

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 8

Київ – КНУБА – 2021

Збірник наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». Випуск 8.
Головний редактор О.Д.Журавський. К.:КНУБА, 2021. 130 с. DOI:10.32347/2522-4182.8.2021

На підставі Наказу Міністерства освіти і науки України №1188 від 24.09.2020, включено до **категорії «Б»**
Переліку наукових фахових видань України у галузі технічних наук зі спеціальностей 192, 194.
Проіндексовано у базі даних Index Copernicus, Google Scholar, CrossRef.

UKR / Наведені результати наукових досліджень будівельних конструкцій, методи розрахунку будівельних конструкцій, використання нових прогресивних матеріалів в будівельних конструкціях, методи підсилення будівельних конструкцій, будівель та споруд.

Призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних організацій та виробничих підприємств будівельної галузі, докторантів, аспірантів та студентів навчальних закладів будівельногоснапрямку. Видання здійснює публікації за спеціальностями :

192 Будівництво та цивільна інженерія, 132 Матеріалознавство
194 Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології

Collection of scientific articles «Building Constructions. Theory and practice». Issue 8.
Chief editor O. Zhuravskiy. K. : KNUCA, 2021. 130 p. DOI:10.32347/2522-4182.8.2021

Based on the Order of Ministry of Education and Science of Ukraine № 1188 from 24.09.2020 the journal was included in the **category "B"** of the List of scientific professional publications of Ukraine in the field of technical sciences in specialties 192, 194.

Indexed in the database Index Copernicus, Google Scholar, CrossRef

ENG / This compilation «Building Constructions. Theory and practice» includes results of scientific researches of building constructions, methods of calculation of building constructions, usage of new advanced materials in building constructions, methods of building constructions of buildings.

Collection is intend for reseachers, specialists of design organizations and production enterprises of construction industry, high school teachers, post - graduate students etc.

Редакційна колегія

Журавський О.Д., д.т.н., професор – *головний редактор* (Київський національний університет будівництва і архітектури);
Чернишев Д.О., д.т.н., професор – *заступник головного редактора* (Київський національний університет будівництва і архітектури);
Колякова В.М., к.т.н., доцент – *відповідальний секретар* (Київський національний університет будівництва і архітектури);
Азізов Т.Н., д.т.н., професор (Уманський державний педагогічний університет ім.П.Тичини);
Бабич Є.М., д.т.н., професор (Національний університет водного господарства та природокористування);
Бамбура А.М., д.т.н., професор (Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій);
Барабаш М.С., д.т.н., доцент (Національний авіаційний університет);
Білик С.І., д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури);
Bohdan Demchyna., prof. Dr.hab. (Panstwowej Wyzej Szkole Techniczno-Ekonomicznej im.ks. Bronislaw Markiewicza w Jaroslawiu);
Клімов Ю.А., д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури);
Клименко Є.В., д.т.н., професор (Одеська державна академія будівництва та архітектури);
Кріпак В.Д., к.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури);
Нікіфорова Т. Д., д.т.н., професор, (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури);
Павліков А.М., д.т.н., професор (Полтавський національний технічний університет ім. Ю.Кондратюка);
Савицький М.В., д.т.н., професор (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури);
Стемберк П., к.т.н., професор (Чеський технічний університет, м. Прага);
Шмуклер В.С., д.т.н., професор (Харківський університет міського господарства ім. О.М.Бекетова).

Рекомендовано до видання вченою
радою Київського національного
університету будівництва і архітектури,
протокол №41 від 24.06. 2021 року.

Recommended for publication
by the Academic Council of Kyiv National
University of Construction and Architecture,
Protokol No. 41 of 24.06.2021

Адреса редакції: к. 104, 114, КНУБА, Повітрофлотський проспект, 31, м. Київ, , 03037,
телефон редакції: (044) 241-55-04, (044)245-48-42
Editorial Office address: off 104, 114, KNUCA, Pvitroflotskyi ave., 31, Kyiv, Ukraine, 03037,
editorial phone: (044) 241-55-04, (044)245-48-42

ЗМІСТ

Tatiana Budko, Lyudmila Lavrinenko

Structural Analysis and 3D Timber Spatial Structure Modeling..... 4

Володимир Кріпак, Віра Колякова

Взаємозалежність конструктивних і розрахункових схем будівлі..... 17

Сергій Білик, Артем Білик, Євген Цюпин, Олександр Глітін

Моделювання оцінки фізичного зносу цинкового покриття просторових сталевих рамних дорожніх конструкцій для інформаційних систем безпеки на дорогах 26

Ірина Руднєва

Технологічні особливості підсилення металевих конструкцій методом наклеювання високоміцних фіброармованих систем при реконструкції 34

Євген Дмитренко

Моделювання сумісної роботи сталевих балкових конструкцій із залізобетонними ребристими плитами перекриття 46

Олена Зоря, Олексій Терновцев, Дмитро Зоря

Очистка стічних вод промислових підприємств від сполук міді феритизацією..... 62

Марк Бердников, Світлана Шехоркіна, Марина Бордун

Дослідження тепловитрат вузлових з'єднань конструкцій енергоефективних «зелених» будвель..... 73

Євген Дмитренко, Тарас Донець, Катерина Одноліток, Олег Фесенко

Оцінка вогнестійкості залізобетонних колон уточненими розрахунковими методами 87

Юрій Максим'юк, Андрій Козак, Іван Мартинюк, Олександр Максим'юк

Особливості виведення формул для обчислення вузлових реакцій і коефіцієнтів матриці жорсткості скінченого елемента з усередненими механічними і геометричними параметрами..... 102

Ганна Шпакова, Андрій Шпаков

Особливості реконструкції зовнішніх фасадних елементів..... 109

Валерій Першаков, Андрій Беятинський, Олександра Акмалдінова

Особливості проектування вертодромного майданчика на даху будівлі..... 118

Structural Analysis and 3D Timber Spatial Structure Modeling

Tatiana Budko¹, Lyudmila Lavrinenko²

^{1,2} Kyiv National University of Civil Engineering and Architecture
31, Povitroflotsky Ave., Kyiv, 03037, Ukraine

¹tatiana.budko98@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-3162-8197>

²lyudmila.lavrinenko@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-5601-0943>

DOI: 10.32347/2522-4182.8.2021.4-16

Summary The analysis of the structural form of the multi-volume dome structure using load-bearing wooden arches is performed. The complexity of the volumes and their connecting lines, as well as the requirement to conduct a non-linear analysis of long-span wooden elements at the request of Eurocode 5 make the information model necessary. It is noted that the design using this technology is developing in the direction of taking into account all stages of the structure life cycle. Information modeling of wooden structures in the world is the most prepared for the use of BIM-technologies. This is due to the sophisticated digital technologies for the production of modern wooden structures elements. An information model was formed for designing according to the regulations of Ukraine. The Information Model was created in the SAPFIR software package for further possibility of importing the model into the LIRA-CAD software package. The necessary auxiliary steps were used to build the model. The loads on the curved surface were calculated in the PC Espri. For further development of the nodes, 3D-modeling was used with the transfer of the information model into the PC Tekla Structures as a specialized environment for the constructive section of the project.

