відносну вологість та розмір елемента. Діаграма зміни коефіцієнта повзучості бетону приведена на рис. 2.

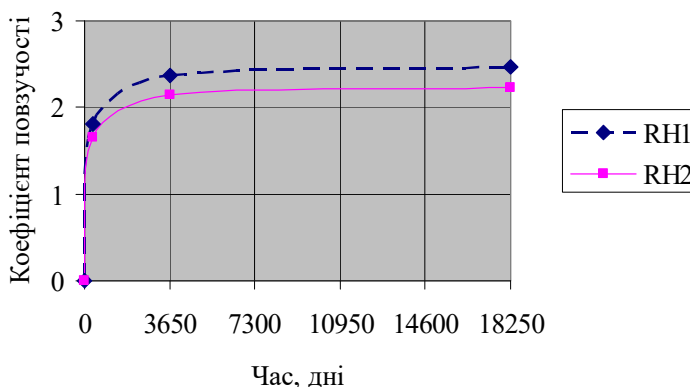


Рис. 2. Діаграма зміни коефіцієнта повзучості бетону ядра жорсткості при відносній вологості навколишнього середовища RH1=55% та RH2=65%

Повзучість деревини задавалася кусково-лінійною залежністю (закон нелінійного деформування №44 в ПК ЛИРА) шляхом введення коефіцієнтів повзучості $\varphi_i(t)$ для

відповідного терміну T . Для визначення характеристик повзучості деревини коефіцієнти у формулах (4) – (7) приймалися згідно експериментальних даних, приведених в роботах [8, 15]: для клеєної деревини з пиломатеріалів сосни $a=0,088$; $b=0,173$, $\varphi^\infty=0,9$; $c=5$, $m_{ms}=0$; для LVL $a=0,0071$; $b=0,38$, $\varphi^\infty=0,63$, $c=6,3$, $m_{ms}=0$.

Коливання вологості враховувались за методикою, запропонованою [15]. Для визначення накопичення вологи деревиною протягом року використовуються емпіричні залежності, які мають вигляд:

для класу експлуатації I

$$U_{SCI} = 0.0749e^{-0.0439P} + 0.0205e^{-0.00345P}; \quad (8)$$

для класу експлуатації II

$$U_{SCII} = 0.1811e^{-0.0442P} + 0.0451e^{-0.00355P}, \quad (9)$$

де U_{SCI} , U_{SCII} – накопичення вологи деревиною протягом року внаслідок коливань відносної вологості середовища; P – вологий периметр, який визначається як відношення площі поперечного перерізу до периметра, що зазнає впливу навколишнього середовища.

При розрахунках прийнято, що колони каркасу контактують з навколишнім середовищем по всім чотирьом сторонам, а балки – по двом бічним та нижній стороні. Діаграми зміни коефіцієнта повзучості клеєної деревини та LVL для умов розглянутих класів експлуатації приведені на рис. 3, 4.

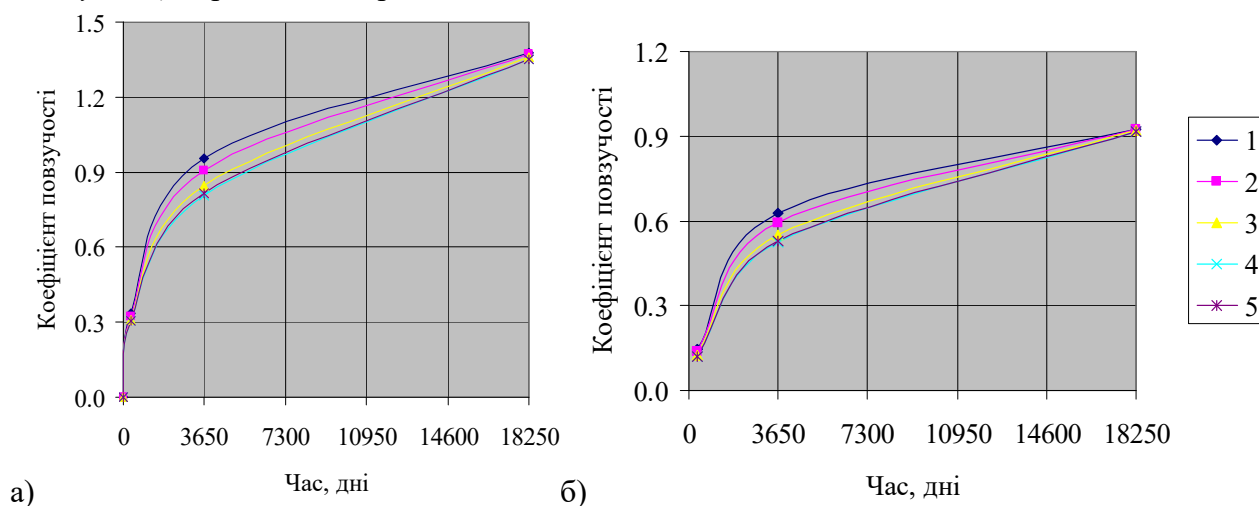


Рис. 3. Діаграма зміни коефіцієнта повзучості для класу експлуатації I (для колон 1 – 250x250 мм; 2 – 300x300 мм; 3 – 400x400 мм; 4 – 500x500 мм; 6 – для балок 300x600 мм): а) клеєної деревини; б) LVL

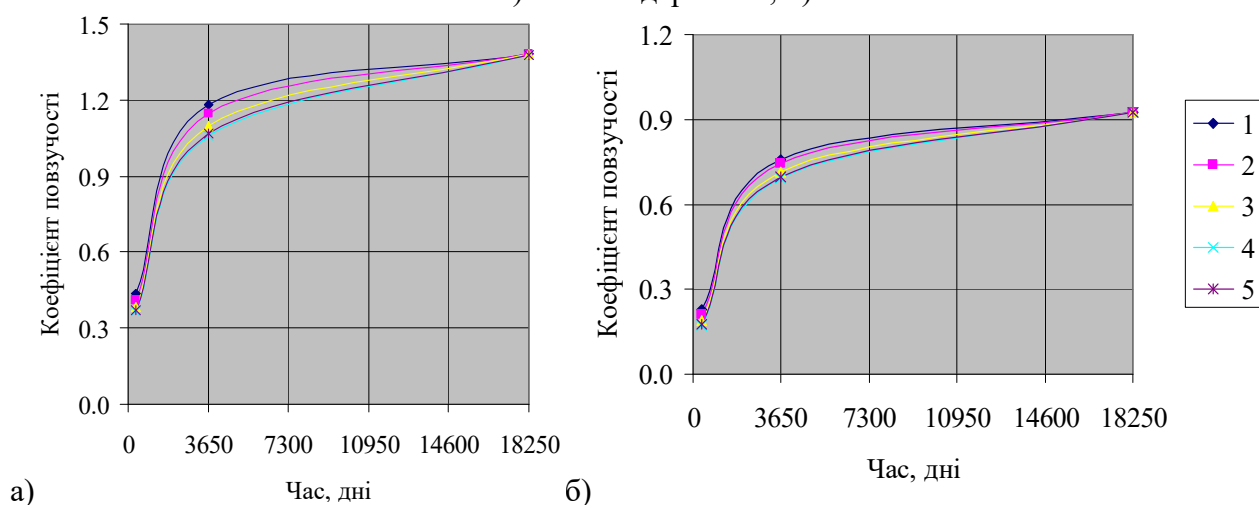


Рис. 4. Діаграма зміни коефіцієнта повзучості для класу експлуатації 2 (для колон 1 – 250x250 мм; 2 – 300x300 мм; 3 – 400x400 мм; 4 – 500x500 мм; 6 – для балок 300x600 мм): а) клеєної деревини; б) LVL

Результати досліджень. Результати розрахунків у вигляді максимальних вертикальних переміщень характерних точок каркасу для розглянутих варіантів будівель приведені в табл. 1-3.

Порівняльні графіки максимальних вертикальних переміщень колон та ядра жорсткості через 10 років для класу експлуатації 1 (RH1=55%) та класу експлуатації 2 (RH2=65%) приведені на рис. 5. Отримані значення поздовжніх зусиль в балках з клеєної деревини та LVL для розглянутих класів експлуатації приведені в табл. 4, 5.

