

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



University
of Rijeka
**Faculty of
Civil Engineering**



**RZESZOW UNIVERSITY
OF TECHNOLOGY**

ТЕЗИ ДОПОВІДЕЙ
міжнародної науково-технічної конференції
«Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини»
9-11 червня 2022 р.



Одеса – 2022

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

ТЕЗИ ДОПОВІДЕЙ
міжнародної науково-технічної конференції
«Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини»
9-11 червня 2022 р.

Одеса – 2022

УДК 624.011.1/014.2 (066)

У збірнику розміщені тези доповідей міжнародної науково-технічної конференції «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини» (9-11 червня 2022 р.)

ОРГКОМІТЕТ КОНФЕРЕНЦІЇ

Ковров А.В., к.т.н., професор, заслужений діяч науки і техніки України, ректор Одеської державної академії будівництва та архітектури (ОДАБА), віце-президент Академії енергетики України, голова територіального відділення Академії будівництва України, **голова оргкомітету**;

Кровяков С.О., д.т.н., доцент, проректор з НР ОДАБА, **заступник голови**;
Гілодо О.Ю., к.т.н. доцент, завідувач кафедри металевих, дерев'яних і пластмасових конструкцій ОДАБА, член-кореспондент Інженерної академії України, **заступник голови**.

ЧЛЕНИ ОРГКОМІТЕКУ

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

Вировой В.М. – д.т.н., проф., ОДАБА;

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

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

Карпюк В.М. – д.т.н., проф., ОДАБА;

Клименко Є.В. – д.т.н., проф., ОДАБА;

Махінько А.В. – д.т.н., с.н.с., ТОВ «Етуаль»;

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

Суханов В.Г. – д.т.н., проф., ОДАБА;

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

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

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

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

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

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

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

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

Рекомендовано до друку Вченою Радою Одеської державної академії будівництва та архітектури (протокол №11 від 26.05.2022 р.).

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

Bjelanović A., PhD, Prof., **Štimac Grandić I.**, PhD, Prof., **Franolić F.**
(*Faculty of Civil Engineering University of Rijeka*)

The environmental benefits of using timber in construction have long been recognized. Timber bridges, especially footbridges, have a high potential of prefabrication, their low mass reduces transport and foundation construction energy, and measures to ensure durability are indispensable part of the design process. They are applicable in both urban and rural areas (crossings over waterways, other natural obstacles or busy roads). All of these make them suitable for enlarge application, providing also a motive for exploring their optimal design. Presented research is focused on the simplest structural form and the easiest for manufacturing - footbridges with simply supported straight glulam main-beams, intended to serve pedestrian and cyclist traffic, but also light motorised traffic (e.g. ambulances and fire services). Since the absence of internal columns simplifies the analysis of wind loads, and the chosen range of the spans omits also the need for dynamic analysis due to the wind, the application of this structural form is almost independent of climate zone, and the traffic load is crucial for the analysis of its safety and serviceability.

The objectives of the conducted preliminary parametric analysis were to highlights key parameters of the analysis, to establish criteria to evaluate the results and finally, to give recommendations for selection of the layout, an optimal for particular span and useful width of the footbridge (see Table 1 and Figure 1), considering also the deck type and its position. It means that the proposed transverse layout type should match the type of load-carrying deck and be suitable to variations of main-beam spans, L (10m - 18m) and useful deck widths. The following parameters were analysed: position, type and static systems of the deck (see Table 2: 1) open-boarded or sealed solid timber deck, 2) CLT as countersunk deck continuously laid over transoms and 3) CLT as flange of glued composite with Glulam ribs, i.e. series of T-beams, as the alternative proposal of grillage assembly), number and layout of main- and cross-beams, i.e. geometry of the T-beams with CLT flange and ancillary changes of the spatial stabilization. Structural members of standard and high strength were analysed: D30 / D40 (for hardwood deck), and C24 / C30 (for stringers of softwood) or GL24h / GL28h (for beams). For the CLT decks, an even quality of the layers was assumed (planks of C24 strength class) and the effective depth of 5-layered CLT, $d = 100$ mm.

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

Type		I.	II.	III.	IV.	V.	VI.
No. of lanes for each traffic type ¹⁾	P	2	0	1	2	1	2
	C	0	2	1	1	2	2
Deck width, B, in [m] ²⁾		2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5
Analysed cases ²⁾		1, 7	2, 8	3, 9	4, 10	5, 11	6, 12

¹⁾ where, P = pedestrians, C = cyclists; ²⁾ as indicated on “Fig. 1”

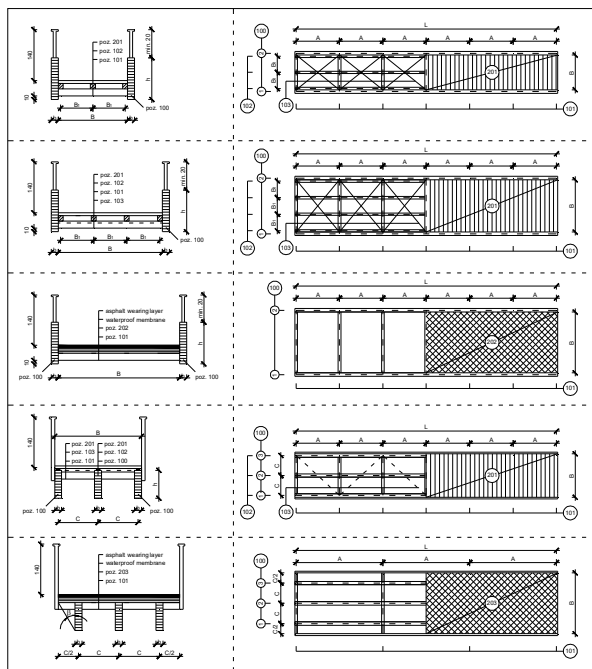


Figure 1. Schematic examples of analysed cases and accompanying groups / subgroups of FEM – varying of layout and load-carrying deck type: a) Case 1: Group I.; b) Cases 2 – 3: Subgroup I.; c) Cases 4 – 6: Group II.; d) Cases 7 – 9: Subgroup III.; e) Cases 10 – 12: Subgroup IV.

Table 2. Analysed cases classified into representative groups of FEM

Analysed FEM groups	I. ¹⁾	II.	III. ²⁾	IV. ²⁾
Type of the deck	1	2	1	3
Position of the deck	lower	lower	upper	upper
Range of deck width, [m]	$\leq 3,0$	$\geq 3,5$	$\leq 3,0$	$\geq 3,5$
Analysed cases	1 – 3	4 – 6	7 – 9	10 – 12

¹⁾, ²⁾ defined subgroups enable the number of stringers / main-beams to vary

Considering the preliminary level of research, 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. FEM analysis was conducted for the influence of self-weight, permanent load, variable snow and wind loads. Applied vertical traffic load (pedestrians) was 5,0 kN/m², and horizontal was applied as 10% of vertical load. The vehicle traffic was modeled as the moving load, considering its position variations inside the usable traffic profile and tracking, where horizontal load was applied as 60% of vertical moving load. 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 m/s².

Conclusions:

Effects of initial criteria for validating an optimality of design solution with respect to the span could be assessed through the following differences among: a) total quantities of used material when glulam beams are made of different quality and b) minimal required depths of main-beams. It turns out that the differences between results did not exceed 5% i.e. 10% when these criteria applied. In order to select a suitable layout with respect to the span, an additional criterion was introduced: c) limited main-beams depths. The results (Figure 2), obtained for the most unfavourable load case – a moving load with traced position near the edge of usable profile, are the following:

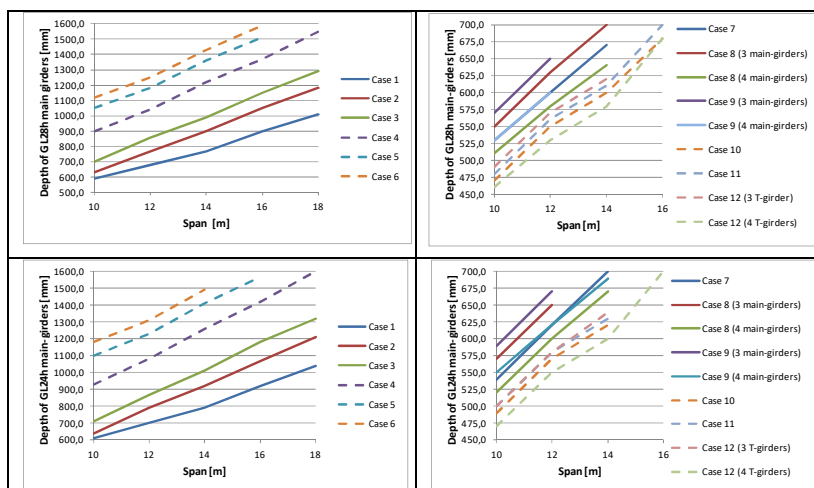


Figure 2. Proposals for optimal layout type with respect to the span of main-beams relating to its strength class and position of the deck

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

Buljan N., Bjelanović A., PhD, Prof., Turkulin H., PhD, Prof.
(Permasteelisa Group, Faculty of Civil Engineering University of Rijeka)

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. Unitised systems are often structurally glazed, and this technology provides aesthetically pleasing flush appearance, but also some performance advantages. 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. The scope of this research 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.