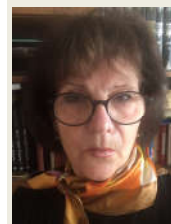
The presented analysis of the complex dome structure using wooden arches summarizes the approaches to the development of unique forms of structures using wood. The use of information models has significantly increased the complexity of architectural design and structural model taking into account the nonlinear effects of wood. The possibility of integrating these tools for further implementation in BIM-technology is shown.

Keywords. BIM-technology; timber bent-glued structures; arched covering; aquapark;



Tatiana Budko

master, Department of Metal and Wooden Structures



Lyudmila Lavrinenko

PhD, Associate Professor of the Department of Metal and Wooden Structures

Eurocode 5.

INTRODUCTION

Modern building design technologies enable to create complex structures, and 3D information technologies assume to form sophisticated object models. The use of BIM technologies (Building Information Modeling) is one of the most promising developments in the field of architecture, technology and construction in recent years. BIM is both a new technology and a new way of working that provides a common environment for all the information that defines a building at all (or possible) stages of its life cycle, taking into account the architectural, structural and technological parameters of the building [1, 2].

The methods of 3D BIM technologies have been introduced into the educational process of the Department of Metal and Wooden structures of KNUBA since 2016-2017 [3]. When

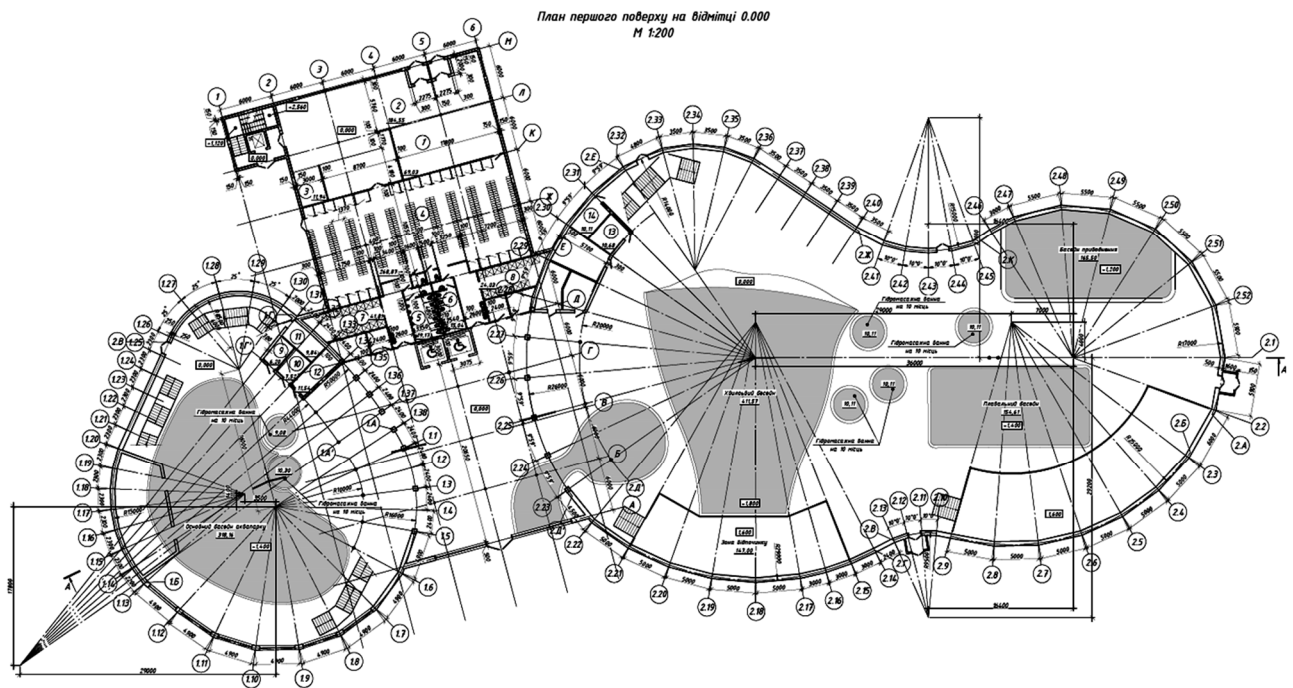


Fig. 1. Architectural proposal: plan of the first floor at 0.000

Рис. 1. Архітектурна пропозиція: план на відмітці 0,000

using them, the possibilities of using the 3D structure modeling are widely revealed [2, 4].

At the present stage, the wood construction practice is promising for the use of both solid (round logs, profiled beams), glued elements, and plates and beams LVL, OSB.. Their work and characteristic values of resistance differ significantly. For the popularization of unique and environmentally friendly architectural solutions, glued laminated timber provides the most cost-effective way to form a structure of complex shape [4, 5].

At the same time, savings of material and labor resources are provided, energy efficiency is increased both at the construction stage and during operation [6]. However, the scale of the application of glued wood materials and LVL is complicated by problems that are due to the specific properties of wood.

Features of modern complex wooden construction are considered on the example of the aquapark project (Fig. 1). For specific conditions of the water park, the limited use of steel structures is due not only to direct corrosion, but also to the fact that the use of glued beams reduces the number of auxiliary parts and nodes that require appropriate protection [7].

ANALYSIS OF THE RECENT RESEARCH AND PROBLEM STATEMENT

Based on the generalized data of the experience of domestic and foreign construction, a positive opinion is formed that the use of glued wooden structures in the construction of public and sports facilities is rational [4, 6].

Taking into account all stages of the life cycle of timber structures requires the use of new design technologies. The use of information modeling changes the traditional way of providing information based on text documents and two-dimensional drawings.

New integrated technologies are introduced primarily in those countries where the industry of wood processing and fabrication of building structures from wood and wood-based materials is developing. With the proliferation and growing interest in Building Information Modeling (BIM), level of detail issues are being addressed more and more successfully. And interoperability and integration of model-based application into an overall high productive workflow has emerged to the forefront of professional attention [11, 12]. In modeling, much attention is paid to solving analysis of related engineering problems, coordination of 2D and 3D models, coordination of infor-

mation and more. When the 3D model is linked with time (the construction schedule), the result is a 4D model that can be simulated to visualize the construction process [13]. However, it is noted that BIM tools, which are to some extent mature for steel and concrete structures, are not yet completely satisfactory for modeling wooden structures, in [9] the state of BIM tools in the modeling of wooden structures is considered and the functional requirements to the BIM models regarding the development of national standards for the coordination of information from all participants in the process of developing wooden structures are formulated.