Таблиця 1 – Максимальні вертикальні переміщення характерних точок колон каркасу з клеєної деревини для класу експлуатації 1

Кількість поверхів	Вертикальні переміщення, мм						
	пружна модель	клас експлуатації 1			клас експлуатації 2		
		з урахуванням повзучості через			з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років	1 рік	10 років	50 років
5	-3.472	-4.611	-6,749	-8.207	-4,957	-7,53	-8.221
10	-11.86	-18,186	-26,644	-32,41	-19,553	-29,732	-32,465
15	-14.564	-29.105	-42.777	-52.098	-31.313	-47.759	-52.186
20	-15.55	-32,579	-47,684	-57,98	-35,019	-53,2	-58,08

Таблиця 2 – Максимальні вертикальні переміщення характерних точок колон каркасу з LVL

Кількість поверхів	Вертикальні переміщення, мм						
	пружна модель	клас експлуатації 1			клас експлуатації 2		
		з урахуванням повзучості через			з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років	1 рік	10 років	50 років
5	-3.645	-4.248	-6.076	-6.649	-3.958	-5.616	-6.649
10	-12.451	-15.604	-22.162	-26.248	-16,751	-23,98	-26,248
15	-15.289	-24.930	-35.532	-42.136	-26.786	-38.47	-42.136
20	-16.325	-27,966	-39,68	-46,977	-30,016	-42,926	-46,977

Таблиця 3 – Максимальні вертикальні переміщення характерних точок ядра жорсткості

Кількість поверхів	Вертикальні переміщення, мм						
	пружна модель	клас експлуатації 1			клас експлуатації 2		
		з урахуванням повзучості через			з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років	1 рік	10 років	50 років
5	-0,049	-0,294	-0,345	-0,354	-0,287	-0,324	-0,332
10	-0,807	-2,255	-2,651	-2,719	-2,127	-2,487	-2,548
15	-1,637	-4,634	-5,452	-5,592	-4,37	-5,112	-5,239
20	-2,9	-7,839	-9,223	-9,459	-7,392	-8,648	-8,862

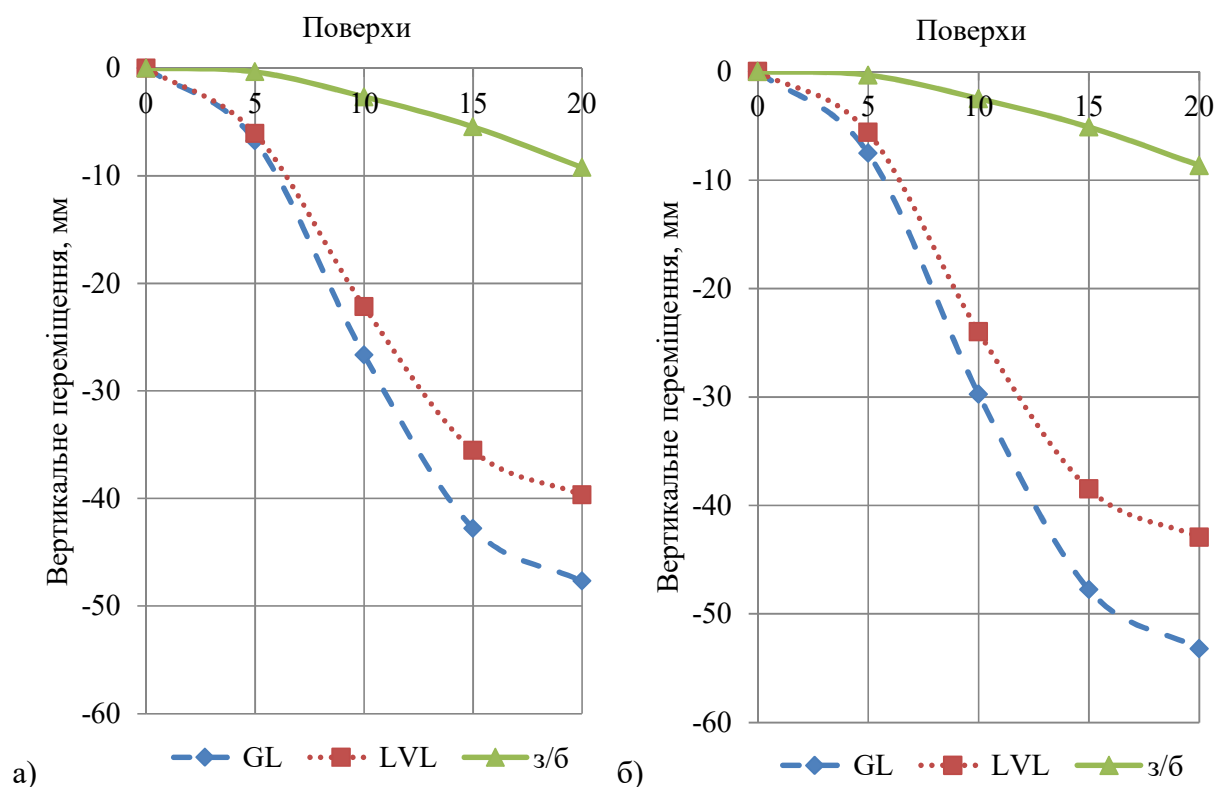


Рис. 5. Максимальні вертикальні переміщення колон та ядра жорсткості для класу експлуатації: а) 1 ($RH1 = 55\%$); б) 2 ($RH2 = 65\%$) (GL – клеєна деревина, LVL – клеєний шпон (LVL), 3/6 – залізобетонне ядро жорсткості)

Таблиця 4 – Значення розтягуючих поздовжніх зусиль в дерев'яних балках каркасу з клеєної деревини

Кількість поверхів	Значення розтягуючих поздовжніх зусиль, кН						
	пружна модель	клас експлуатації 1			клас експлуатації 2		
		з урахуванням повзучості через			з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років	1 рік	10 років	50 років
5	0.035	0.143	0,307	0.416	0.166	0.362	0.414
10	0.04	0.146	0.317	0.431	0.171	0.375	0.429
15	0.048	0.175	0.344	0.454	0.198	0.398	0.451
20	0.11	0.222	0.384	0.487	0.241	0.432	0.482

Таблиця 5 – Значення розтягуючих поздовжніх зусиль в балках каркасу з LVL

Кількість поверхів	Значення розтягуючих поздовжніх зусиль, кН						
	пружна модель	клас експлуатації 1			клас експлуатації 2		
		з урахуванням повзучості через			з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років	1 рік	10 років	50 років
5	0.033	0.094	0.223	0.3	0.116	0.257	0.3
10	0.038	0.095	0.229	0.31	0.117	0.262	0.308
15	0.046	0.126	0.258	0.337	0.146	0.29	0.334
20	0.105	0.18	0.309	0.382	0.194	0.333	0.375

Висновки. З отриманих даних видно, що протягом 50 років вертикальні переміщення, отримані з урахуванням повзучості порівняно з результатами для пружної моделі розрахунку, збільшуються в кілька разів, а саме: при умовах класу експлуатації 1 в 2,6-3,7 разів для колон з клеєної деревини; 1,8-3,1 рази для колон з LVL та 3,3-3,4 рази для залізобетонного ядра жорсткості; при умовах класу експлуатації 2 в 2,4-3,7 разів для колон з клеєної деревини; 1,8-2,9 рази для колон з LVL та 3,05-3,15 рази для залізобетонного ядра жорсткості.

Аналіз характеру деформування розглянутих варіантів каркасу будівлі показав, що величина вертикальних переміщень значно відрізняється для дерев'яних колон каркасу та залізобетонного ядра жорсткості. Нерівномірне деформування вертикальних конструкцій обумовлює перерозподіл зусиль між елементами каркасу, призводить до перекосу поверхових комірок та виникнення додаткових розтягуючих поздовжніх зусиль в балках перекриття.