Most current curtain wall systems incorporating timber are based upon conventional stick system designs whereby timber sections are combined with aluminium ones, providing weathertightness and glass retention. Stick systems are assembled on site from individual frame elements which form a lightweight grid supporting 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, among which are:

- They are installed from the outside, so the scaffolding or an external platform are required – impractical and costly for high-rise construction.
- Assembly on site is detrimental to the quality.
- Limited capacity for the accommodation of differential vertical movements between floors.
- There are interaction problems among materials – differential temperature elongation may lead to the defect in aluminium-to-timber fixing.

The observed limitations give sense for developing the unitised curtain wall system, which could be fully preassembled and shipped to the site for the installation already completed 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.
- 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.

Goals of this research conducted within R&D project TimberCW were:

- Feature split timber mullions and stack joints and have (0%) alu-content.
- In comparison with the equivalent aluminium system have the following: the same sight lines (width of the frame), structural stiffness and loadbearing capacity, the same or even better weathertightness performance and better energy performance.

In typical curtain wall applications, spanning between floors, the main limiting structural property of frame members is stiffness, rather than resistance. Since the Young's module of elasticity in bending of the wood is 4-7 times lower than that of the aluminium, and the limiting bending stress is much lower, the system depth has to be increased approximately 30% in order to match the structural performance of the aluminium frame.

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. The section has been developed in the collaboration with Faculty of Forestry in Zagreb. The material used for the sample (180 mm / depth and 90 mm / width) was fir wood for the core and Siberian larch for the ridges, and Marine grade plywood stiffened the internal lateral face. Final choice can be project driven.

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 so 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. The transfer of the shear load through the corner connection until the failure has been successfully tested (on 3 corner samples) at Faculty of Civil Engineering in Rijeka. The increase of the deformation was approximately linear and without 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 required (2,5-4 kN).

Glass units are fixed directly to the timber frame by structural sealing (by Sikasil SG-500). The silicone joint and the process of the application had

been developed and tested with the collaboration of the company Sika, and tensile strength was tested by Permasteelisa. The adhesion of 3 silicones were tested: Sikasil SG-500 (2-component structural silicone sealant), Sikasil SG-20 (1-component silicone sealant) and Sikasil WS-605 (1-component silicone weather sealant). The silicone was applied to the: a) non-treated surface; b) surface of the sample that was painted with water based transparent finish and c) to the surface of samples impregnated with fire retardants. The results of the test were positive – the silicone peels through the cohesive failure. Tensile strength test of the silicone was conducted on 10 H-samples – all of them broke through cohesive failure in silicone under known limits of the material.

Full scale testing of a 2-storey high by 3 units (4,5m x 7,2m) sample was carried out in Permasteelisa laboratory in Italy. The sample were successfully tested and certification obtained for constructability, air permeability, water tightness, serviceability, thermal cycling, accommodation of building movements, impact and structural resistance.

In order to evaluate the thermal performance, TimberCW was compared with other 3 different typical systems. The modular width of a unit is 1,5m and the height 3,6m, of which 2,4m is the visual area and 1,2m is the insulated shadowbox. Thermal transmittance characteristic for winter conditions was assessed, using 2 different glass configurations: a double- and triple- glazed unit (DGU and TGU). TimberCW has 84% (for DGU) and 83% (for TGU) of the overall thermal transmittance of the comparable alu-system. Two composite systems (wood / alu – structurally and dry glazed) fall in between.

Conclusions:

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

1. Spatially laminated wood frames with specifically developed fittings proved applicable for a unitised prefabricated façade system.

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

3. Energy performance is better than of the equivalent alu-curtain walling, resulting in ca 35-41% better thermal transmittance of the frame alone and up to 20% better overall thermal transmittance of the building envelope.

4. The carbon footprint and heating costs are demonstrated to fall below the standard prefabricated façade alu-elements. Zero (0%) aluminium content contributes to the reduction of the embedded energy in the system.

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

PARAMETERS DETERMINING THE DEGREE OF THE REQUIRED EXTERNAL TRANSVERSAL FRP REINFORCEMENT OF METAL CYLINDRICAL TANKS

Dziuba S.V., Ph.D., Associate Professor
Korshak O.M., Ph.D., Associate Professor
Mikhailov O.O., applicant for Ph.D.

(Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa)

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).

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 than strengthened by transverse prestressed FRP elements with prestress σ_{f0} and thickness t_f continuously located along its height, experiencing a subsequent increase in pressure by an amount ΔP , 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:

$$\sigma_f = \sigma_{f0} + \frac{m \left[N_f(x,z) + t_s E_s (\alpha_s \Delta T_{s2} - \alpha_f \Delta T_{f2}) \right]}{t_s + t_f m},$$

$$\sigma_s = \frac{P' \cdot r}{t_s} - \sigma_{f0} \frac{t_f}{t_s} + \frac{N_s(x,z) + t_f E_f (\alpha_f \Delta T_{f1} - \alpha_s \Delta T_{s1})}{t_s + t_f m},$$

where $N_f(x,z) = \Delta P \cdot r (1 - \mu/2)$, $N_s(x,z) = \Delta P \cdot r \left[1 + m (t_f / t_s) (\mu/2) \right]$ – conditional ring 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 ring

and longitudinal stresses in the steel part of the structure; E_s , E_f – respectively, the modules of elasticity of steel and elements of FRP; $m = E_f / E_s$ – 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_{j0} – prestressing in the elements of FRP; 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 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 such cylindrical shells.

On the one hand, classical works, 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.

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, as well as the coefficients of linear thermal deformation of FRP cause a significant increase in stresses during combined work with steel.

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, abstracted from the longitudinal stresses of the shell (i.e. $N_{f(x,z)} \approx N_{s(x,z)} \approx (\Delta P)r$), allows to get the coefficient of the required degree of external FRP reinforcement

$$k_f(t) = \frac{t_f}{t_s} = \frac{\Delta\sigma_{s+}}{(f_{yd} + \Delta\sigma_T)^m},$$

where $\Delta\sigma_{s+} = \frac{\Delta P \cdot r}{t_s} - f_{yd}$ – conditional excess of stresses over its limiting

value f_{yd} (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; $\Delta\sigma_T = (\alpha_s - \alpha_f) \cdot \Delta T \cdot E_s$ – the value that determines the change in stresses under the influence of temperature deformations.

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, taking into account the effect of longitudinal stresses in the shell on conditional ring forces $N_{f(x,z)}, N_{s(x,z)}$, allows to get the coefficient of the required degree of external FRP reinforcement

$$k_{f(t)} = \frac{t_f}{t_s} = A_3' - \frac{A_2}{A_1},$$

where

$$A_1 = m \left[(1 - \mu/2) f_{yd} - (\mu/2) \Delta\sigma_{s+} + \Delta\sigma_T \right],$$

$$A_2 = (1 - \mu/2) f_{yd} - (1 + \mu/2) \Delta\sigma_{s+} + \Delta\sigma_T, A_3' = 1/m.$$

Numerical studies and related analysis, 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 bases $f_{yd} \approx 30...42 \text{ kN/cm}^2$. 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. 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.

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

Dziuba S.V., Ph.D., Associate Professor
Korshak O.M., Ph.D., Associate Professor
Mikhailov O.O., applicant for Ph.D.

(Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa)

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).