These challenges focus on improving the standardization of the BIM model for the design and analysis of wooden structures [10]. Some procedures and relationships in BIM technologies are becoming the nationally accepted BIM standard [11].

Research in the direction of BIM-technologies for wooden structures is interdisciplinary and offers contributions to the fields of information systems, construction informatics, and construction management. It builds on and extends the discourse on BIM deployment in the architecture, engineering, and construction industry [12].

However, information modeling of modern timber construction is already more advanced than other construction methods [13]. This is due to its high degree of prefabrication and sophisticated digital processes. For decades now, 3D models for machine production have been created in workshop planning. Digitalization and automation of prefabrication are constantly developing. It is noted that design using

this technology is developing in the direction of taking into account all stages of the structure life cycle. BIM systems open up a number of possibilities for the wood-based building industry, such as increasing automation and prefabrication. Higher levels of automation will become possible once project teams have succeeded in collaboratively creating digital BIM models [13]. The range of problems in integrated BIM design expands to include the problem of renovation and environmental reuse of wooden structures after the liquidation of the building [14, 15].

Only some of the modeling tasks are considered in this paper, the possibility of using existing design tools for implementation in the BIM-technological design process is analyzed. BIM-design tools are considered as means in the design (including variant design) of a spatial building, which is a multi-volume structure with complex conjugation curves (Fig. 1).

As shown in our early work [27], when designing in accordance with Ukrainian standards, it becomes more and more common to create design documentation by using the SAPHIR PC, LIRA-CAD PC, Revit PC or Tekla PC. This makes it possible to take into account the requirements of ДБН В.2.6-198 "Steel structures" and ДБН В.2.6-98 "Concrete and reinforced concrete structures", as well as use the modern system of parametric 3D modeling SAPHIR PC. Successful experience of using SAPHIR software enables to build an informational 3D BIM model of a building. SAPHIR PC includes a modern system of parametric 3D modeling, tools for creating design schemes and transferring them to

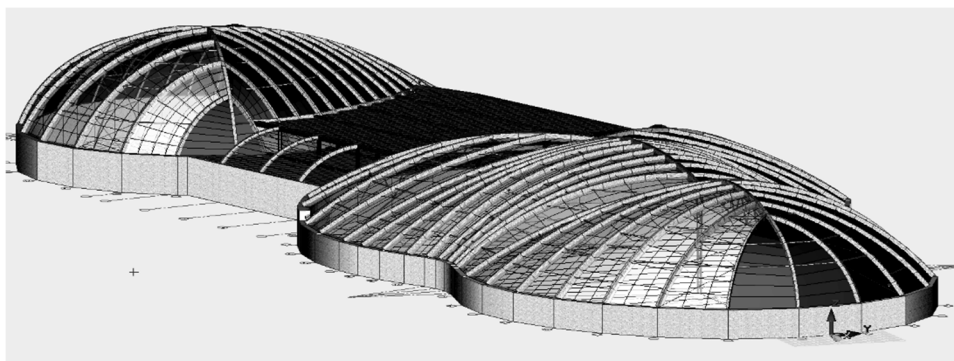


Fig. 2. The analytical model in PC SAPHIR
Рис. 2. Аналітична модель у ПК САПФІР

calculations in LIRA-CAD software package, for calculation of building elements, obtaining drawings of structural elements. However, the designing with ДБН В.2.6-16 "Wooden structures", which agreed with Eurocode 5, still requires certain modifications to the existing software [27].

The object of study is an indoor aquapark. The basis of its planning structure is a two-storey building of complex configuration. The roof structure consists of two domes, the total length of the building is 126 m (Fig. 1, Fig. 2).

The building has a frame structure. Reinforced concrete walls and wooden arches provide spatial rigidity and stability of the main volume. The engineering support of the aquapark includes modern equipment with a single automated control system, air conditioning system, combined water treatment (chlorination and ozonation). All engineering chambers for ventilation, water treatment and air conditioning systems are made in the basement. Environmental cleanliness control as one of the building safety factors ensures that the chlorine content in the air does not exceed 1.0 mg/m³ at the level of medium aggressiveness of the environment [7].

The creation of a "green" roof is considered, which helps to improve the aesthetic properties of the building and increases its thermal and sound insulation properties.

The aim of the study is to analyze and evaluate the level of integration of the spatial model of the building according to Eurocode 5 [16, 17] in the design environment BIM.

Research objectives are the development of a 3D information model in the PC SAPFIR

and calculation of the structure in the PC LIRA-CAD; design of load-bearing structures and units, development of 3D models of units; formation of a selection of tools for BIM-design, analysis and assessment of the integration of solutions in BIM-systems.

The analytical model used as input for further analysis (Fig 1, Fig. 2).

METHODS, RESULTS AND DISCUSSION

The ribbed, ribbed-annular and mesh types of the spatial scheme of the dome were considered [18] and an irregular ribbed-mesh scheme was chosen, the ribs of which are bent glued arches (Fig. 1, Fig. 2). Thus, while retaining the technological advantages of the ribbed scheme, our scheme received additional qualities of a spatial bar structure, which ensures high reliability of the structure in difficult extreme situations. In connection with catastrophes during the destruction of coatings, requirements were put forward for the operation of large-span structures at the stage of operation [8]. A dome with an excessive number of links (from the point of view of an optimal design) has a significantly greater survivability resource. In European standards, this is considered as "prevention of progressive collapse", that is, as an opportunity to redistribute the load between other elements in the event of failure of a certain number of elements.

The volumes of the domes are formed by arches, the outlines of which were modelled parametrically. The parametric design process