Таким чином, при проектуванні багатопверхових деревозалізобетонних будівель із застосуванням матеріалів з різними деформаційними та реологічними характеристиками слід враховувати вплив даних параметрів на несучу здатність та експлуатаційну придатність як окремих конструктивних та оздоблювальних елементів, інженерно-технічних систем, так і будівлі в цілому. При цьому для врахування повзучості деревини слід використовувати реологічні моделі, які враховують вплив умов експлуатації на характеристики повзучості, зокрема модель пружно-в'язко-пластичного тіла. Рекомендованою також є розробка конструктивних рішень, спрямованих на мінімізацію або усунення ефектів нерівномірного деформування в вертикальній площині.

Література

1. Маслов Г.Н. Термонапряженное состояние в бетонных массивах с учетом ползучести бетона. *Изв. ВНИИГ*. Т. 28. 1940. С.175-178.
2. Арутюнян Н.Х. Ползучесть стареющих материалов. Ползучесть бетона. *Механика в СССР за 50 лет, т.3. МТТ*. 1972. С.155 - 202.
3. Chen P., Zheng W., Wang Y., Chang W. Analysis and Modelling of Shrinkage and Creep of Reactive Powder Concrete. *Applied Sciences*. 2018. Vol. 8(5): 732. [Електронний ресурс]: <https://doi.org/10.3390/app8050732> (дата звернення: 23.04.2022).
4. Ржаницын А.Р. Теоретические предпосылки к построению методов расчета деревянных конструкций во времени. *Исследования прочности и деформативности древесины*. 1956. С. 21-31.
5. Квасников Е.Н. Вопросы длительного сопротивления древесины и конструктивных материалов из дерева и слоистых пластиков. Л. 1972. 95 с.
6. Прокопович И.Е., Зедгенидзе В.А. Прикладная теория ползучести. М.: Стройиздат, 1980. 240 с.
7. Пятикрестовский К.П. Силовое сопротивление пространственных деревянных конструкций при кратковременных и длительных нагрузках: дис. ... д-ра техн. наук. М., 2011. 320 с.
8. Toratti, T. (1992). Creep of timber beams in a variable environment: PhD Thesis: Structural Engineering. University of Technology, Helsinki, 1992. 182 p.
9. Hanhijärvi A. Modelling of creep deformation mechanisms in wood. Espoo: VTT Technical Research Centre of Finland, 1995. 152 p.
10. ДБН В.2.6-161:2017. Дерев'яні конструкції. Основні положення [чинні від 2018-01-02]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2017. 111 с.
11. 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.
12. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення [чинні від 2011-01-07]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.

13. EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures -Part 1-1: General rules and rules for buildings [valid from 2004-12-23]. European Committee for Standardization, 2004. 230 p.
14. Theiler M. Stabilität von Axial auf Druck beanspruchten Bauteilen aus Vollholz und Brettschichtholz: Doctoral Thesis. ETH-Zürich. 2014. [Електронний ресурс]: <https://doi.org/10.3929/ethz-a-010273734> (дата звернення: 23.04.2022).
15. Granello G. Long-Term Behaviour of Post-tensioned Timber Structures: PhD Thesis: Earthquake Engineering. University of Canterbury, 2018. 226 p.

References

- [1] Maslov H.N. Termonapriazhennoe sostoianye v betonnykh massyvakh s uchetom polzuchesty betona. *Izv. VNIIG*. T. 28. 1940. pp.175-178.
- [2] Arutiunian N.Kh. Polzuchest stareiushchykh materyalov. Polzuchest betona. *Mekhanika v SSSR za 50 let, m.3. MTT*. 1972. pp.155 - 202.
- [3] Chen P., Zheng W., Wang Y., Chang W. Analysis and Modelling of Shrinkage and Creep of Reactive Powder Concrete. *Applied Sciences*. 2018. Vol. 8(5): 732. Available: <https://doi.org/10.3390/app8050732>. Accessed on: April 23, 2022.
- [4] Rzhanytsyn A.R. Teoretycheskye predposylky k postroyeniю metodov rascheta dereviannykh konstruktsiy vo vremeny. *Yssledovaniya prochnosty y deformatyvnyosty drevesyny*. 1956. pp. 21-31.
- [5] Kvasnykov E.N. Voprosy dlytelnoho soprotivleniya drevesyny y konstruktyvnykh materyalov yz dereva y sloystykh plastykov. L. 1972. 95 p.
- [6] Prokopovych Y.E., Zedhenydzе V.A. Prykladnaia teoriya polzuchesty. M.: Stroyizdat, 1980. 240 p.
- [7] Piatykrestovskiy K.P. Sylovoye soprotivleniye prostranstvennykh dereviannykh konstruktsiy pry kratkovremennykh y dlytelnykh nahruzkakh: dys. ... d-ra tekhn. nauk. M., 2011. 320 p.
- [8] Toratti, T. (1992). Creep of timber beams in a variable environment: PhD Thesis: Structural Engineering. University of Technology, Helsinki, 1992. 182 p.
- [9] Hanhijärvi A. Modelling of creep deformation mechanisms in wood. Espoo: VTT Technical Research Centre of Finland, 1995. 152 p.
- [10] DBN V.2.6-161:2017. Dereviyani konstruktsii. Osnovni polozhennia [valid from 2018-01-02]. Kyiv : Minrehion Ukrainy, 2017. 111 p.
- [11] DSTU-N B EN 1995-1-1:2010. Yevrokod 5. Proektuvannia dereviannykh 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.
- [12] DBN V.2.6-98:2009. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia [valid from 2011-01-07]. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2011. 71 p.
- [13] EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings [valid from 2004-12-23]. European Committee for Standardization, 2004. 230 p.
- [14] Theiler M. Stabilität von Axial auf Druck beanspruchten Bauteilen aus Vollholz und Brettschichtholz: Doctoral Thesis. ETH-Zürich. 2014. Available: <https://doi.org/10.3929/ethz-a-010273734>. Accessed on: April 23, 2022.
- [15] Granello G. Long-Term Behaviour of Post-tensioned Timber Structures: PhD Thesis: Earthquake Engineering. University of Canterbury, 2018. 226 p.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ДЕРЕВОЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

¹Шехоркина С.Е., д.т.н., доцент,

S_VT@ukr.net, ORCID: 0000-0002-4377-3746

¹Ковтун-Горбачова Т.А., к.т.н., доцент,

gorbacheva@mail.pgasa.dp.ua, ORCID: 0000-0002-0948-1299

¹Чабан В.П., к.т.н., доцент,

vpchl@ukr.net, ORCID: 0000-0002-02175504

¹Государственное высшее учебное заведение «Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры»

ул. Чернишевского, 24а, г. Днепр, 49600, Украина

Аннотация. Одним из современных направлений в строительстве является возведение многоэтажных зданий, в которых основная часть конструктивных элементов выполнена из древесины, а пространственная стабильность обеспечивается железобетонными диафрагмами или ядром жесткости. Возможной проблемой при применении различных материалов в несущих конструкциях является существенное отличие в деформационных характеристиках и воздействие ползучести.

В статье приводятся результаты теоретических исследований влияния ползучести бетона и древесины на напряженно-деформированное состояние деревожелезобетонных многоэтажных зданий. Для анализа принято квадратное в плане здание-прототип рамной каркасной системы с несущими деревянными конструкциями (клееная древесина и LVL) и железобетонным ядром жесткости. Количество этажей варьировалось от 5 до 20 (высота рассматриваемых вариантов 15-60 м). Для учета ползучести бетона была применена модель Eurocode EN 1992-1-1, для древесины – модель упруго-вязко-пластического тела Т. Toratti. При определении характеристик ползучести рассматривались условия, соответствующие классу эксплуатации 1 (относительная влажность 55%) и 2 (относительная влажность 65%).

В течение 50 лет значения вертикальных перемещений, полученные с учетом ползучести по сравнению с результатами для упругой модели, увеличиваются в несколько раз: при условиях класса эксплуатации 1 в 2,6-3,7 раз для колонн из клееной древесины; 1,8-3,1 раза для колонн из LVL и 3,3-3,4 раза для железобетонного ядра жесткости; при условиях класса эксплуатации 2 в 2,4-3,7 раз для колонн из клееной древесины; 1,8-2,9 раза для колонн из LVL и 3,05-3,15 раза для железобетонного ядра жесткости.