The solutions that are consisting in the external transverse reinforcement of metal cylindrical structures, carried out using high-strength steel wires and tapes, are distinguished by the presence of the necessary experimental validation of existing engineering practices for determining the stress state parameters. With respect to the methods that are applicable for similar external reinforcement performed by using FRP there is no such experimental validation, which hinders the appropriate implementation.

The purpose of the studies 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 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 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

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

where $N_{s(x,z)} = \Delta P \cdot r \left[1 + \left(E_f / E_s \right) \left(t_f / t_s \right) \left(\mu / 2 \right) \right]$ – 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; 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 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 by Xiao-Ling Zhao and establishing the degree of loading of the considered layers of this material, i.e.

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

where $n = 1..5$ – the number of monolayers in the equal thickness of reinforcing FRP; t_{f1} – physical thickness of a 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 $k_1 = 1,0, k_2 = 0,78, k_3 = k_4 = k_5 = 0,56$.

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*;
- 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.

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.

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 comparison of the analytical dependencies that 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, 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, 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.

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

Krolo P., Ph. D, Assistant Prof.

(Faculty of Civil Engineering University of Rijeka)

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. 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. Therefore, the ductility of steel frames is deeply influenced by the behaviour of their joints. To include their effects in frame design, the curve of the joint behaviour must be represented in the appropriate analytical form.

This paper demonstrates the application of the hysteresis envelope model developed by Krolo and Grandić (2021) on the example of a double extended end plate beam-to-column bolted joint. The hysteresis envelope model represents 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 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, 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.

The procedure of determining the parameters of the hysteresis envelope model is defined by three steps. In the first step, it is necessary to define the monotonic curve of joints 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. In the second

step, the nonlinear moment-rotation ($M-\phi$) curve, obtained by the component method, should be idealised with a trilinear curve. The parameters of the hysteresis model are then obtained according to Eq. 1.

$$\begin{aligned}
 (0 - A) & \begin{cases} M_{e.H} = M_{e.M} & \phi \leq \phi_{e.H} \\ \phi_{e.H} = \phi_{e.M} \end{cases} \\
 (A - B) & \begin{cases} M_{y.H} = M_{y.M} \\ \phi_{y.H} = \phi_{y.M} (0.2341t^{-0.208}p^{0.3293}) & \phi_{e.H} < \phi < \phi_{y.H} \end{cases} \quad (1) \\
 (B - C) & \begin{cases} M_{fr.H} = M_{u.M} (0.5024t^{0.4429}p^{-0.131}) \\ \phi_{fr.H} = \phi_{u.M} (0.0059t^{0.3086}p^{0.8002}) & \phi_{y.H} < \phi < \phi_{fr.H} \end{cases}
 \end{aligned}$$

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 ($M_{e.H} = M_{e.M}$, $\phi_{e.C} = \phi_{e.M}$). 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.

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. The friction coefficient of the contact surface was considered to be 0.44. The specimen was fabricated from S355 steel. Steel plates have yield and ultimate strength values of 384 and 552 MPa, respectively, and a Young's modulus of 199000 MPa.

To determine the monotonic nonlinear response of the beam-to-column joint, the IDEA StatiCa software was used. 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. By performing stiffness analysis, the nonlinear $M - \phi$ curve is obtained, which is then idealised with the trilinear curve. The parameters of the trilinear model ($\phi_{e.M}$, $M_{e.M}$), ($\phi_{y.M}$, $M_{y.M}$) and ($\phi_{u.M}$, $M_{u.M}$) are equal (0.0077, 234 MPa), (0.0263, 351.2MPa) and (0.085, 316MPa). The parameters of the trilinear model were

applied for the calculation of the parameters of the hysteresis envelope model according to Eq. (1). The parameters of the hysteresis envelope model ($\phi_{e,H}$, $M_{e,H}$), ($\phi_{y,H}$, $M_{y,H}$) and ($\phi_{fr,H}$, $M_{fr,H}$) are equal (0.0077, 234 MPa), (0.017, 351.2MPa) and (0.057, 318.7MPa). The parameters obtained by the IDEA StatiCa were compared with the parameters obtained by the numerical simulation of the joint in ABAQUS. The ABAQUS parameters of trilinear model ($\phi_{e,M}$, $M_{e,M}$), ($\phi_{y,M}$, $M_{y,M}$) and ($\phi_{u,M}$, $M_{u,M}$) are equal (0.009, 227.7 MPa), (0.023, 331.012MPa) and (0.083, 428.55MPa), while the values of hysteresis envelope model ($\phi_{e,H}$, $M_{e,H}$), ($\phi_{y,H}$, $M_{y,H}$) and ($\phi_{fr,H}$, $M_{fr,H}$) are equal (0.009, 227.7 MPa), (0.016, 333.01MPa) and (0.055, 370.9MPa). The differences between the trilinear 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%. As expected, differences between the hysteresis envelope model parameters obtained by commercial software and FEM are significant. The largest difference was obtained for $M_{u,H}$ and is equal to 14.24%. The reason for the differences lies in the fact that IDEA StatiCa software uses an idealised bilinear elastic-plastic material model.

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.

INNOVATIVE LIGHTWEIGHT COMPOSITE FLOOR SYSTEM – BUILT-UP COLD FORMED STEEL-CONCRETE

Rajić A., MSc, Res. Asst.
Lukačević I., PhD, Asst. Prof.
Ćurković I., PhD, Asst. Prof.
Žuvelek V., MSc, Res. Asst.

(University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering, Zagreb, Croatia)

With the intention of increasing the advantages of composite steel-concrete systems, the cold-formed steel (CFS) profiles have been used. In this way, the weight of the whole system has been reduced. Additionally, combining two different materials, such as CFS and concrete, can avoid their inherent disadvantages. The main advantages of composite beams are:

- weight savings of steel between 30-50%, compared to non-composite beams,
- increased stiffness can result in the reduction of beam height,
- reduction of cladding costs,
- allowing more space for mechanical services.

The research project Innovative lightweight cold-formed steel-concrete composite floor system - LWT-FLOOR, ongoing at the University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering, Croatia, investigates a composite floor system that offers benefits in terms of reusability and a high degree of prefabrication. The LWT-FLOOR system is formed from built-up steel beams and cast-in-place concrete slab connected by innovative shear connection.

Innovative demountable shear connection is one of the main advantages of the proposed system and is used to decrease the impact on the environment. A built-up CFS beam is composed of four cold-formed C sections connected by spot welds with corrugated web (CW) and shear plates.

Due to the relatively small thickness of CW, weight reduction is allowed compared to hot-rolled profiles or welded I sections. The advantage of this type of built-up beam is that CW increases stability against local and lateral-torsional buckling and web crippling.

Experimental research within the LWT-FLOOR project is divided into five phases:

- experimental research of base material,
- experimental research of spot welds between CFS sections,
- experimental tests of shear connection,

- experimental tests of full-scale LWT-FLOOR system without openings,
- experimental tests of full-scale LWT-FLOOR system with openings.

As an extension of experimental research, the proposed system will be evaluated through extensive numerical and probabilistic parametric studies and life-cycle analyses.

This report presents results of preliminary numerical research on the LWT-FLOOR system with a different arrangement of spot welds in CFS cross-section (two or three spot welds) and variable degrees of shear connection. Numerical research was conducted using ABAQUS/CAE software.

To support numerical results, analytical results were also provided. Considering that CFS sections are usually class 3 and 4, their plastic resistance is possible to achieve only in the cases with the plastic neutral axis in the concrete slab or on the contact between the concrete slab and steel section. In that case, the steel cross-section will be completely or almost completely in tension. Because of the mentioned situation, local instability will be avoided, and bending resistance can be calculated.

Because of a large number of nonlinearities in the model (geometry, material, contacts), dynamic explicit analysis is used. Initial imperfections were created through static analyses of the system with fully tied elements. In this way, the imperfection shape has been achieved with required displacement. The load was set as a vertical displacement in multipoint constraints (MPC) that transfer the load onto four loading points. Used characteristics for spot welds were used from results of tensile shear test given in available literature, while wire elements were used to model the shear connectors.

The presented LWT-FLOOR project integrates state-of-the-art knowledge in a new and productive spot welding technology and innovative cold-formed steel–concrete composite solutions to develop a cost-effective and competitive floor system. The LWT-FLOOR system can give vital benefits in terms of a high degree of prefabrication, reusability and suitability for larger spans to maximise the values of building components and materials.