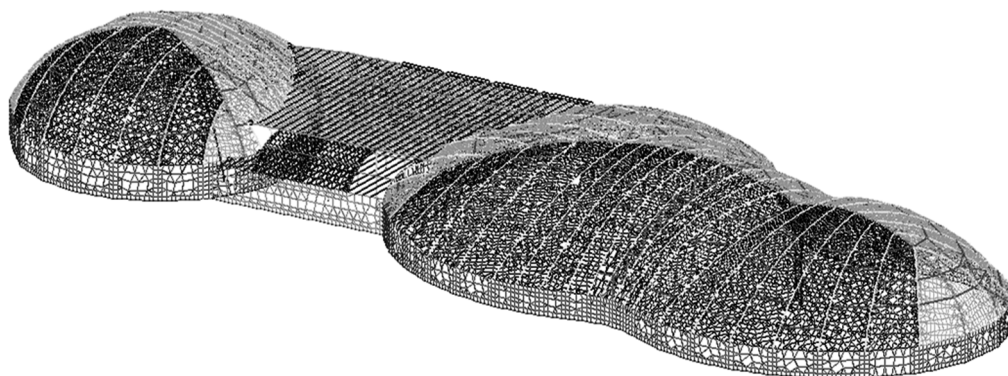


Fig. 3. The design model in PC LIRA-CAD

Рис. 3. Розрахункова модель у ПК ЛІРА -САПІР

Наименование	Балка
Слой	Конструктив
Маркировка	Головна балка
Цвет поверхности	нет цвета
Материал	Древесина хвойных пород
Интерпретация	Несущий конструктив
Цвета	
Цвет граней	d3b07400
Цвет линий	477cd1
Вес линии	Тонкая 03
Сечение 3D модели	Да
Аппроксимация	1.0
Контур сечения	Прямоугольный(S0) 300x800
Привязка сечения	
Привязка базовой точки	Центр масс
X, мм	0
Y, мм	0
Поворот сечения, °	0
Скручивание сечения	Нет
Выравнивание аналитической мо...	Нет
Сглаживание	Нет
Показать арматуру в 3D	Нет
Уровень оси стержня	
База уровня	Заданная высота
Смещение уровня осевой, мм	-4000
Нижний уровень балки, мм	2335.70
Длина, мм	21612.60
Площадь боковая, м²	47.54
Объем, м³	5.187
Вес, т	3.112
Параметры аналитической модели	
Дотягивать	Начало и конец
Шаг разбивки стержня, м	0
Точность совпадения, мм	0
Шаг аппроксимации, мм	0
Параметры АЖТ	
Формировать АЖТ	Нет
Минимальное расстояние ме...	0
Форма АЖТ	Авто
Количество узлов АЖТ	8
Граничные условия	
Применять к	Вся балка
Опираение	s:X e:O

a

Наименование	Балка
Слой	Конструктив
Маркировка	Ребра купола
Цвет поверхности	нет цвета
Материал	Древесина хвойных пород
Интерпретация	Несущий конструктив
Цвета	
Цвет граней	d3b07400
Цвет линий	477cd1
Вес линии	Тонкая 03
Сечение 3D модели	Да
Аппроксимация	1.0
Контур сечения	Прямоугольный(S0) 200x700
Привязка сечения	
Привязка базовой точки	Центр масс
X, мм	0
Y, мм	0
Поворот сечения, °	0
Скручивание сечения	Нет
Выравнивание аналитической мо...	Нет
Сглаживание	Нет
Показать арматуру в 3D	Нет
Уровень оси стержня	
База уровня	Заданная высота
Смещение уровня осевой, мм	0
Нижний уровень балки, мм	-4276.27
Длина, мм	25553.86
Площадь боковая, м²	45.99
Объем, м³	3.578
Вес, т	2.147
Параметры аналитической модели	
Дотягивать	Начало и конец
Шаг разбивки стержня, м	0
Точность совпадения, мм	0
Шаг аппроксимации, мм	0
Параметры АЖТ	
Формировать АЖТ	Нет
Минимальное расстояние ме...	0
Форма АЖТ	Авто
Количество узлов АЖТ	8
Граничные условия	
Применять к	Вся балка
Опираение	s:O e:O

b

Наименование	Балка
Слой	Конструктив
Маркировка	Вязь
Цвет поверхности	нет цвета
Материал	Стальные конструкции
Интерпретация	Несущий конструктив
Цвета	
Цвет граней	d3b07400
Цвет линий	477cd1
Вес линии	Тонкая 03
Сечение 3D модели	Да
Аппроксимация	1.0
Контур сечения	Канат •12.0
Привязка сечения	
Привязка базовой точки	Центр масс
X, мм	0
Y, мм	0
Поворот сечения, °	0
Скручивание сечения	Нет
Выравнивание аналитической мо...	Нет
Сглаживание	Нет
Показать арматуру в 3D	Нет
Уровень оси стержня	
База уровня	Заданная высота
Смещение уровня осевой, мм	0
Нижний уровень балки, мм	-5.65
Длина, мм	6887.11
Площадь боковая, м²	0.28
Объем, м³	0.001
Вес, т	0.005
Параметры аналитической модели	
Дотягивать	Начало и конец
Шаг разбивки стержня, м	0
Точность совпадения, мм	0
Шаг аппроксимации, мм	0
Параметры АЖТ	
Формировать АЖТ	Нет
Минимальное расстояние ме...	0
Форма АЖТ	Авто
Количество узлов АЖТ	8
Граничные условия	
Применять к	Вся балка
Опираение	s:O e:O

c

Задание жесткости для пластин

Учет ортотропии E2 0

E 112169 $\pi/\text{м}^2$ V21 0

V 0.35 G 0

H 0.03 см Ro 0.003 $\pi/\text{м}^2$

Учет нелинейности

Тип КЗ Плита, оболочка Балка-стенка

Учет сдвига Меньший размер пластины 0 м

Комментарий Плёнка Цвет

Задание жесткости для пластин

Учет ортотропии E2 0

E .01972e+006 $\pi/\text{м}^2$ V21 0

V 0 G 0

H 3 см Ro 0.45 $\pi/\text{м}^2$

Учет нелинейности

Тип КЗ Плита, оболочка Балка-стенка

Учет сдвига Меньший размер пластины 0 м

Комментарий Зелена покрівля(OSB) Цвет

d

Fig. 4. Properties of elements: *a-c* – structural elements in PC SAPFIR; *d* – auxiliary plates in PC LIRA

Рис. 4 Властивості заданих елементів: *a-c* – конструктивних елементів у ПК Сапфир; *d* – допоміжних пластин у ПК ЛІРА

consists of defining parameters, defining relationships between them, constructing the expected geometry, creating variations, and testing the final product [19]. Using the concept of parameterization, the user can enter a numeric or text value for any parameter, as well as use a variable or complex expression. This admits to use the input values of the parameters defined in other programs, calculate them by formulas and change them externally [20].

The presented calculation of an irregularly shaped wooden dome summarizes the approaches to the development of unique forms of structures using wood. Along the way, a number of narrower practical issues were solved, such as uneven load on the structure, prevention of skewing, development of effective solutions for pin connections for fixing arches at different angles, etc.

3D information model development. The analytical model is designed using finite elements. In this project, this is a structural diagram, in which the elements of supporting structures are presented in the form of lines and surfaces, supplemented by ties and loads. To build the information model, the material of the supporting structure was determined (multilayer glued beams, strength class

GL32h), materials and preliminary dimensions of the main elements and boundary conditions were adopted (Fig. 3, Fig. 4, *a-c*). A 3D surface was also built; it consists of plates, the stiffness of which is close to the real values of the coating, to transfer uneven loads to the structure (Fig. 4, *d*). Modeling of physical non-linearity of structural elements was carried out using finite elements in accordance with the library of the laws of deformation of materials. As a result, the calculation made it possible to estimate the elastic and plastic deformations of the elements.

The analysis of the design model is carried out using graphical methods for presenting the results, such as diagrams of internal forces of bar elements, stress fields of the plate elements and deformable schemes. For a detailed analysis and identification of the calculated values of the forces for each element, tables of calculated load combinations were created, updated in accordance with the Eurocode.