Анализ характера деформирования рассматриваемых вариантов каркаса показал, что величина вертикальных перемещений существенно различается для деревянных колонн и железобетонного ядра жесткости. Неравномерное деформирование вертикальных конструкций обуславливает перераспределение усилий между элементами каркаса, приводит к перекосу этажных ячеек и возникновению дополнительных продольных растягивающих усилий в балках перекрытия.

Ключевые слова: деревожелезобетонные многоэтажные здания, ползучесть, бетон, клееная древесина, LVL, перемещение.

INVESTIGATION OF THE CREEP EFFECT ON THE STRESS-STRAIN STATE ON TIMBER-REINFORCED CONCRETE MULTISTOREY BUILDINGS

¹**Shekhorkina S.Yev.**, Dr. Sc. (Tech.), Associate Professor,
S_VT@ukr.net, ORCID: 0000-0002-4377-3746

¹**Kovtun-Gorbachova T.A.**, Ph.D., Associate Professor,
gorbacheva@mail.pgasa.dp.ua, ORCID: 0000-0002-0948-1299

¹**Chaban V.** Ph.D., Associate Professor
vpchl@ukr.net, ORCHID: 0000-0002-02175504

*State Higher Educational Institution «Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and
Architecture»*

24a, Chernishevskogo street, Dnipro, 49600, Ukraine

Abstract. One of the modern directions in construction is the development of multistorey buildings, in which the main part of the structural elements is made of timber, and spatial stability is provided by reinforced concrete diaphragms or a stiffening core. A possible problem when using different materials in load-bearing structures is a significant difference in deformation characteristics and the effect of creep.

The article presents the results of theoretical studies of the effect of concrete and wood creep on the stress-strain state of timber-reinforced concrete multistorey buildings. A square in plan prototype building with a frame system, load-bearing timber structures (glued laminated timber and LVL) and a reinforced concrete stiffening core was taken for the analysis. The number of floors was varied from 5 to 20 (the height of the options under consideration was 15-60 m). To take into account the creep of concrete, the Eurocode EN 1992-1-1 model was used, and the T. Toratti model of an elastic-viscous-plastic body was adopted for timber. When determining the creep characteristics, the conditions corresponding to service class 1 (55% relative humidity) and 2 (65% relative humidity) were considered.

It has been established that during 50 years, the values of vertical displacements obtained taking into account creep increase several times compared to the results for the elastic model: under conditions of service class 1 by 2.6–3.7 times for laminated timber columns; by 1.8-3.1 times for LVL columns and by 3.3-3.4 times for reinforced concrete stiffening core; under the conditions of service class 2 by 2.4-3.7 times for laminated timber columns; by 1.8-2.9 times for LVL columns and by 3.05-3.15 times for reinforced concrete core.

An analysis of the nature of the deformation of the considered variants showed that the magnitude of vertical displacements differs significantly for timber columns and a reinforced concrete stiffening core. Non-uniform deformation of vertical structures causes a redistribution of forces between the frame elements, leads to a skew of the storey and the appearance of additional longitudinal tensile forces in the floor beams.

Keywords: timber-reinforced concrete multistorey buildings, creep, concrete, glued laminated timber, LVL, displacement.

УДК 624.012.4

doi:10.31650/2707-3068-2022-26-155-163

ВИЗНАЧЕННЯ ОПТИМАЛЬНОГО КРОКУ БАЛОК ДОЩАТОГО ПЕРЕКРИТТЯ¹Янін О.Є., к.т.н., доцент,

yanin_a@ukr.net, ORCID: 0000-0003-0230-8669

¹Новікова С.М., старший викладач,

novikova_svetla@ukr.net, ORCID: 0000-0003-0012-521X

¹Херсонський державний аграрно-економічний університет

вул. Стрітенська, 23, м. Херсон, 73006, Україна

Анотація. У статті наведені результати оптимізації кроку балок дерев'яного перекриття будівлі за критерієм мінімальних витрат матеріалу. Перекриття складається з паралельно розташованих дерев'яних балок прямокутного поперечного перерізу, на які укладається дощатий настил. Задача оптимізації вирішується виходячи з мінімізації сумарних витрат деревини на балки і дощатий настил. Для цього використовується цільова функція загального об'єму деревини для настилу і балок на одиницю площі перекриття. Проведені теоретичні дослідження і числовий експеримент показали, що можливо визначити крок балок дерев'яного перекриття, при якому сумарний об'єм деревини для нього буде мінімальним.

Ключові слова: дерев'яне перекриття, дощатий настил, крок балок, оптимізація, міцність, жорсткість, числовий метод, комп'ютерне середовище.

Вступ. У малоповерхових будівлях досить широко застосовують перекриття у вигляді дощатоного настилу по дерев'яних балках. Товщина дощок настилу і розміри поперечного перерізу балок при заданих діючих навантаженнях залежать від кроку балок. Крім того, від них залежать загальні витрати деревини на перекриття, які можна зменшити. При проектуванні дерев'яних елементів таких конструкцій, розміри балок і настилу визначають, виходячи з умов міцності окремо. Після цього перевіряють їх жорсткість. Насправді, геометричні розміри балки і дощатоного настилу взаємопов'язані. І такий зв'язок потребує подальшого вивчення. Він відкриває можливість оптимізації конструктивного рішення виходячи з критерію мінімізації витрат матеріалу.

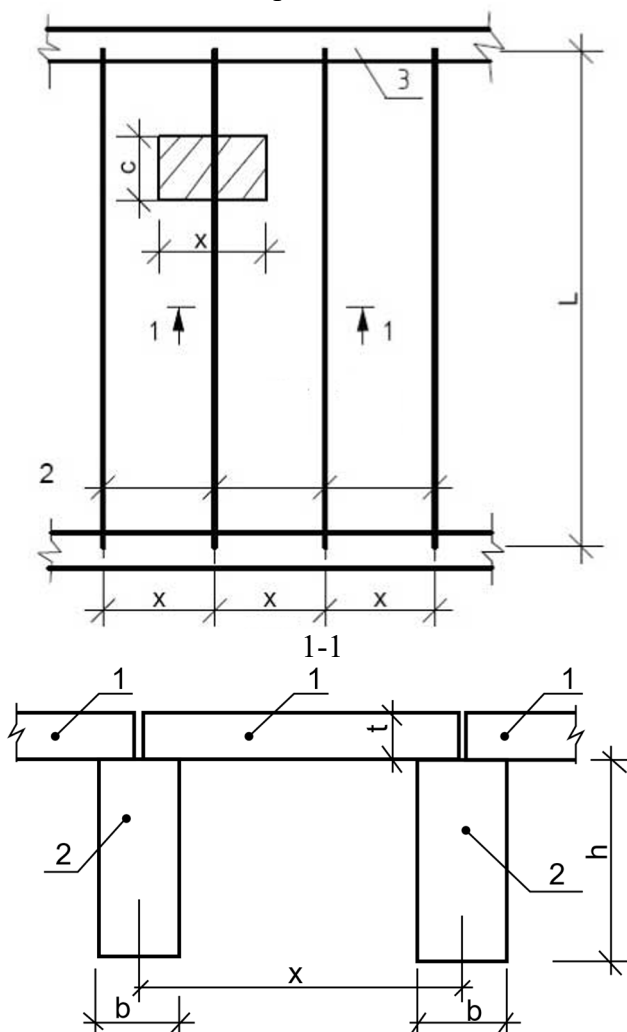
Аналіз останніх джерел досліджень і публікацій. Проблеми оптимального проектування елементів дерев'яних конструкцій, що працюють на згин вирішуються у ряді праць провідних вітчизняних та закордонних вчених [1-6]. У роботі [1] доведено, що застосування попереднього напруження дає змогу створювати оптимальні конструкції прямолінійних клеєних дерев'яних балок зниженої матеріаломісткості. При цьому ефект підвищення несучої здатності дерев'яної балки буде обмежений межею міцності на стиск матеріалу, з якого її виготовлено. У роботі [2] експериментально доведено, що армування дерев'яних балок металевою стрічковою арматурою дає змогу в двічі збільшити їх несучу здатність. Автори показали, що найбільш ефективним способом армування дерев'яних балок стрічковою арматурою є встановлення її вертикально в площині дії згинального моменту. Такий підхід відкриває можливість створити економічно вигідне оптимальне дерев'яне перекриття. У роботі [3] обґрунтована економічна ефективність одностороннього армування клеєної дерев'яної балки з відносно невисоким відсотком. Автори обґрунтували, що для зниження значень дотичних напружень доцільним є додаткове похиле армування в зонах опор. При цьому, в окремих випадках для зниження деформативності, підвищення несучої здатності конструкцій або при обмеженні будівельної висоти оптимальним є армування зовнішніх зон балок, що працюють на згин. В роботі [7] наведені результати оптимізації кроку сталевих балок у балочній клітці спрощеного типу, коли на вертикальні несучі конструкції (стіни, колони) спираються балки двотаврового профілю. Оптимальний крок балок підбирався таким чином, щоб сумарні витрати сталі на балки і настил були мінімальними. На підставі проведених теоретичних досліджень запропонована методика рішення задачі оптимізації.