The proposed analytical solution for bending resistance of composite cross-section is based on the elastic bending resistance of steel beams. The numerical parametric FE analyses show that the bending capacity of the LWT-FLOOR beams made of cold-formed steel and the cast-in-place concrete slab can be compared with analytical results.

Results of the parametric FE study show that the bending capacity of the LWT-FLOOR beams made of cold-formed steel and the cast-in-place concrete slab is affected by the resistance of the cold-formed steel components and by the degree of shear connection. In the case of a fixed beam solution, the resistance of the LWT-FLOOR beam is governed by the resistance of the steel beam, i.e., spot welds. In the cases with pinned beam solution, the results show that the resistance of the LWT-FLOOR beam is governed by the degree of shear connection. At the same time, the increased number of spot welds from two to three between channel flanges and corrugated web does not influence the beam resistance. This means that the beam resistance in the pinned solution is rather more affected by the stability of the cold-formed steel components than the number of spot welds, with a significant influence on the type and degree of shear connection.

METHODS OF ANALYSIS OF FRAME STRUCTURES ACCORDING TO THE EUROCODE prEN 1993-1-1 (draft 2020)

Wojnar A., Ph.D., Ślęczka L., Ph.D.,
(Rzeszow University of Technology)

1 Introduction

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

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

Therefore, chapters 7.2 - Global analysis and 7.3 - Imperfections 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, 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.

2 Methods of analysis for Ultimate Limit State design checks

2.1 Considering the effect of structural imperfections

Frame imperfections should be considered as geometric imperfections and modelled as:

- 1) 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;
- 2) 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;
- 3) 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.

2.2 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:

$$\alpha_{cr,ns} = F_{cr,ns} / F_d \geq k_0 = 25, \text{ (unless the N.A. gives a different value);} \quad (1)$$

$$\alpha_{cr,sw} = F_{cr,sw} / F_d \geq 10; \quad (2)$$

all symbols in accordance with prEN 1993-1-1.

If the condition (1) 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 (2) 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:

- 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.

2.3 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 (1st or 2nd), 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 to 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 (1) and (2), and lateral torsional buckling may be neglected;

- **Method M1** - if second order effects may be neglected in the global analysis by satisfying the conditions in (1) and (2), lateral torsional buckling may not be neglected;

- **Method M2** - if second order effects due to member buckling may not be neglected (the condition in (1) is not satisfied) but second order effects due to in-plane global (sway) buckling may be neglected - the condition in (2) is satisfied;

- **Method M3** - if second order effects due to member buckling may not be neglected - the condition in (1) is not satisfied and second order effects due to in plane, global (sway) buckling may not be neglected - the condition in (2) is not satisfied. In this method global (sway) imperfections are included in the global analysis but 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 (1) is not satisfied and second order effects due to in plane, global (sway) buckling may not be neglected - the condition in (2) 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 (1) or/and in plane, global (sway) buckling modes cannot be neglected (2), the ‘Equivalent Member method’ may be used for verification of the buckling resistance of individual members.

Detailed information were presented in Table 14.

Table 1. 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	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	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	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	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	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	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	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

3 Conclusions

Based on the analysis of the content of the European standard prEN 1993-1-1, 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.

ПІДВИЩЕННЯ ВИБУХОСТІЙКОСТІ З'ЄДНАНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Гілодо О.Ю., к.т.н., доцент,

Коломійчук Г.П., к.т.н., доцент,

Коломійчук В.Г., аспірант

Арсірій А.М., к.т.н., доцент

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Необхідність інноваційних знань сучасних конструктивних з'єднань дерев'яних конструкцій, їх поведінку під дією динамічного навантаження в складному напружено - деформованому стані, робить актуальною задачу вивчення, систематизації та розробки рішень для практичного застосування. 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.

Екологічні переваги використання деревини як конструкційного середовища добре відомі. Архітекторів і забудовників все більше

приваблює концепція специфікації деревини для будівництва завдяки застосуванню конструкційних дерев'яних композитів, таких як: клеєний брус; клеєний шпон; паралельно-стружковий брус; амінований брус.

Прольоти та несуча здатність елементів дерев'яних конструкцій підвищилися до рівня, при якому вони є економічно конкурентоспроможними з іншими матеріалами, традиційно пов'язаними з великопролітними сучасними конструкціями. Збірні системи з'єднання мають ряд потенційних переваг перед традиційними, як з точки зору зовнішнього вигляду, так і міцності. Фабричні з'єднувальні механізми прихованого характеру мають потенціал для ретельного контролю над якістю виробництва.

Деревина має високе відношення міцності до маси, сприятливе для динамічних навантажень.

Щоб відповідати сучасної вимогам проектування що враховують дію значних динамічних навантажень, дерев'яні конструкції повинні демонструвати пластичну та дисипативну поведінку. Добре спроектована пластична дерев'яна конструкція може витримувати виняткові впливи, такі як, наприклад, торнадо або вибухи. Важливо сконструювати кріпильні з'єднання слабкішими ніж дерев'яні елементи, щоб вони могли деформуватися та розсіювати велику кількість енергії. Спосіб забезпечення як належної пластичності, так і достатньої несучої здатності - це використання великої кількості слабких кріплень.

Динамічні випробування, безсумнівно, є найкращим вибором для виявлення поведінки дерев'яних конструкцій при вибухових, сейсмічних або вітрових навантаженнях. Також з огляду на той факт, що режими руйнування можуть дуже відрізнятись в статичних і динамічних умовах, необхідно мати уявлення про пластичну здатність дерев'яних з'єднань.

Великий обсяг фактичних матеріалів, а також експериментально теоретичні дослідження за впливами що відтворюють торнадо дає можливість якісно вивчати наслідки поведінки дерев'яних елементів і їх з'єднань.

Торнадо викликають екстремальний локальний тиск вітру та сили підйому, які вищі, ніж дія прямолінійного вітру. Коли споруда розташована в центрі шляху торнадо, вона зазнає найбільшого ступеня пошкодження, що робить економічно вигідну конструкцію з легкої деревини неможливою для найінтенсивніших торнадо. Однак, простягаючись зовні перпендикулярно траєкторії торнадо, інтенсивність торнадо зменшується. Стандартизованим методом оцінки

швидкості вітру під час торнадо є розширена шкала Фудзіта (EF), яка заснована на спостереженнях за пошкодженнями, оскільки безпосередній вимір швидкості вітру під час торнадо, як правило, неможливий. Екстремальний локалізований тиск вітру та вітрове сміття в торнадо ускладнюють раціоналізацію процесу проектування.

Обвал дерев'яного каркасу даху житлового будинку є одним з найпоширеніших і дорогих видів пошкоджень, спричинених торнадо. Робота з пом'якшення пошкоджень дерев'яних каркасних житлових дахів важлива, а повсюдне пом'якшення наслідків можливе за рахунок удосконалених підходів до проектування та інноваційних рішень.

З'єднання в сучасних дерев'яних будівлях - це металеві пристрої, що забезпечують передачу зусиль між елементами конструкції. Їх проектування є найбільш стратегічною частиною конструктивного проекту дерев'яної конструкції, оскільки від характеристик з'єднань (тип, механічні властивості, геометрія, відстань, техніка складання) можуть сильно залежати жорсткість, міцність, пластичність та енергія розсіювання всієї конструкції.

Широкий спектр формування прихованих моментних з'єднань дерев'яних конструкцій можна розділити на п'ять загальних типів: приховані стержні, приховані склеєні пластини, клейові з'єднання поверхневих контактних з'єднань, дерев'яні з'єднувачі в стиках внахлест і з'єднання на дюбелях. Приховувані з'єднання забезпечують не тільки естетичні переваги, але і стійкість до погіршення навколишнього середовища, вогню та значних динамічних впливів.

Останнім часом висотні дерев'яні будинки будувалися з використанням конструктивної системи, в якій масивні діагональні елементи з'єднані безліччю сталевих пластин з прорізами та шпунтовими з'єднаннями для забезпечення міцності конструкції. Однак ця система застосування обмежує великі отвори.

Стійкі на момент дерев'яні каркаси (СМДК) з напівжорсткими з'єднаннями балки з колоною дозволяють зводити будівлі без стін жорсткості або поперечних зв'язків, що дозволяє збільшувати отвори, а перерозподіл внутрішніх сил через з'єднання з достатньою пластичністю має вирішальне значення для забезпечення міцності конструкції.