When creating an information model, visual programming is possible [25]. An example of this is the joint use of SAPFIR-3D and SAPFIR-Generator with the subsequent possibility of importing the model into the LIRA-CAD.

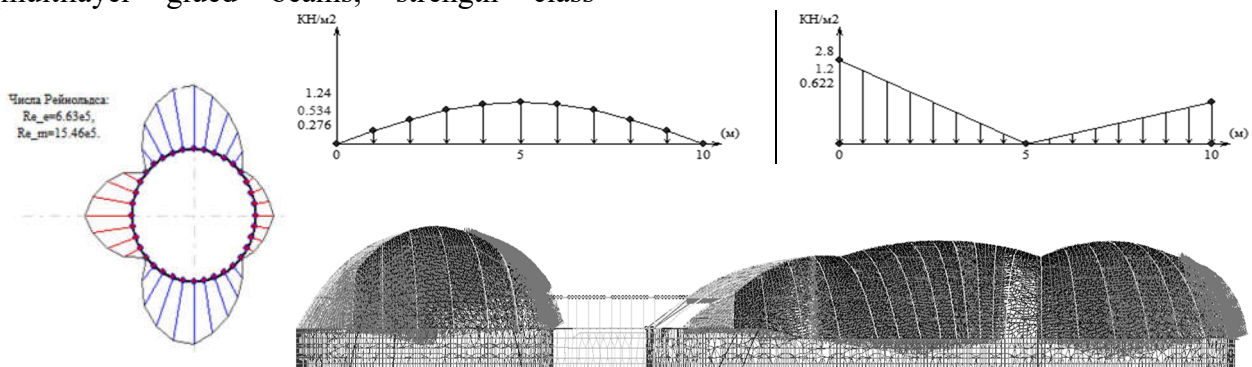


Fig. 5. The wind load in PC LIRA-CAD in accordance with ДБН В.1.2-2

Рис. 5. Вітрове навантаження в ПК ЛІРА-САПР відповідно до ДБН В.1.2-2

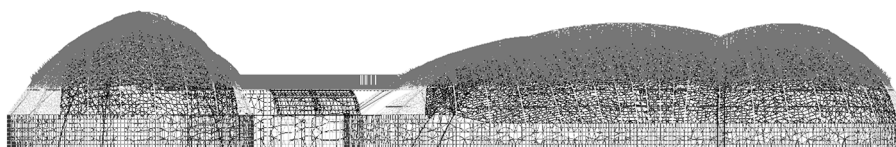


Fig. 6. The snow load in PC LIRA-CAD in accordance with ДБН В.1.2-2

Рис. 6. Снігове навантаження в ПК ЛІРА-САПР відповідно до ДБН В.1.2-2

During the design process, great attention was paid to smooth lines along all surfaces and to minimize deflections and displacements. For this, the cross-section of each element was calculated for the corresponding loads. For example, the ribs under the “green roof” take greater loads than under the membrane roof, and the upper radius of the ribs curvature make it possible to insert OSB without interruption along the entire rib length without twisting (Fig. 4). 3D surfaces are described, these are stiffness plates close to real values for transferring non-standard fastening to a structure (Fig. 4, d). The tasks of ensuring sufficient and optimal cross-sectional dimensions, as well as limiting the design height according to the operating and installation conditions, have become relevant [10, 11]. Another limitation of the supporting structure height is associated with the proposal to place technological equipment in the space between the arches.

The assessment of losses in case of deviation from the optimal values of design parameters was not carried out.

Model load in PC LIRA-CAD. The load is determined per unit area and applied to the 3D plate. Load tables for snow and wind loads were generated using the ESPRI software.

This program enables to quickly find online all parameters of the collection of loads in

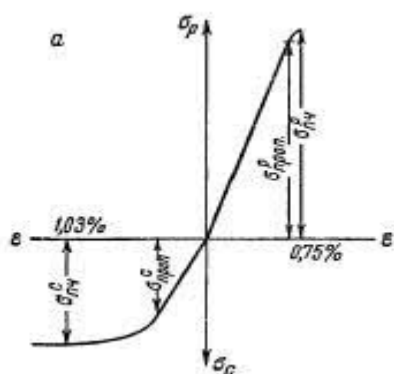
accordance with ДБН В.1.2-2: 2006.

At the output, we obtain tables of distributed load depending on the angle of inclination of the covering. To correctly distribute the load on the structural ribs, plate elements were created. The description of uneven loads on the roofing plate elements took place in the LIRA-CAD software package (Fig. 5, Fig. 6).

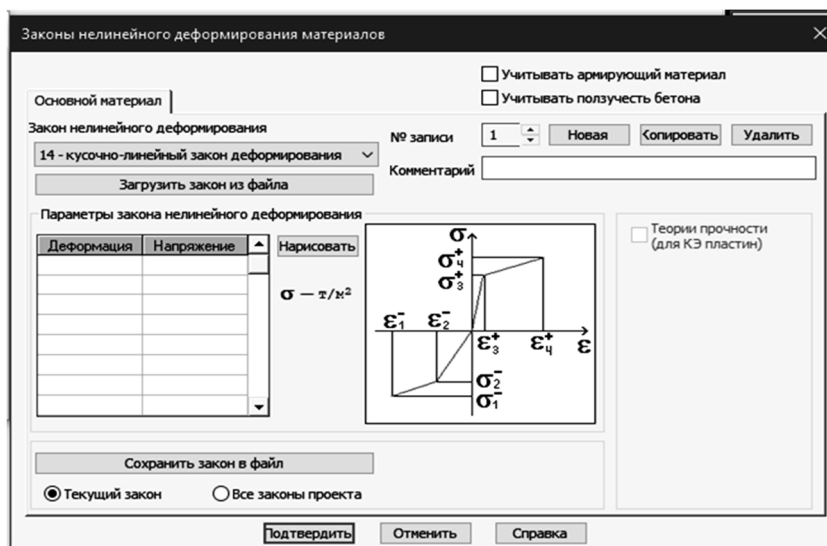
Structural elements calculation. Glued wooden arches are used as load-bearing structures, the analysis of the stress-strain state of which is carried out using a nonlinear calculation under the action of loads corresponding to real design conditions. To obtain information about the stress-strain state of the main supporting structures, a numerical simulation of the spatial structure was carried out.

Formation of an analytical model, which is a structural scheme, in which the elements of load-bearing structures are presented in the form of lines and surfaces, supplemented by constraints and loads, is performed using finite elements of the SAPFIR software and the LIRA-CAD PC.

When the parameter “Account for nonlinearity” was activated, the physical nonlinearity of deformation was set using the diagrams of deformation of wood during tension and compression along the fibers. When law 14, describing piecewise-linear dependence, is



a



b

Fig. 7. Account of the wood properties (a) as a physically nonlinear material in LIRA-CAD (b)

Рис. 7. Врахування властивостей деревини (a) як фізично нелінійного матеріалу в ЛІРА -САПР (b)

chosen as a physical model, the tensile (σ - ϵ) curves of the material are described as shown in Fig. 7 [26].