Аналогічну методику можна застосувати для дерев'яної балки. В цілому існує певний брак публікацій на тему оптимізації параметрів дерев'яного перекриття за критерієм мінімальних витрат матеріалу.

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. Якщо крок балок дерев'яного перекриття відносно малий, то розміри їх поперечного перерізу визначаються умовою жорсткості при певному запасі міцності, що приводить до зайвих витрат матеріалу. У випадку, коли цей крок відносно великий, виникає потреба у достатньо масивному дощатому настилі по балках для забезпечення жорсткості. Отже, повинен існувати певний оптимальний крок балок, який відповідав би мінімальним витратам деревини. Тому, доцільним є дослідження способів оптимізації схеми розміщення балок у плані за критерієм мінімальних витрат матеріалу.

Постановка завдання. Розглянемо перекриття у вигляді паралельно розташованих дерев'яних балок прямокутного поперечного перерізу. На них укладається дощатий настил (рис. 1).

В рамках вирішення задачі оптимізації за критерієм мінімальних витрат матеріалу, будемо визначати крок балок $X = X_0$, при якому сумарні витрати деревини на балки і дощатий настил є мінімальними. Це потребує введення цільової функції об'єму деревини на одиницю площі перекриття. Вона залежить від X . Використовуючи методику знаходження мінімуму функцій, будемо визначати оптимальний крок балок X_0 .



1 – дощатий настил; 2 – дерев'яні балки прямокутного поперечного перерізу;
3 – вертикальні несучі конструкції

Рис. 1. Схема дерев'яного перекриття

Основний матеріал і результати. Сумарні витрати деревини на балки і дощатий настил знайдемо для прямокутної ділянки перекриття, шириною X і довжиною C (див.рис.1). Вона є частиною вантажної площі балки. Ці витрати складають

$$V_1 = tcx + bhc, \quad (1)$$

де t – товщина дощатого настилу;

b і h – відповідно ширина і висота прямокутного поперечного перерізу балки (рис.1).

Витрати деревини на одиницю площі перекриття (в см)

$$V = \frac{V_1}{cx} = t + \frac{bh}{x}. \quad (2)$$

В останній формулі від невідомого кроку балок X залежать розміри t , b і h . Їх треба виразити через X . Для спрощення рішення задачі приймемо, що відношення $\frac{b}{h} = k$. Тоді $b = kh$. Величину k будемо вважати заданою та незалежною від X .

Розрахункове граничне погонне навантаження на дощатий настил уздовж його прольоту X у межах ширини C

$$q_n = (q_1 + \gamma)C, \quad (3)$$

де q_1 – розрахункове граничне корисне навантаження на одиницю площі перекриття;

γ – розрахункова питома вага деревини, кН/м³.

Будемо виходити з того, що товщина настилу підбирається виходячи з умови міцності за нормальними напруженнями від згину згідно з формулами (9.15) і (9.16) [8]:

$$\frac{M_{y,d,n}}{f_{m,y,d}W_{y,d,n}} \leq 1. \quad (4)$$

де $f_{m,y,d}$ – розрахункове значення міцності деревини при згині;

$M_{y,d,n}$ – максимальний згинальний момент посередині прольоту настилу при шарнірному обпиранні по розрізній схемі:

$$M_{y,d,n} = \frac{q_n X^2}{8} = \frac{(q_1 + \gamma)CX^2}{8}; \quad (5)$$

$W_{y,d,n}$ – момент опору поперечного перерізу стрічки настилу, шириною C у вертикальній площині згину

$$W_{y,d,n} = \frac{Ct^2}{6}. \quad (6)$$

Після підстановки $M_{y,d,n}$ і $W_{y,d,n}$ з формул (5) і (6) в умову (4) отримаємо вираз, який зв'язує X і t

$$4f_{m,y,d}t^2 - 3X^2\gamma - 3X^2q_1 \geq 0. \quad (7)$$

Рішення цієї нерівності другого ступеню відносно товщини дощатого настилу t у позитивній області значень має вигляд [9]:

$$t \geq \frac{3X^2\gamma}{8f_{m,y,d}} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{16f_{m,y,d}q_1}{3X^2\gamma^2}} \right). \quad (8)$$

Якщо в умові міцності (4) поставити знак рівності, то функціональна залежність t від X на підставі формули (8) запишеться у наступному вигляді:

$$t_{(X)} = \frac{3X^2\gamma}{8f_{m,y,d}} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{16f_{m,y,d}q_1}{3X^2\gamma^2}} \right). \quad (9)$$

Розрахункове граничне погонне навантаження на балку уздовж її прольоту L при ширині вантажної площі X

$$q_{\delta} = (q_1 + \pi)X + bh\gamma. \quad (10)$$

Будемо виходити з того, що розміри поперечного перерізу балки визначаються виходячи з умови міцності за нормальними напруженнями від згину згідно з формулами (9.15) і (9.16) [8]:

$$\frac{M_{y,d,\delta}}{f_{m,y,d}W_{y,d,\delta}} \leq 1. \quad (11)$$

де $M_{y,d,\delta}$ – максимальний згинальний момент посередині прольоту балки при шарнірному обпиранні по розрізній схемі:

$$M_{y,d,\delta} = \frac{q_{\delta}L^2}{8} = \frac{[(q_1 + \pi)X + kh^2\gamma]L^2}{8}; \quad (12)$$

$W_{y,d,n}$ – момент опору поперечного перерізу балки у вертикальній площині згину

$$W_{y,d,\delta} = \frac{kh^3}{6}. \quad (13)$$

Після підстановки $M_{y,d,\delta}$ і $W_{y,d,\delta}$ з формул (12) і (13) в умову (11) отримаємо вираз, який зв'язує X і h

$$4f_{m,y,d}kh^3 - 3ktL^2h^2 - 3X(q_1 + \pi) \geq 0. \quad (14)$$

Цей вираз являє собою нерівність третього ступеню відносно невідомої висоти балки h . Його рішення пов'язане зі значними алгебраїчними труднощами [9]. Тому задачу доцільно вирішувати числовим методом у комп'ютерному середовищі *MathCAD*. Для прикладу приймемо наступні вихідні дані:

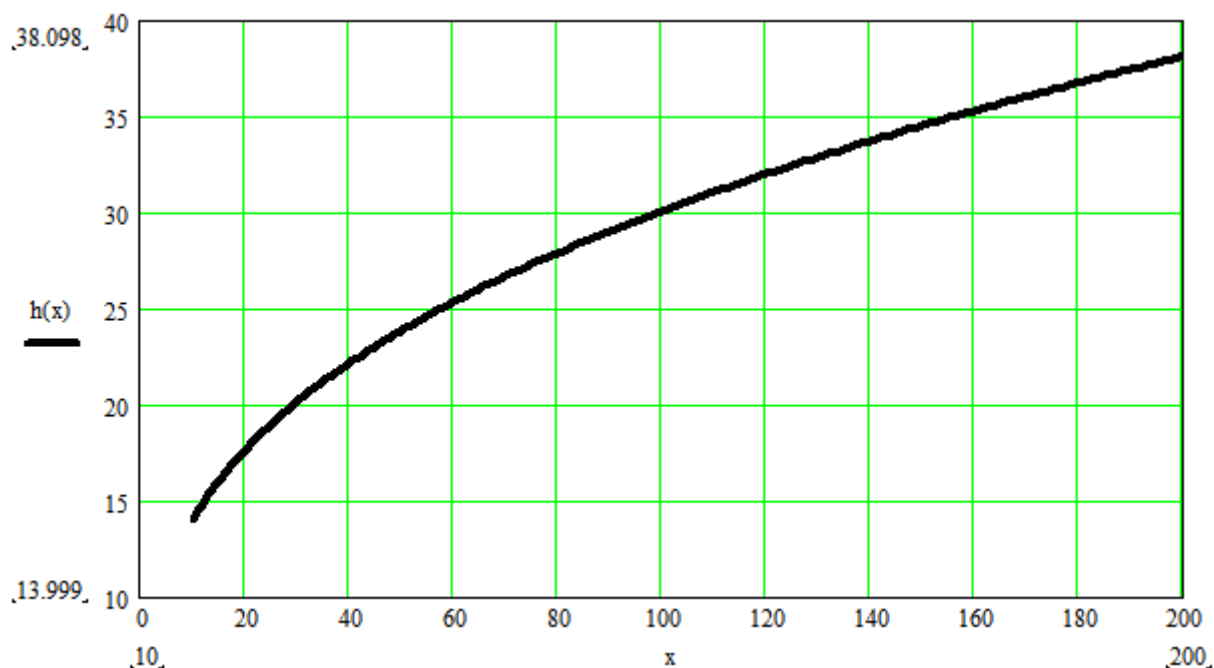
$$f_{m,y,d} = 13 \text{ МПа}; q_1 = 20 \text{ кПа}; L = 5 \text{ м}; \gamma = 5 \text{ кН/м}^3; \kappa = 1/6.$$

Функціональну залежність h від X отримаємо на підставі рішення рівняння міцності за нормальними напруженнями від згину згідно з формулами (9.15) і (9.16) [8]:

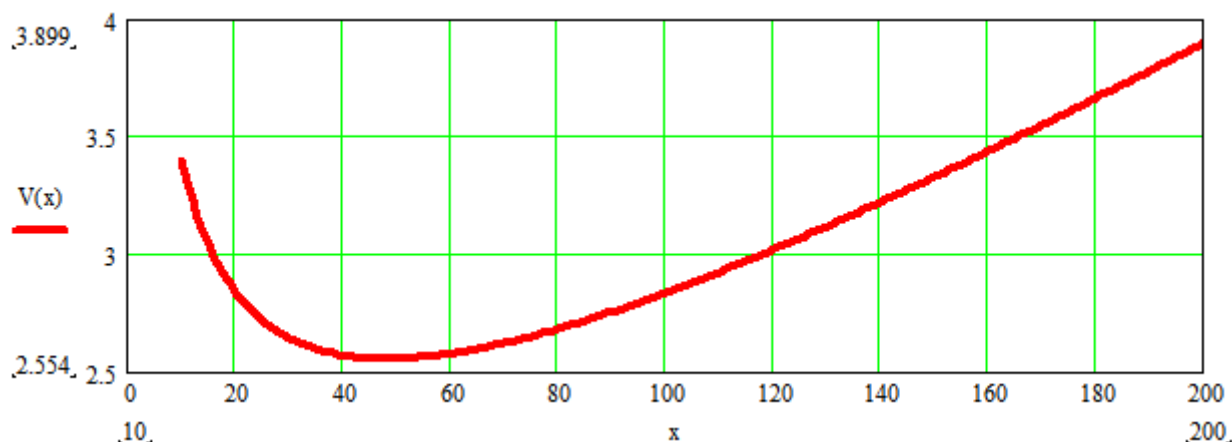
$$\frac{M_{y,d,\delta}}{f_{m,y,d}W_{y,d,\delta}} = 1. \quad (15)$$

З аналізу формули (12) можна зробити висновок, що $M_{y,d,\delta}$ залежить від невідомих змінних величин t , X і h . Функціональну залежність t від X приймаємо згідно з формулою (9). Тоді, максимальний згинальний момент посередині прольоту балки $M_{y,d,\delta}$ буде залежати тільки від X і h . Момент опору поперечного перерізу $W_{y,d,n}$ залежить від невідомого h . Отже, вираз (15) являє собою неявну функцію h від X (див. формулу (14)). Для отримання потрібної залежності $h_{(X)}$ доцільно скористатись для формули (15) операторами **Given-Find** у комп'ютерному середовищі *MathCAD*. При наведених вище вихідних даних, графік залежності $h_{(X)}$ має вигляд, наведений на рис. 2.

Величину V можна розглядати як приведену товщину перекриття у цілому. Шляхом трасування графіку цільової функції можна отримати оптимальний крок балок $X = X_0$, який відповідає мінімальному значенню цієї функції. При вихідних даних, що розглядаються, $X_0 = 48 \text{ см}$ (рис. 3).

Рис. 2. Графік залежності $h(x)$ (h і X в см)

Після підстановки знайдених залежностей $t(x)$ і $h(x)$ в формулу (2) у комп'ютерному середовищі *MathCAD*, отримаємо цільову функцію витрат деревини на одиницю площі перекриття V , що залежить від кроку балок X . Її графік при наведених вище вихідних даних показаний на рис. 3.

Рис. 3. Графік цільової функції витрат деревини на одиницю площі перекриття $V(x)$ (V і X в см)

Оптимальний крок балок X_0 визначався на підставі забезпечення міцності настилу і балок за нормальними напруженнями від згину. При цьому жорсткість настилу і балок може виявитись не забезпеченою.

Тому, треба визначити, при яких значеннях кроку X жорсткість конструкцій забезпечена для випадку рівності правої і лівої частин умови міцності за нормальними напруженнями від згину. З метою спрощення розрахунків будемо враховувати тільки корисне навантаження на одиницю площі перекриття q_1 .

З формул (9.15) і (9.16) [8] випливає, що у граничному стані за міцністю для середини прольоту

- для стрічки дощатого настилу, шириною C :

$$\frac{6q_1CX^2}{8f_{m,y,d}Ct^2} = 1; \quad (16)$$

- для балок:

$$\frac{6q_6L^2}{8f_{m,y,d}kh^3} = 1. \quad (17)$$

Згідно з п.10.2 [8] умова жорсткості має вигляд:

- для стрічки дощатого настилу, шириною C :

$$\frac{5 \frac{q_1}{\gamma_{fm}} CX^4}{32E_{0,mean}Ct^3} \leq \frac{X}{n_0}; \quad (18)$$

- для балок

$$\frac{5 \frac{q_6}{\gamma_{fm}} L^4}{32E_{0,mean}kh^4} \leq \frac{L}{n_0}. \quad (19)$$

де $1/n_0$ – граничний відносний прогин настилу і балки перекриття, які працюють по схемі балки на двох опорах;

$E_{0,mean}$ – модуль пружності деревини вздовж волокон;

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним навантаженням.