Значимість пластичності у конструктивній системі полягає в тому, що дисипативні зони розташовуються у з'єднаннях, тоді як самі дерев'яні елементи поведуться пружно. Дисипативні конструкції здатні розсіювати енергію з допомогою пластичної гистерезисної поведінки, а в дерев'яних елементах конструкції, з'єднаних болтами чи стрижнями,

енергія розсіюється з допомогою пластичної деформації як дерев'яних, і металевих з'єднувачів при зворотньо-циклічному навантаженні.

Під пластичністю розуміється здатність конструкції піддаватися циклічним деформаціям великої амплітуди в непружному діапазоні без суттєвого зниження міцності. Пластичність вимірюється коефіцієнтом між граничною деформацією та деформацією при плинності.

Застосування сталевих бічних пластин з цвяхами або болтових з'єднань сталевих пластин з прорізами без армування не забезпечує пластичність. Ці сполуки демонструють крихке руйнування з низькою обертальною здатністю та малим граничним моментом навіть за зміни геометричної конфігурації поперечного перерізу або застосування модифікацій діаметрів болтів та цвяхів.

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.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ПЕРЕВІРКА МОЖЛИВОСТІ ТА ДОЦІЛЬНОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ФІБРОАРМОВАНИХ ПЛАСТИКІВ ДЛЯ ПІДСИЛЕННЯ ПОШКОДЖЕНИХ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ

Карпюк І.А., к.т.н., доцент,
Карпюк В.М., д.т.н., професор,
Глібоцький Р.В., аспірант,
Пастернак О.О., к.т.н., доцент,
Свердленко О.Л., магістрант,
Корчевний Д.С., магістрант

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

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.

Несуча здатність еталонних базальтобетонних (індекс «ref») і підсилених зовнішніми вуглепластиковими (CFRP) волокнами (індекс «ftx») пошкоджених (ULS) балок з BFRP може бути представлена наступними експериментально-статичними залежностями, в яких X_1 – відносний прогін зсуву $a/h_0=1, 2, 3$; X_2 – клас бетону C16/20, C30/35, C40/50; X_3 – коефіцієнт поперечного армування $=0,0029; 0,0065; 0,0115$ (АКБ - 800):

$$\hat{Y}(M_{\text{ftx,ult}}^{\text{exp}}) = 24,43 + 2,40x_2, \text{ кНм, коефіцієнт варіації } \nu = 2,6 \% ; \quad (3.1)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{M_{\text{ftx,ult}}^{\text{exp}}}{bh_0}\right) = 1396 + 137x_2, \text{ кН/м} ; \quad (3.1a)$$

$$\hat{Y}(F_{\text{ftx,ult}}^{\text{appr(відпов)}}) = 69,2 - 46,0x_1 + 8,6x_2 + 2,0x_3 + 22,7x_1^2 - 4,2x_1x_2, \text{ кН,} \\ \nu = 2,8 \% ; \quad (3.2)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{F_{\text{ftx,ult}}^{\text{appr(відпов)}}}{bh_0}\right) = 3,95 - 2,63x_1 + 0,49x_2 + 0,11x_3 + 1,30x_1^2 - \\ - 0,24x_1x_2, \text{ МПа} ; \quad (3.2a)$$

$$\hat{Y}(V_{\text{fi,ult}}^{\text{ref}}) = 51,8 - 30,1x_1 + 11,8x_2 + 5,5x_3 + 15,9x_1^2 - 5,5x_2^2 - 2,3x_3^2 - \\ - 4,8x_1x_3, \text{ кН, } \nu = 5 \% \text{ за архівними даними.} \quad (3.3)$$

Коефіцієнт зміцнення пошкоджених (ULS) бетонних балок з BFRP, підсилених одношаровим вуглепластиковим полотном (CFRP) у нижній розтягнутій зоні та вуглепластиковими сорочками на приопорних ділянках $k_{\text{ftx/f}}^{\text{amp}} = F_{\text{ftx,ult}}^{\text{appr}} / V_{\text{fi,ult}}^{\text{ref}}$ характеризується виразом:

$$\hat{Y}(k_{\text{ftx/f}}^{\text{amp}}) = 1,35 - 0,05x_1 - 0,12x_2 - 0,06x_3 - 0,04x_1^2 + 0,20x_2^2 + \\ + 0,06x_3^2 + 0,18x_1x_2 + 0,06x_1x_3 + 0,04x_2x_3, \nu = 5,02 \% ; \quad (3.4)$$

Деформації бетону стиснутої зони, розтягнутої робочої базальтопластикової (BFRP) арматури та зовнішньої вуглепластикової обойми (CFRP) підсилення пошкоджених (ULS) дослідних балок на експлуатаційному рівні малоциклового повторного навантаження ($\eta_1 = 0,65F_{\text{ult}}^{\text{ref}}$) виражається:

$$\hat{Y}(\varepsilon_{\text{cfi}}^{\text{ref}, \eta_1} \cdot 10^5) = 107 + 20x_1 - 3x_2 + 12x_3 + 3x_1^2 - \\ - 8x_1x_2, \nu = 6,0 \% \text{ за архівними даними;} \quad (3.5)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{\text{cftx}}^{\eta_1} \cdot 10^5) = 194 + 38x_1 - 13x_2 + 9x_3 - 13x_1x_2, \nu = 5,3 \% ; \quad (3.6)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{f_1}^{\text{ref}, \eta_1} \cdot 10^5) = 510 + 77x_1 + 68x_2 + 32x_3 - 17x_1^2 - 46x_2^2 - 15x_3^2, \\ \nu = 5,5\% \quad \text{за архівними даними;} \quad (3.7)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_f^{\eta_1} \cdot 10^5) = 503 + 101x_1 + 33x_2 + 34x_3 + 21x_1x_2 + 19x_1x_3, \quad \nu = 5,1\%; \quad (3.8)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{\text{f}_{\text{fxx}}}^{\eta_1} \cdot 10^5) = 601 + 122x_1 + 33x_2 + 41x_3 + 23x_1x_2 + 20x_1x_3, \quad \nu = 4,9\%; \quad (3.9)$$

Перед руйнуванням при рівні малоциклового повторного навантаження $\eta_2 = 0,95F_{\text{ult}}$ вказані деформації бетону, робочої базальтопластикової арматури BFRP та вуглепластикової обойми (CFRP) підсилення пошкоджених балок набувають виду:

$$\hat{Y}(\varepsilon_{f_1}^{\text{ref}, \eta_2} \cdot 10^5) = 157 + 29x_1 - 5x_2 + 17x_3 + 4x_1^2 - 12x_1x_2, \\ \nu = 6,6\% \quad \text{за архівними даними;} \quad (3.10)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{\text{cftx}}^{\eta_2} \cdot 10^5) = 277 + 47x_1 - 19x_2 - 45x_1^2 - 8x_2^2 - 11x_1x_2, \quad \nu = 5,1\%; \quad (3.11)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{f_1, \text{ult}}^{\text{ref}, \eta_2} \cdot 10^5) = 745 + 112x_1 + 99x_2 + 47x_3 - 25x_1^2 - 67x_2^2 - 22x_3^2, \\ \nu = 5,5\% \quad \text{за архівними даними;} \quad (3.12)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_f^{\eta_2} \cdot 10^5) = 735 + 148x_1 + 48x_2 + 50x_3 + 30x_1x_2 + 28x_1x_3, \\ \nu = 2,7\%; \quad (3.13)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{\text{f}_{\text{fxx}}}^{\eta_2} \cdot 10^5) = 880 + 176x_1 + 52x_2 + 57x_3 + 32x_1x_2 + 32x_1x_3, \\ \nu = 4,8\%; \quad (3.14)$$

Прогини еталонних бетонних балок з BFRP і підсилених вуглепластиковими (CFRP) обоймами пошкоджених базальтобетонних зразків-балок на експлуатаційному рівні навантаження ($\eta_1 = 0,65F_{\text{ult}}$) можуть бути представленні наступними залежностями:

$$\hat{Y}(f_{f_1, \eta_1}^{\text{ref}}) = 10,20 + 0,91x_1 + 1,04x_2 + 0,73x_3 - 0,74x_1^2, \quad \text{мм,} \\ \nu = 5,3\% \quad \text{за архівними даними;} \quad (3.15)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_1, \eta_1}^{\text{ref}}}{l_0}\right) \cdot 10^{-3} = 6,48 + 0,58x_1 + 0,66x_2 + 0,46x_3 - 0,47x_1^2; \quad (3.15, \text{a})$$

$$\hat{Y}(f_{\text{f}_{\text{fxx}}, \eta_1}) = 11,53 + 1,46x_1 + 0,29x_2 + 0,70x_3 - 0,30x_1^2, \quad \text{мм,} \\ \nu = 6,0\%; \quad (3.16)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{\text{f}_{\text{fxx}}, \eta_1}}{l_0}\right) \cdot 10^{-3} = 7,32 + 0,93x_1 + 0,18x_2 + 0,44x_3 - 0,19x_1^2. \quad (3.16, \text{a})$$