Geometric nonlinearity is taken into account by sequential application of loads in uniform steps, since the internal forces in the designed structure are very dependent on the sequence of their application. In such cases, a stepwise loading method is applied, and structures are modeled using elements that take into account physical nonlinearity (KЭ200), geometric nonlinearity (KЭ300), or physical and geometric nonlinearity simultaneously (KЭ400).

For a more detailed analysis of structural elements, the anisotropy of wood can be taken into account by modeling the elements using plates and three-dimensional finite elements [22]. However, taking into account the rod type of the main elements, the anisotropy of the elastic properties of wood was not taken into account. The mobility of the node can be taken into account with the optional element KЭ55. It is necessary to indicate the stiffness of the joint, which is determined experimentally in accordance with the standards EN 1075, EN 1380, EN 1381, EN 26891 and EN 28970.

In the PC SAPFIR the 3D-information model of the building with application of tools for creation of settlement schemes and their transfer for calculation in the PC LIRA-CAD is constructed.

The process of parametric design consists of determining the parameters, constructing relationships between them, determining the expected geometry, creating variations and

testing the result [23]. The design with joint use of the PC SAPFIR and the PC LIRA-CAD allowed to consider requirements of ДБН and other regulatory documents.

Working with the SAPFIR PC revealed a number of limitations in functionality compared to Revit (Autodesk Revit PC). Revit integration with Robot PC (Autodesk Robot Structural Analysis) is a combination of software and computing systems designed for the design and calculation of buildings and structures in 3D space with the implementation of the BIM concept.

To create a 3D-information model, structural elements similar to the connection between the PC SAPFIR and the PC LIRA-SAPR are used. Since it was decided to test the LIRA-CAD PC for the possibility of modeling wooden structures using BIM technology, the use of the SAPFIR PC is most appropriate for building information and creating calculation models of complex elements with subsequent import of the model into the system. computer complex PC LIRA-CAD.

To simplify the model production, the following auxiliary steps were performed:

- creation of a 2D template in AutoCad with reference lines of the axes and the location of rigid walls on which the coverage is based and the import of the drawing into the SAPFIR PC in the form of a dxf-underlay, an analytical model is created automatically during the formation of the physical model;

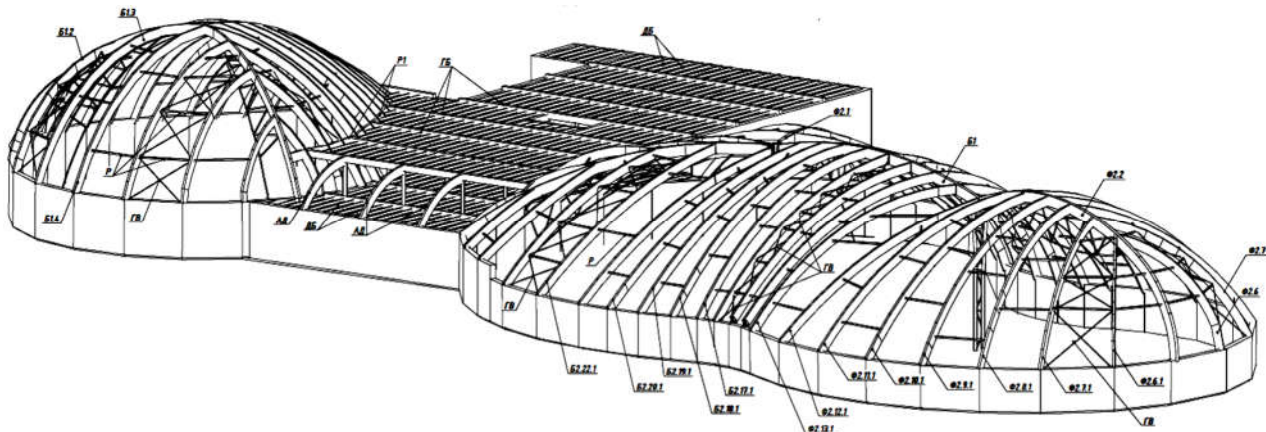


Fig. 8. Informational model from the PC Tekla Structures

Рис. 8. Інформаційна модель з ПК Tekla Structures

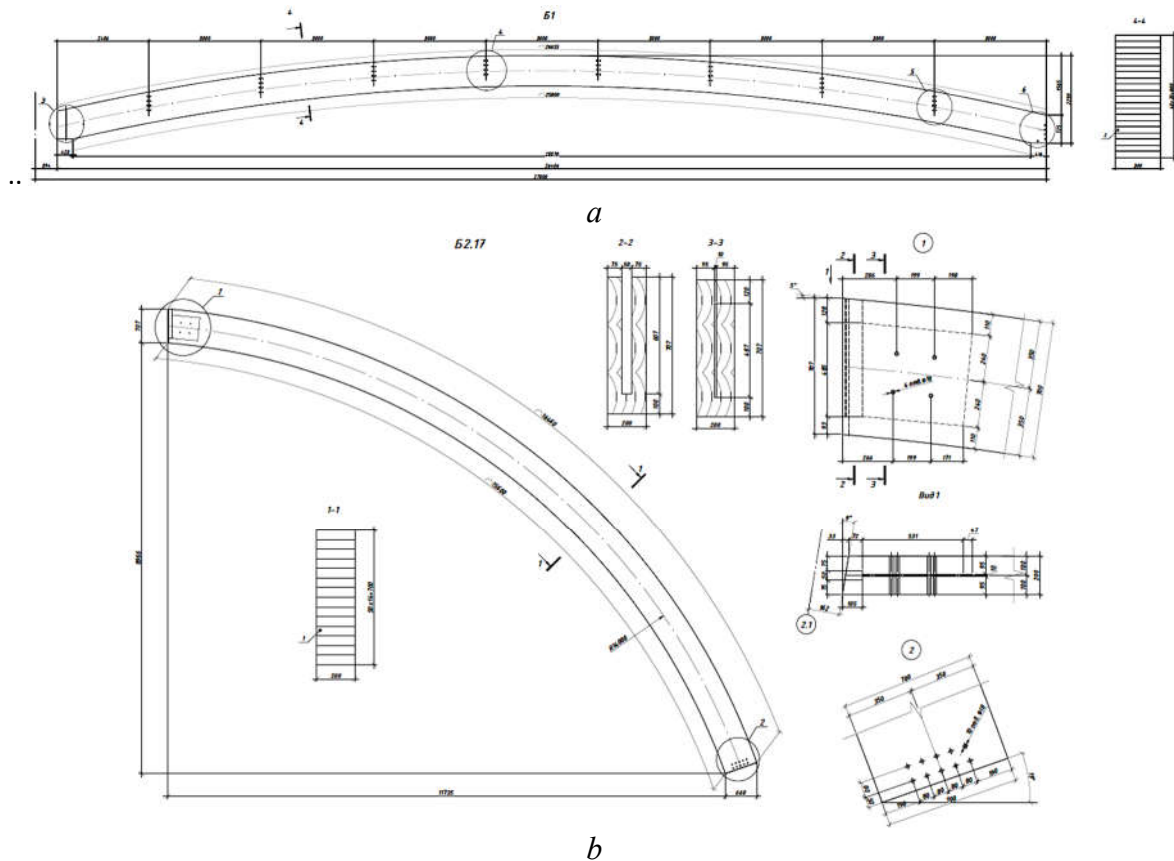


Fig. 9. Detailed drawings of curved wooden elements: *a* – the main beam; *b* – the dome rib

Рис. 9. Деталізовані креслення гнутих дерев'яних елементів: *a* – головної балки; *b* – ребра купола

– since the construction of elements in the PC SAPFIR occurs only in the local coordinate system, for each element auxiliary lines were built for the correct orientation of the working plane in space. The created system can be customized.