У виразах (16) і (18), які відносяться до дощатого настилу, невідомою є його товщина t . З рівняння (16):

$$t = \frac{X}{2} \sqrt{\frac{3q_1}{f_{m,y,d}}}; \quad (20)$$

Після підстановки t з формули (20) в умову жорсткості стрічки дощатого настилу (18) будемо мати:

$$\frac{12\gamma_{fm}E_{0,mean}}{5n_0} \sqrt{\frac{3q_1}{f_{m,y,d}^3}} \geq 1. \quad (21)$$

У виразах (17) і (19), які відносяться до балки, невідомою є її висота h . З рівняння (17):

$$h = \sqrt[3]{\frac{3q_6L^2}{4f_{m,y,d}k}}. \quad (22)$$

Після підстановки h з формули (22) в умову жорсткості балки (19) будемо мати:

$$L \leq \frac{81 \cdot 128}{125} \frac{q_6 \gamma_{fm}^3 E_{0,mean}^3}{kn_0^3 f_{m,y,d}^4}. \quad (23)$$

З урахуванням того, що $q_6 = q_1X$, умову (23) можна перетворити до наступного виду:

$$X \geq \frac{125}{81 \cdot 128} \frac{L k n_0^3 f_{m,y,d}^4}{q_1 \gamma_{fm}^3 E_{0,mean}^3} . \quad (24)$$

Висновки. На підставі аналізу умов жорсткості стрічки дощатого настилу (21) і балки (24), можна зробити висновок, що ці умови забезпечується при відносно малій величині розрахункового значення міцності деревини при згині $f_{m,y,d}$. Тому, при проектуванні дерев'яного балочного перекриття з оптимальним кроком балок, доцільно використовувати деревину відносно малої міцності.

Проведені теоретичні дослідження і числовий експеримент показали, що можливо визначити крок балок дерев'яного перекриття, при якому сумарний об'єм деревини на нього буде мінімальним. При цьому, виникає необхідність у використанні комп'ютерного середовища.

У подальших дослідженнях можна використати цільову функцію приведених витрат, яка враховує витрати під час експлуатації.

Література

1. Кульман С. М., Бугаєнко Я. П., Бойко Л. М., Загурський Й. В. Дослідження феномену попереднього напруження дерев'яних клеєних балок. *Науковий вісник НЛТУ України*, 2019, т. 29, № 5. С. 97-102.
2. Башинський О.І., Боднарчук Т.Б., Пелешко М.З. Несуча здатність та вогнестійкість дерев'яних балок армованих зовнішньою стрічковою арматурою *Вісник Львівського державного університету безпеки життєдіяльності*. 2014 №9. С. 184-189.
3. Фурсов В.В., Пурызданхах М. Экспериментальное исследование натуральных балок из клееной древесины. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського*. 2013. Випуск 12. С. 71-77.
4. Бояджі А.О., Бойко А.В., Стоянов В.О. Застосування дерев'яних двотаврових балок з вузлами з трубчастих сталевих елементів у конструкціях кружально-стігчастих склепінь *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. 2020, Вип. 24. С. 19-27.
5. Гілодо О.Ю., Арсірій А.М., Кітаєв А.А., Гуренко В.І. Підсилені дерев'яні двотаври в малоповерховому будівництві. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. 2019, Вип. 23. С. 18-23.
6. Стоянов В.В. Экспериментальные исследования двутавровых деревянных балок. *Современные строительные конструкции из металла и древесины*. 2005. Ч. 1: С. 208-213.
7. Янін О.Є., Новікова С.М. Підбір раціонального кроку балок настилу для балочної клітки спрощеного типу. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. 2019, Вип. 23. С. 96-103.
8. ДБН В.2.6 – 161:2017. Дерев'яні конструкції. Норми проектування. [чинні від 2015-01-01]. К.: Мінрегіон України, 2017. 117 с. (Державні будівельні норми України).
9. Бронштейн И.Н., Семендяев К.А. Справочник по математике для инженеров и учащихся втузов. М.: ОГИЗ, 1945. 556 с.

References

- [1] Kul'man S. M., Buhayenko YA. P., Boyko L. M., Zahurs'kyu Y. V. Doslidzhennya fenomenu poperedn'oho napruzhennya derev'yanykh kleyenykh balok. *Naukovyy visnyk NLTU Ukrayiny*, 2019, t. 29, № 5. S.97-102.
- [2] Bashyns'kyu O.I., Bodnarchuk T.B., Peleshko M.Z. Nesucha zdatnist' ta vohnestiykist' derev'yanykh balok armovanykh zovnishn'oyu strichkovoyu armaturoyu *Visnyk L'vivs'koho derzhavnogo universytetu bezpeky zhyttyedyal'nosti*, 2014 №9. S. 184-189.

- [3] Fursov V.V., Puryazdankhakh M. Ёksperimental'noe yssledovanye naturnykh balok yz kleenoy drevesyny. *Zbirnyk naukovykh prats' Ukrayins'koho instytutu stalevykh konstruktsiy imeni V.M. Shymanovs'koho*, 2013. Vypusk 12. S.71-77.
- [4] Boyadzhi A.O., Boyko A.V., Stoyanov V.O. Zastosuvannya derev'yanykh dvotavrovykh balok z vuzlamy z trubchastykh stalevykh elementiv u konstruktsiyakh kruzhal'nositchastykh sklepin' *Suchasni budivel'ni konstruktsiyi z metalu ta derevyny*. 2020, Vyp. 24. Odesa, Ukrayina: S. 19-27.
- [5] Hilodo O.YU., Arsiriy A.M., Kitayev A.A., Hurenko V.I. Pidsyleni derev"yani dvotavry v malopoverkhovomu budivnytstvi. *Suchasni budivel'ni konstruktsiyi z metalu ta derevyny*. 2019, Vyp. 23. Odesa, Ukrayina: S. 18-23.
- [6] Stoyanov, V. V. Ёksperimental'nye yssledovanyya dvutavrovykh derevyannykh balok. *Sovremennye stroitel'nye konstruktsyy yz metalla y drevesyny*. 2005. CH. 1: C. 208-213.
- [7] Yanin O.YE., Novikova S.M. Pidbir ratsional'noho kroku balok nastylu dlya balochnoyi klitky sproshchenoho typu. *Suchasni budivel'ni konstruktsiyi z metalu ta derevyny*. 2019, Vyp. 23. Odesa, Ukrayina: S. 96-103.
- [8] DBN V.2.6 – 161:2017. Derev"yani konstruktsiyi. Normy proektuvannya. [chynni vid 2015-01-01]. K.: Minrehion Ukrayiny, 2017. 117 s. (Derzhavni budivel'ni normy Ukrayiny).
- [9] Bronshteyn Y.N., Semendyaev K.A. *Spravochnik po matematyke dlya ynzhenerv y uchashchyhsya vtuzov*. M.: OHYZ, 1945. 556 s.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОПТИМАЛЬНОГО ШАГА БАЛОК ДОЩАТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

¹Янин А.Е., к.т.н., доцент,

yanin_a@ukr.net, ORCID: 0000-0003-0230-8669

¹Новикова С.Н., старший преподаватель,

novikova_svetla@ukr.net, ORCID ID 0000-0003-0012-521X

¹Херсонский государственный аграрно-экономический университет
ул. Стритенская, 23, г. Херсон, 73006, Украина

Аннотация. В статье приведены результаты оптимизации шага балок деревянного перекрытия здания по критерию минимального расхода материала. Перекрытие состоит из параллельно расположенных деревянных балок прямоугольного поперечного сечения, на которые укладывается дощатый настил.

Задача оптимизации решается исходя из минимизации суммарного расхода древесины на балки и дощатый настил. Для этого используется целевая функция общего объема древесины для настила и балок на единицу площади перекрытия. Она представляет собой приведенную толщину перекрытия. В качестве аргумента целевой функции принят шаг балок. На основе использования методики нахождения минимума функции, определяется оптимальное значение аргумента.

Показано, что целевая функция зависит от неизвестных размеров прямоугольного поперечного сечения балок и толщины дощатого настила. Они определяются на основании решения условий прочности по нормальным напряжениям от изгиба для настила и балок. Для упрощения решения задачи принято, что отношение ширины сечения балок к их высоте является заданной величиной, не зависящей от шага балок. В этом случае неизвестными остаются только высота балки и толщина дощатого настила.

При решении условия прочности для балки возникла необходимость решения неравенства третьей степени относительно неизвестной высоты балки. Чтобы избежать значительных алгебраических трудностей, предложено решать задачу численным методом в компьютерной среде MathCAD. При конкретных значениях исходных данных построен график целевой функции расхода древесины на единицу площади перекрытия и путем трассировки определен ее минимум, который соответствует оптимальному шагу балок.