Перед руйнуванням еталонних і дослідних зразків-балок ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$) їхні прогини характеризуватимуться виразами:

$$\hat{Y}(f_{f_1, \eta_2}^{ref}) = 14,28 + 1,34x_1 + 1,46x_2 + 1,01x_3 - 1,03x_1^2, \text{ мм},$$

$$\nu = 5,6\% \quad \text{за архівними даними}; \quad (3.17)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_1, \eta_2}^{ref}}{l_0}\right) \cdot 10^{-3} = 9,07 + 0,85x_1 + 0,93x_2 + 0,64x_3 - 0,65x_1^2; \quad (3.17, a)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_1, \eta_2}^{ref} \cdot M_{ult}}{E_c \cdot I_{ref}}\right) \cdot 10^6 = 111 + 11x_1 + 9x_2 + 15x_3 - 7x_2^2 - 4x_3^2, \quad (3.17b)$$

$$\nu = 6,1\%;$$

$$\hat{Y}(f_{f_{tx}, \eta_2}) = 16,72 + 2,06x_1 + 0,47x_2 + 0,80x_3 - 1,27x_1^2, \quad \nu = 4,9\%; \quad (3.18)$$

$$\hat{Y}(f_{f_{tx}, \eta_2} / l_0) \cdot 10^{-3} = 10,62 + 1,31x_1 + 0,30x_2 + 0,51x_3 - 0,81x_1^2; \quad (3.18, a)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{f_{f_{tx}, \eta_2} \cdot M_{ult}}{E \cdot I_{ref}}\right) \cdot 10^6 = 175 + 23x_1 - 9x_2 + 9x_3 - 14x_1^2 + 12x_2^2; \quad (3.18, б)$$

$$\nu = 5,1\%;$$

розтягнутій зоні “чистого згину” еталонних базальтобетонних балок та підсилених вуглепластиковим полотном пошкоджених бетонних балок з BFRP при експлуатаційному рівні навантаження ($\eta_1 = 0,65F_{ult}$) можна представити наступними експериментально-статичними залежностями:

$$\hat{Y}(W_{kf_1, \eta_1}^{ref}) = 0,35 + 0,06x_1 + 0,10x_2 + 0,05x_3 + 0,02x_1x_3, \text{ мм},$$

$$\nu = 11,5\%; \quad (3.19)$$

$$\hat{Y}(W_{kftx, \eta_1}) = 0,40 + 0,10x_1 + 0,03x_2 + 0,03x_3 -$$

$$-0,05x_1^2 + 0,02x_2^2 - 0,02x_3^2 \text{ мм}, \quad \nu = 5,3\%; \quad (3.20)$$

Напередодні руйнування ($\eta_2 = 0,95F_{ult}$) ширина розкриття нормальних тріщин в еталонних базальтобетонних та підсилених вуглепластиковим полотном пошкоджених бетонних балок з BFRP виражається:

$$\hat{Y}(W_{kf_1, \eta_2}^{ref}) = 0,51 + 0,04x_1 + 0,13x_2 + 0,07x_3, \text{ мм}, \quad \nu = 11\%; \quad (3.21)$$

$$\hat{Y}(W_{kftx, \eta_2}) = 0,52 + 0,04x_1 + 0,03x_2 + 0,02x_3 -$$

$$-0,03x_1^2 + 0,02x_2^2 \text{ мм}, \quad \nu = 5,7\%. \quad (3.22)$$

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. 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.

Руйнування балок з малими ($a/d \leq 1$) прольотами зсуву супроводжувалося подальшим розкриттям раніше утворених похилих тріщин і розривом замкнених вуглепластикових сорочок на бічних гранях їхніх приопорних ділянок.

3. 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).

4. 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.

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

Купченко Ю.В., к.т.н., доцент,

Сінгаївський П.М., к.т.н., доцент,

Коршак О.М., к.т.н., доцент,

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

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 вивіряння конструкцій і забезпечення їхньої стійкості під час монтажу.

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 вузлі 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.

ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ДВОТАВРОВИХ КОЛОН СТАЛЕВОЮ ОБОЙМОЮ

Максюта О.В., магістр, аспірантка

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

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 конструкції в гірший технічний стан.

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).

Пошкодження у вигляді зменшення площі перерізу робочої арматури можна прямо оцінити в розрахунок, але 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.

Визначення залишкової несучої здатності залізобетонних двотаврових елементів з, пошкодженнями частини перерізу бетону в процесі експлуатації, на даний час малодосліджений.

Такі дослідження останнім часом проводяться на кафедрі залізобетонних конструкцій та транспортних споруд ОДАБА.

На підставі проведених 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 підсилених сталевую обіймою колон. При розгляді розрахункового перерізу стержнева арматура розглядалася в комплексі з жорсткою (з відповідними характеристиками міцності), тобто жорстка арматура приводилась до гнучкої.

Розрахунок елементів, що працюють на косий позацентровий стиск у загальному випадку рекомендується 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.

Приймаються основні передумови розрахунку та допущення:

1. Гіпотеза 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 та плоске пошкодження. Фронт пошкодження – пряма лінія.

Як відомо, руйнування косостиснутих елементів за нормальним перерізом відбувається за вдома 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.

Для спрощення перетворень був використаний *KП Matlab*, система рівнянь розв'язувалась методом послідовних приближень за допомогою алгоритму, створеного в *Microsoft Excel*.

У результаті розв'язку системи рівнянь, отримуємо пари корені, які необхідно проаналізувати, їх може бути декілька. Якщо корені не задовольняють цим вимогам, то необхідно зробити перерахунок задачі, змінивши при цьому форму стиснутої зони бетону.

Статистична обробка відхилень експериментальних значень залишкової несучої здатності пошкоджених елементів до несучої здатності, визначеної за методикою, що пропонується, дає досить точний результат (відсоток варіації відхилення склав 12,5%).

РОБОТА ФАЛЬЦЕВОГО ЗАМКА МЕТАЛЕВИХ СПІРАЛЬНО- НАВИВНИХ СИЛОСІВ

Пічугін С.Ф., д.т.н., професор,

Дмитренко А.О., к.т.н., доцент

Оксененко К.О., аспірант,

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія

Кондратюка»

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. 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 спірального-фальцевого типу.

Конструкція спірального-фальцевого силосу була розроблена у 1968 році німецьким вченим Ксавером Ліппом, який використовував спеціальне обладнання для обробки листового металу і застосував його для зведення спіральних-навивних силосів. 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.

Ребро фальцевого типу, як специфічний стиковий елемент, потребує експериментальних досліджень та вивчення фактичних характеристик піддатливості та міцності.

Для експериментального дослідження був взятий елемент стінки спірального-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.

Характеристики зразка - марка сталі – DX51D+Z1400, ширина – 80 мм, довжина 700 мм, товщина – 4 мм.

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. Показання з тензодатчиків знімалися за допомогою автоматичного вимірювача деформацій АВД-4.

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 навантаження, 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.

Аналіз результатів експериментальних досліджень показав, що при навантаженнях на зразок в межах $P = 0 - 3$ кН конструкція працювала пружно, оскільки при розвантаженні до рівня $P = 1,5$ кН ніяких залишкових деформацій не фіксувалось.

Після руйнування з'єднання на металі спостерігалися зони стоншення металу в місцях згину фальця та тріщини від руйнування згинів.

В результаті експериментального дослідження були зроблені такі висновки:

1. Виявлено характер роботи фальцевого замка і прилеглих ділянок оболонки спіральньо-навивного силосу 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. Виявлений характер роботи фальця до руйнування в основному відповідає позаграничному стану оболонки спіральньо-фальцевого силосу і підтверджує його надійність при дії можливих підвищених аварійних навантажень.