Nodes designing. For the further development of effective nodal connections, 3D modeling was used with the transfer of the information model to the Tekla Structures PC, which is a specialized environment for the structural part of the project (Fig. 8). The information is exported to the Tekla PC using an IFC-file, but due to some differences in models and gaps that can accompany transitions between analysis and design diagrams, it is necessary to recognize the elements after importing the file. With the use of the Tekla information system, the construction of nodes and details, the creation of specifications and the printing of working drawings of the project were carried out. The main system nodes are fully designed and built.

The node 1 – support of the beam on the ring (Fig. 10, *a*). The design of the support ring and the configuration of the assembly depend on the size of the thrust plane, The following assembly details are calculated: the width of the end plate, the required length of the upper and lower bend, plate thickness, shear fillet welds and bolted joints when the plate is crushed by the roller in the holes.

The node 2 – support unit of the dome rib with the roller joint (Fig. 10, *b*). The following node details are calculated: roller, required width of the thrust plane during compression, pins on the side profiles, the thickness of the head plate when working in bending, thrust plate.

The node 3 – support of the beam on the column (Fig. 10, *c*) with the hinged joint. The following parts of the assembly were checked: timber during shear in the area of the assembly, stop height with local compression across the grain, bolts connecting the beam to the baseplate.

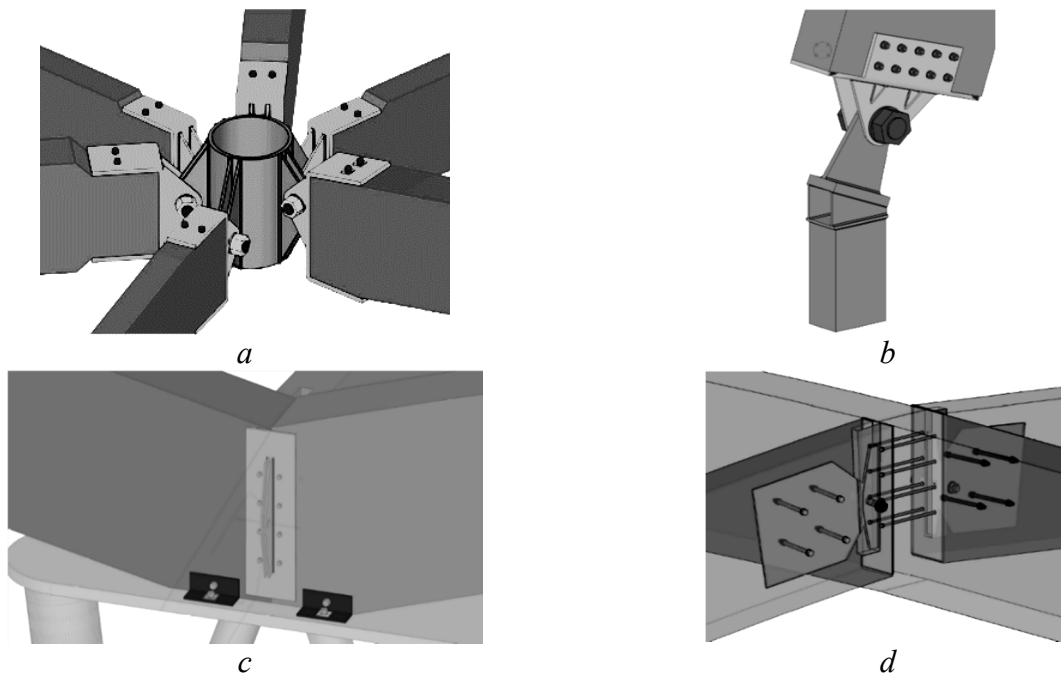


Fig. 10. 3D-model from the PC Tekla Structures: *a* – support of the beam on the ring; *b* – support unit of the dome rib with the roller joint; *c* – support of the beam on the column; *d* – connection of the dome node with the main beam

Рис. 10. 3D-моделі вузлів з Tekla Structures: *a* – обпирання балки на кільце; *b* – опорний вузол ребра купола з валиковим шарніром; *c* – обпирання балки на колону; *d* – примикання ребра купола до головної балки

The node 4 – connection of the dome node with the main beam (Fig. 10, *d*). The unit consists of an embedded sheet in the cross-section of the beam and two plates with stiffening ribs between them.

Additionally, the fire resistance and subsidence of the foundation were analyzed

The analysis of the structural form and design models of the dome covering absorbed mainly the problems of structural strength and stability. However, there are a number of issues that cannot be addressed in this project. Such issues, which are not formalized within the narrow limits of the project, will be considered in a wide range:

- deformability of structures taking into account fluctuations in temperature and humidity;

- It is necessary to solve the problems of fire protection [12], development of fire scenarios to calculate fire resistance [24] and fire protection measures;

- special processing of connections and protection of details.

- design with the involvement of optimization procedures taking into account costs.

CONCLUSIONS AND PROSPECTS FOR FURTHER RESEARCH

1. The presented modeling of a complex dome structure using timber arches summarizes the approaches to the creation of unique forms of timber structures. Information modeling is virtually the only way to design complex timber structures. This makes it possible, even at the stages of designing, to resolve the issue of the accuracy of the calculation, erection and correct operation of such buildings.

2. An experimental project was completed using 3D-modeling, which confirmed the possibility of creating and editing the complex building model. The integrated use of information models has made it possible to reduce design efforts, simplify work processes and significantly increase the complexity of both architectural design and the analytical model, taking into account the nonlinear effects of wood.

3. Further studies on the use of modeling in the design of wooden structures should be carried out with a detailed account of all the effects and regulations of the Eurocode related to operating conditions, technological requirements and fire resistance requirements.

4. The results of the project indicate the ability to actively integrate information modeling of complex structures into the BIM design environment. [28].