Вияснено, при яких значеннях шага балок, жесткость конструкций обеспечена для случая равенства правой и левой частей условия прочности по нормальным напряжениям от изгиба. Получены соответствующие условия, анализ которых показал, что конструкции будут достаточно жесткими при относительно малой величине расчетного значения прочности древесины при изгибе. На этом основании дана рекомендация использовать древесину относительно малой прочности при проектировании деревянного балочного перекрытия с оптимальным шагом балок. Проведенные теоретические исследования и числовой эксперимент показали, что существует возможность определить шаг балок деревянного перекрытия, при котором суммарный объем древесины для него будет минимальным.

Ключевые слова: деревянное перекрытие, дощатый настил, шаг балок, оптимизация, прочность, жесткость, численный метод, компьютерная среда.

DETERMINATION OF THE OPTIMAL BEAMS STEP FOR THE WOOD FLOOR

¹Yanin A.E., PhD, Assistant Professor,
yanin_a@ukr.net, ORCID ID 0000-0003-0230-8669

¹Novikova S.N., Senior Lecturer,
novikova_svetla@ukr.net, ORCID ID 0000-0003-0012-521X

¹Kherson State Agrarian and Economic University,
23, Stritenska street, Kherson, 73006, Ukraine

Abstract. The article presents the results of optimization of the beams step of the building wooden floor according to the criterion of the minimum material consumption. The slab consists of parallel wooden beams of rectangular cross-section, on which the boardwalk is laid.

The optimization problem is solved proceeding from the minimization of the total wood consumption for beams and boardwalk. For this, the target function of the total volume of timber for flooring and beams per unit floor area is used. It represents the reduced thickness of the slab. The step of the beams is taken as an argument to the objective function. Based on the use of the method for finding the minimum of a function, the optimal value of the argument is determined.

It is shown that the objective function depends on the unknown dimensions of the rectangular cross-section of the beams and the thickness of the boardwalk. They are determined based on the solution of the strength condition by normal stresses for the boardwalk and beams. To simplify the solution of the problem, it is assumed that the ratio of the width of the section of the beams to their height is a given value that does not depend on the step of the beams. In this case, only the height of the beam and the thickness of the boardwalk remain unknown.

When solving the strength condition for the beam, it became necessary to solve the third degree inequality with respect to the unknown beam height. To avoid significant algebraic difficulties, it is proposed to solve the problem by a numerical method in the MathCAD computer environment. For specific values of the initial data, a graph of the objective function of wood consumption per unit of floor area was built and, by tracing, its minimum was determined, which corresponds to the optimal step of the beams.

It was found at what values of the beams step, the rigidity of the structures is ensured for the case of equality of the right and left sides of the strength condition by normal stresses from bending. The corresponding conditions are obtained, the analysis of which has shown that the structures will be quite rigid at a relatively small value of the wood strength in bending. On this basis, a recommendation has been made to use relatively low strength timber in the design of wooden floors with an optimal beam step. The performed theoretical studies and a numerical experiment showed that it is possible to determine the beams step of a wooden floor, at which the total volume of wood for it will be minimal.

Key words: wooden floor, boardwalk, beam step, optimization, strength, rigidity, numerical method, computer environment.

ЗМІСТ

Беланович А., Стімац Грандіч І., Франоліч Ф.

Дерев'яні пішохідні мости – валоризація параметричного аналізу щодо оптимізації компоновки балкових мостів 5

Бульян Н., Беланович А., Туркулін Н.

Дерев'яна навісна стіна – іноваційна система зі стуктурним склінням як єдина уніфікована огорожуюча конструкція 15

Дзюба С.В., Коршак О.М., Михайлов О.О.

Параметри, визначаючі ступень необхідного зовнішнього поперечного фібропластикового армування металевих циліндричних резервуарів 15

Дзюба С.В., Коршак О.М., Михайлов О.О.

Експериментальні дослідження елементів металевих циліндричних конструкцій, посиленних зовнішнім поперечним вуглецево-пластиковим армуванням 33

Гілодо О.Ю., Коломійчук Г.П., Коломійчук В.Г., Арсірій А.М.

Аналіз досліджень по підвищенню стійкості до вибухів з'єднань у дерев'яних конструкціях 44

Кроло П.

Застосування моделі гістерезисної огинаючої для болтового з'єднання сталевій балки з колоною 55

Купченко Ю.В., Сінгаївський П.М., Коршак О.М.

Визначення раціональної схеми решітки поперечної в'язевої ферми по нижнім поясам ферм покриття промислових будівель 63

Сьоміна Ю.А., Агасєва О.А.

Деформативність сталевій арматури за дії циклічного навантаження 72

Войнар А., Слечка Л.

Методи аналізу каркасних конструкцій відповідно Єврокоду EN 1993-1-1 78

Гомон П.С., Поліщук М.В.

Прогини підсилених та невідсилених балок прямокутного перерізу з клеєної деревини 88

Карпюк І.А.

Особливості деформування, руйнування та розрахунку пошкоджених базальтобетонних балок, підсилених вуглепластиковим полотном 97

Клименко Є.В., Максютя О.В.

Сталева обойма, як експресметод підсилення залізобетонних пошкоджених колон 115

Онищенко А.М., Гібаленко О.М., Гібаленко В. А.

Оцінка корозійної захищеності конструкцій та споруд за фактичним станом 128

Пічугін С.Ф., Дмитренко А.О., Оксененко К.О.

Експериментальне дослідження елементів конструкції металевих спірально-фальцевих силосів 135

Шехоркіна С.Є., Ковтун-Горбачова Т.А., Чабан В.П.

Дослідження Впливу повзучості на напружено-деформований стан деревозалізобетонних багатоповерхових будівель 145

Янін О.Є., Новікова С.М.

Визначення оптимального кроку балок дощатого перекриття 155

CONTENTS

Bjelanović A., Štimac Grandić I., Franolić F.

Timber footbridges – valorization of parametric analysis in optimization of layout of beam bridges 5

Buljan N., Bjelanović A., Turkulin H.

Timber curtain wall – innovative structurally glazed unitised system for building envelopes 15

Dziuba S.V., Korshak O.M., Mikhailov O.O.

Parameters determining the degree of the required external transversal frp reinforcement of metal cylindrical tanks 25

Dziuba S.V., Korshak O.M., Mikhailov O.O.

Experimental studies of elements of metal cylindrical structures strengthened by external transversal cfrp reinforcement 33

Gilodo A.Y., Kolomiychuk G.P., Kolomiichuk V.G., Arsiriy A.M.

Analysis of studies on increasing the explosion resistance of connections in wooden structures 44

Krolo P.

Application of hysteresis envelope model to steel beam-to-column bolted joint 55

Kupchenko Y.V., Singayevsky P. M., Korshak O.M.

The rational scheme definition of the crosstrussweb along the bottom chord of industrial buildingtrusses 63

Somina Yu.A., Ahaieva O.A.

Deformability of steel reinforcement under the action of cyclic loading 72

Wojnar A., Śleczka L.

Methods of analysis of frame structures according to the Eurocode EN 1993-1-1 78

Gomon P., Polishchuk M.

Deflections of reinforced and non-reinforced beams of rectangular section of glued wood 88

Karpiuk I.

Features of deformation, destruction and calculation of damaged basalt concrete beams reinforced with carbon fiber cloth 97

Klymenko Ye.V., Maksiuta E.V.

Steel clamp as express method of reinforcement of reinforced concrete damaged columns 115

Onyshchenko A.M., Gibalenko O.M., Gibalenko V.A.

Evaluation the corrosion protection of structures by actual condition 128

Pichugin S.F., Dmytrenko A.A., Oksenenko K.A.

Experimental study of structure elements of metal spiral-fold silos 135

Shekhorkina S.Yev., Kovtun-Gorbachova T.A., Chaban V.

Investigation of the creep effect on the stress-strain state on timber-reinforced concrete multistorey buildings 145

Yanin A.E., Novikova S.N.

Determination of the optimal beams step for the wood floor 155