ДЕФОРМАТИВНІСТЬ СТАЛЕВОЇ АРМАТУРИ ЗА ДІЇ ПОВТОРНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

Сьоміна Ю.А., к.т.н.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Основною відмінністю циклічних навантажень від статичних короткочасних є виникнення залишкових деформацій та їхнє подальше накопичення від циклу до циклу. На певних циклах навантаження у межах експлуатаційних рівнів деформації бетону та арматури в згинальних елементах стабілізуються та набувають незначного приросту до початку стадії руйнування. Однак, наприклад, у випадках роботи залізобетонних балок за межами експлуатаційних рівнів розвиток основних характеристик деформативності вказаних елементів може бути не таким прогнозованим. У зв'язку з цим, накопичення результатів експериментальних даних та їх аналіз є доцільним та корисним науковим завданням.

Згідно з прийнятою методологією натурний експеримент виконувався за чотирьохфакторним тривірневим планом Бокса В4.

Варіювання факторів здійснювали за даними літературного огляду, який показав, що найбільш впливовим фактором X_1 є величина відносного прольоту зрізу a/h_0 , яка змінювалась на трьох рівнях: $a = h_0, 2h_0$ і $3h_0$. Другим за величиною впливу, як правило, є такий конструктивний чинник як клас важкого бетону: $X_2 \rightarrow C16/20, C30/35, C40/50$, а третім – кількість поперечного армування на припорних ділянках: $X_3 \rightarrow \rho_{sw} = 0,0016; 0,0029; 0,0044$. У якості четвертого прийнятий фактор зовнішньої дії X_4 – рівень знакопостійного навантаження: $\eta = 0 \dots 0,50; 0 \dots 0,65; 0 \dots 0,85$ від фактичної несучої здатності.

Випробування дослідних зразків здійснювали за схемою однопрогінної вільно обертої балки, по черговою завантаженої двома зосередженими силами. Перед основним експериментом спочатку по черговою випробували 25 дослідних балок 1-ї серії на дію короточасного ступеневого навантаження, практично, до руйнівного стану, коли ширина розкриття похилих тріщин і стріла прогинів перевищувала допустимі значення. Надалі випробували аналогічні дослідні балки 3-ї серії на дію знакопостійного небагатоповторного поперечного навантаження у межах трьох дослідних рівнів. Кількість циклів знакопостійного навантаження складала 10.

Встановлено, що значення відносних деформацій матеріалів після дії кожного циклу повторного навантаження на певному рівні суттєво зростають, накопичуються залишкові деформації аж до їх стабілізації, яка, як правило, настає після 4...8 циклів і складає 60...80% від загальних залишкових деформацій бетону стиснутої зони. На другий і третій цикли навантаження, зазвичай, припадає ще 15...25%, а на 4...8 цикли – всього 5...10% цих деформацій. При цьому, дія малоциклових навантажень суттєво впливає на напружено-деформований стан дослідних балок. Зокрема, епюра напружень стиснутої зони поступово змінюється внаслідок ущільнення бетону, відбувається перерозподіл внутрішніх зусиль між стиснутим бетоном і розтягнутою арматурою, в якій змінюються відповідні деформації. Представлені дані узгоджуються з результатами досліджень П. Гомона, О. Корнійчука.

В деяких дослідних зразках з великими прольотами зрізу при високих рівнях повторного навантаження ($\eta = 0,8$) стабілізація залишкових деформацій бетону чи арматури, а інколи і бетону, і арматури, не наставала і їхнє руйнування, як непереармованих елементів, відбувалося за нормальними перерізами внаслідок текучості поздовжньої робочої арматури або і текучості арматури, і змінання бетону стиснутої зони. Аналогічно стиснутому бетону при повторному навантаженні відбувалося деформування поздовжньої розтягнутої

робочої арматури. Досліди показали, що залишкові деформації в ній при розвантаженні балок до нуля на перших циклах досягають значень $(20...50) \cdot 10^{-5}$ і стабілізуються до 4...8 циклів.

Залишкові деформації у поперечній арматурі становили 25...60% від загальних. Найбільший їхній приріст спостерігався на першому циклі ($\approx 20...50\%$) та при довантаженні на останньому циклі. За рахунок зменшення пластичних деформацій процес накопичення залишкових деформацій у матеріалах приопорних ділянок при сталому рівні малоциклового поперечного навантаження поступово затухає. До 4...8 циклу такого навантаження в поперечній арматурі, як правило, відбувається стабілізація деформацій.

Обробка дослідних даних про відносні деформації робочої арматури в зоні чистого згину балок після їх стабілізації на відповідному рівні малоциклового навантаження, а також перед їхнім руйнуванням при $\eta=0,95F_u$ за вказаною методикою дозволила отримати наступні математичні моделі:

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,1}^{\eta F_u}) = \left(\begin{array}{l} 195 + 48X_1 + 10X_2 + 9X_3 + 32X_4 - 25X_1^2 - 9X_2^2 - \\ - 5X_3^2 - 15X_4^2 + 15X_1X_3 + 10X_1X_4 \quad v = 5,3\%, \end{array} \right) \cdot 10^{-5}, \quad (1)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,1}^{0,95F_u}) = \left(\begin{array}{l} 239 + 77X_1 + 24X_2 + 33X_3 + 20X_4 - 13X_1^2 - \\ - 4X_2^2 - 3X_4^2 + 10X_1X_3 \quad v = 7,1\%, \end{array} \right) \cdot 10^{-5}, \quad (2)$$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,3}^{\eta F_u}) = \left(\begin{array}{l} 210 + 52X_1 + 16X_2 + 10X_3 + 34X_4 - 26X_1^2 - 10X_2^2 - 5X_3^2 - \\ - 16X_4^2 + 16X_1X_3 + 10X_1X_4 \quad v = 5,1\%, \end{array} \right) \cdot 10^{-5}, \quad (3)$$

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

Аналіз математичних моделей (1)...(4) показує, що середні значення відносних деформацій розтягнутої арматури посередині балок після їх стабілізації при малоциклових знакопостійних навантаженнях збільшуються. При цьому, вплив дослідних факторів на зазначений параметр у дослідних серіях є суттєвим і неоднозначним. Так, відносні деформації розтягнутої арматури зразків-балок 1 серії при заданих планах рівнях навантаження та перед руйнуванням збільшуються відносно середніх значень зі збільшенням: відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 на 49% та 64%; класу бетону від C16/20 до C40/50 на 10% та 20%; кількості поперечної арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 на 9 і 28%; рівня поперечного навантаження η від 0,5 до 0,8 на 33 і 17%,

а 3 серії, відповідно, зі збільшенням: відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 на 50% та 65%; класу бетону від C16/20 до C40/50 на 15% та

26%; кількості поперечної арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 на 10 і 27%; рівня поперечного навантаження η від 0,5 до 0,8 на 32 і 16%; при одночасному збільшенні прольоту зрізу і кількості поперечної арматури у зазначених межах на 4...5%.

Характерною є також наявність від'ємних знаків при квадратичних ефектах зазначених факторів, що свідчить про те, що з їхнім збільшенням за вказаними межами подальше збільшення деформацій розтягу носитиме затухаючий характер.

Висновки:

1. При аналізі математичних моделей відносних деформацій розтягнутої арматури посередині прольоту дослідних елементів встановлено, що при збільшенні відносного прольоту зрізу збільшується вплив згинального моменту і вони зростають на 51% та 52% відповідно до серій. Збільшення значень інших дослідних факторів призводить до зростання деформацій розтягнутої арматури до 24% в обох серіях.

2. В цілому, вплив малоциклового знакопостійного навантаження на деформативність залізобетонних зразків-балок суттєво відрізняється від впливу одноразового ступенєво зростаючого статичного навантаження. А саме, вказаний вид навантаження збільшує величину відносних деформацій розтягнутої арматури на 8%.

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПОВЗУЧОСТІ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

Шехоркіна С.Є., д.т.н., доцент

(Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури»)

Для виявлення та аналізу впливу повзучості бетону та деревини на напружено-деформований стан деревозалізобетонних багатоповерхових будівель було прийнято варіант рамної каркасної системи із ядром жорсткості. В якості матеріалу колон та балок було розглянуто клеєну деревину класу міцності GL28h та клеєний шпон (LVL) класу міцності LVL35P. Розміри перерізу колон приймались: 250x250 мм для 5-ти поверхової будівлі; 300x300 мм – для 10-ти поверхової; 400x400 – для 15-ти поверхової та 550x550 мм – для 20-ти поверхової; балки перекриття прийняті розміром 300x600 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 діаграм деформування та характеристики повзучості деревини та залізобетону визначалися за методиками, приведеними у нормах проектування EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2 та EN 1995-1-2:2004 Eurocode 5. 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_o та коефіцієнту β_H , що враховує відносну вологість та розмір елемента. Повзучість деревини задавалася кусково-лінійною залежністю (закон нелінійного деформування №44 в ПК ЛИРА) шляхом введення коефіцієнтів повзучості $\varphi_t(t)$ для відповідного терміну T.

Встановлено, 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.

Додатково було проведено порівняльний аналіз отриманих даних щодо вертикальних переміщень дерев'яних колон каркасу за моделлю пружно-в'язко-пластичного тіла із переміщеннями, визначеними за рекомендаціями норм. Для цього при розрахунку моделей будівель

вводився приведений модуль пружності деревини через 50 років з використанням коефіцієнту повзучості. Приведені дані свідчать про те, що отримані за рекомендаціями норм вертикальні переміщення порівняно з результатами за моделлю пружно-в'язко-пластичного тіла є заниженими в 1.48 – 2.33 рази для клеєної деревини та в 1.14 – 1.8 разів для LVL деревини в умовах класу експлуатації 1, а також в 1.32 – 2.07 рази для клеєної деревини та в 1.01 – 1.6 разів для LVL деревини в умовах класу експлуатації 2.

Таким чином, при проектуванні багатоповерхових 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.

ОПТИМАЛЬНИЙ КРОК БАЛОК ДОЩАТОГО ПЕРЕКРИТТЯ

Янін О.Є., к.т.н., доцент,

Новікова С.М., ст. викладач,

*(Херсонський державний аграрно-економічний університет,
м. Херсон)*

Для житлових будівель досить широко застосовують перекриття у вигляді дощатого настилу по дерев'яних балках. Товщина дощок і розміри поперечного перерізу балок при заданих діючих навантаженнях залежать від кроку балок. Крім того, від них залежать загальні витрати деревини на перекриття, які доцільно зменшити. При проектуванні дерев'яних елементів таких конструкцій, розміри балок і настилу визначають, виходячи з умов міцності окремо. Після цього перевіряють жорсткість зазначених елементів. Треба враховувати, що геометричні розміри балки і дощатого настилу взаємопов'язані. І такий зв'язок потребує подальшого вивчення. Він відкриває можливість оптимізації конструктивного рішення виходячи з критерію мінімізації витрат деревини.

У випадку, коли крок балок дерев'яного перекриття відносно малий, розміри їх поперечного перерізу визначаються умовою жорсткості при певному запасі міцності, що приводить до невикористаних витрат матеріалу. Якщо цей крок відносно великий, виникає необхідність у достатньо масивному дощатому настилі по балках для забезпечення жорсткості конструкції. Можна припустити, що існує 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.

Розглядається перекриття у вигляді паралельно розташованих дерев'яних балок прямокутного поперечного перерізу. На них укладається дощатий настил.

В рамках вирішення задачі оптимізації за критерієм мінімальних витрат матеріалу, визначається крок балок 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 цього кроку. На підставі використання методики знаходження мінімуму функцій, визначався оптимальний крок балок.

Сумарні витрати деревини на балки і дощатий настил визначались для прямокутної ділянки перекриття, а також на одиницю площі перекриття. Така ділянка є частиною вантажної площі балки.

Товщина настилу t і розміри поперечного перерізу балки підбирались виходячи з умови міцності за нормальними напруженнями від згину.

Була отримана нерівність третього ступеню відносно невідомої висоти балки. Його рішення пов'язане зі значними математичними труднощами. Отже, задачу запропоновано вирішувати за допомогою числового методу з використанням комп'ютерного середовища *MathCAD*. Для прикладу були прийняті контрольні вихідні дані.

Функція висоти балок h , що залежить від їх кроку X отримана на підставі рішення рівняння міцності за нормальними напруженнями від згину.

З використанням отриманих залежностей $t_{(X)}$ і $h_{(X)}$ складена цільова функція витрат деревини на одиницю площі дощатого перекриття V . Вона залежить від кроку балок X .

Величину V можна розглядати як приведену товщину дощатого перекриття у цілому. За допомогою трасування графіку цільової функції, був отриманий оптимальний крок балок $X=X_0$, який відповідає

мінімальному значенню цієї функції. При контрольних вихідних даних, $X_0 = 48\text{см}$.

Оптимальний крок балок X_0 визначався виходячи із забезпечення міцності настилу і балок за нормальними напруженнями від згину. При цьому жорсткість настилу і балок може бути не забезпеченою.

Тому, слід визначити, при яких значеннях кроку балок X жорсткість конструкції забезпечена для випадку рівності правої і лівої частин умов міцності за нормальними напруженнями від згину. З метою спрощення розрахунків враховане тільки корисне змінне навантаження на одиницю площі перекриття q_1 .

На підставі аналізу умов жорсткості стрічки дощатого настилу і балок, можна зробити висновок, що ці умови забезпечується при відносно малій величині розрахункового значення міцності деревини при згині. Отже, при проектуванні дерев'яного балочного перекриття з оптимальним кроком балок, доцільно використовувати деревину відносно малої міцності.

Проведені теоретичні дослідження і контрольний числовий експеримент показали, що можливо визначити крок балок дерев'яного перекриття, при якому сумарний об'єм деревини на нього буде мінімальним. При цьому, виникає потреба у використанні комп'ютерного середовища.

Зміст

Bjelanović, A., Štimac Grandić I., Franolić F. <i>Timber footbridges – valorization of parametric analysis in optimization of layout of beam bridges</i>	3
Buljan, N., Bjelanović, A., Turkulin H. <i>Timber curtain wall – innovative structurally glazed unitised system for building envelopes</i>	6
Dziuba S.V., Korshak O.M., Mikhailov O.O. <i>Parameters determining the degree of the required external transversal frp reinforcement of metal cylindrical tanks</i>	9
Dziuba S.V., Korshak O.M., Mikhailov O.O. <i>Experimental studies of elements of metal cylindrical structures strengthened by external transversal cfrp reinforcement</i>	12
Krolo P. <i>Application of hysteresis envelope model to steel beam-to-column bolted joint</i>	15
Rajić A., Lukačević I., Ćurković I., Žuvelek V. <i>Innovative lightweight composite floor system – built-up cold formed steel-concrete</i>	18
Wojnar A., Ślęczka L. <i>Methods of analysis of frame structures according to the eurocode prEN 1993-1-1 (draft 2020)</i>	20
Гілодо О.Ю., Коломійчук Г.П., Коломійчук В.Г., Арсірій А.М. <i>Підвищення вибухостійкості з'єднань дерев'яних конструкцій</i>	24
Карпюк І.А., Карпюк В.М., Глібоцький Р.В., Пастернак О.О., Свєрдленко О.Л., Корчевний Д.С. <i>Експериментальна перевірка можливості та доцільності застосування фіброармованих пластиків для підсилення пошкоджених балкових конструкцій</i>	27

Купченко Ю.В., Сінгаївський П.М., Коршак О.М. <i>Визначення раціональної схеми решітки поперечної в'язевої ферми по нижнім поясам ферм покриття промислових будівель</i>	31
Максюта О.В. <i>Підсилення залізобетонних двотаєрових колон сталевую обіймою</i>	33
Пічугін С.Ф., Дмитренко А.О., Оксененко К.О. <i>Робота фальцевого замка металевих спірально-навивних силосів</i>	35
Сьоміна Ю.А. <i>Деформативність сталеві арматури за дії повторного навантаження</i>	37
Шехоркіна С.Є. <i>Дослідження Впливу повзучості на напружено-деформований стан деревозалізобетонних багатопверхових будівель</i>	40
Янін О.Є., Новікова С.М. <i>Оптимальний крок балок дощатого перекриття</i>	42

Наукове видання

ТЕЗИ ДОПОВІДЕЙ
міжнародної науково-технічної конференції
«Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини»
9-11 червня 2022 р.

Підписано до друку _____ 2022 р.
Формат 60/84/16 Папір офісний Гарнітура Times
Цифровий друк. Ум.-друк. арк. _____.
Наклад __ прим. Зам. № _____

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

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