REFERENSES

1. **Bilyk A.S., Beliaiev M.A.**, “BIM-modeliuvannia:ohliad mozhlyvostei ta perspektyvy v Ukraini”. *Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy*, 2015. №2, pp.93–15.
2. **Barabash M.S.**, Kompiuternoe modelyrovanye protsessov zhyznennoho tsykla ob'ektov stroytelstva: *Monohrafiya, K., Stal*, 2014.
3. **Adamenko V. M.**, “Dosvid zastosuvannia BIM-tekhnologii pry proektuvanni i rozrakhunkakh stalevykh ta zalizobetonnykh konstruktsii”. *Materialy dopovidei Pershoi vseukrainskoi naukovo-praktychnoi konferentsii: BIM- tekhnologii v budivnytstvi: dosvid ta innovatsii*, pp. 13–16, 2021.
4. **R. Lancashire, L. Taylor.** Innovative timber construction. *New ways to achieve energy efficiency. TRADA Technology Ltd*, 2012. 56 p.
5. **Bobylev S.N.**, Ekolohyzatsiia ekonomycheskoho razvytyia, *M., Ekonomyka*, 2011.
6. **Kaluhyn A.V.**, “Kleeny dereviannye konstruktsyy v sovremennom stroytelstve”. *Promyshlennoe y hrazhdanskoe stroytelstvo*, № 7 (part 2), pp. 32– 37, 2011.
7. **Lavrinenko L.I., Umanecz D.V.** “Osoblyvosti proektuvannya ta analiz kons-truktyvnogo rishennya metalevogo kupolnogo pokryttya akvaparku”. *Mistobuduvannya ta terytorialne planuvannya. KNUBA*, 2013. V. 50. Pp.328 – 336.
8. **Kienko Y.Y., Lavrinenko L.I.**, “Analiz stsensariiu prohresuiuchoho ruinuvannia sterzhnovoho kupola”. *Mistobuduvannya ta terytorialne planuvannya, KNUBA*, vol. 64, pp. 108 – 114, 2017.
9. **Nawari N.**, “BIM Standardization and Wood Structures”. *International Conference on Computing in Civil Engineering*, 2012. <https://doi.org/10.1061/9780784412343.0037>
10. **Hossain F.**, “Advanced Building Design”. *Sustainable Design and Build*, 2019
11. **Kubba S.**, “Building Information Modeling (BIM)”. *Handbook of Green Building Design and Construction* (Second Edition), pp. 227–256, 2017.
12. **Merschbrock C.**, Digital Collaboration in the Wood-based Construction Industry. Deployment of Building Information Modeling: Doctoral Dissertation University of Agder Faculty of Social Science, 2014. <https://core.ac.uk/download/pdf/52083341.pdf>,
13. **Building Information Modeling (BIM) and Design for Manufacturing and Assembly (DfMA) for Mass Timber Construction**, BIM Topics Lab, University of British Columbia, 2018.
14. **Koutamanis A.**, “Building information modeling for construction and demolition waste minimization”, *Advances in Construction and Demolition Waste Recycling*, 592 p., 2020.
15. **Sinopoli J.**, “Design, Construction, and Renovations”. *Smart Building Systems for Architects, Owners and Builders*, pp. 139 – 158, 2010.
16. **Porteous J., Ross P.**, Designer` Guide to Eurocode 5. Design of Timber Buildings EN 1995-1-1, M., MHSU, 2013.
17. **Porteous J., Kermani A.**, Structural Timber Design To Eurocode 5, Blackwell Publishing, 2007.
18. **Kachurovskiy A., Lyzohub E.**, “Konstruktyvnoe reshenye lehkoj strukturnoi obolochky bolsheproletnogo kupola”, *Arkhytekturno-stroytelnyi portal*, www.ais.by, 2006
19. **Kalkan E., Okur F.Y., Altunisik A.C.**, “Applications and usability of parametric modeling”, *Journal of Construction Engineering. Management and Innovation*, №1(3), pp. 139–146, 2018.
20. **Barabash M.S., Kyivska K.I.**, “Kontseptsiiia stvorennia informatsiinoi modeli budivelnogo ob'ektu”, *Problemy rozvytku miskoho seredovyshcha*, vol. 1 (15), pp. 60– 68, 2016.
21. **Varenyk K.A.**, “Approksymatsiia dyahrammy deformyrovannya drevesyn”. *Vestnyk Novhorodskoho Hosudarstvennoho unyversyteta*. 2013. №75. т.1, pp.60–64
22. **Mykhailenko O.A.**, “Kozhevnykova M.S. O vlyianyy anizotropyy upruhykh svoistv drevesyny y fanery na napriazhenno-deformyrovannoe sostoianye kombynyrovannykh konstruktsiyi”. *Tekhnicheskyye nauky – ot teoryy k praktyke*. №10(58). 2016, pp.118–125
23. **Smadych I.P.**, “Parametryzatsiia arkhitekturnykh rishen v BIM-seredovyshchi ektuvannia”. *Materialy dopovidei Pershoi*

vseukrainskoi naukovo-praktychnoi konferentsi BIM-tehnolohii v budivnytstvi: dosvid ta innovatsii». 2021, pp. 61–64.

24. **Lavrinenko L.I., Nekora V.S.**, “Doslidzhennia nahrivannia stalevoi balky z hofrovanoi stinkoiu v umovakh pozhezhi”. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, vol. 6, pp. 12 – 21, 2020. http://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020_pp.12-21.
25. **Myers B.A.**. “Taxonomies of Visual Prigramming and Program Visualization”. *Journal of Visual Languages and Computing*. 1990. №1, pp. 97– 123.
26. **Horodetskyi A.S., Evzerov Y.D.** Компьютерные модели конструксии. К., *Fakt*, 2007. 394
27. **Lavrinenko L.I., Budko T.H.** “Zastosuvannia metodiv i modelei BIM-tehnolohii pry proektuvanni kupolnoho pokryttia akvaparku z dereavianymy arkamy”. *Suchasni budivelni konstruksii z metalu ta derevyny: Zbirnyk naukovykh prats, ODABA*, 2021, vyp. 25, c. 72-84. <http://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-72-84>
28. **Bilyk S.I., Bilyk A.S.** “Holovni napriamky suchasnoho rozvytku metalevykh konstruksii budivel i sporud”. *Suchasni budivelni konstruksii z metalu ta derevyny. Zbirnyk naukovykh prats, ODABA*, 2021, vyp. №25, s. 5 – 12. <http://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-5-12>

ЛІТЕРАТУРА

1. **Білик А.С., Беляєв М.А.** BIM-модельовання: огляд можливостей та перспективи в Україні. *Промислове будівництво та інженерні споруди*, 2015. №2. С. 93–15.
2. **Барабаш М. С.** Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства. *Монография. К., Изд-во Сталь*, 2014. 301 с.
3. **Адаменко В. М.** Досвід застосування BIM-технологій при проектуванні і розрахунках сталевих та залізобетонних конструкцій. *Матеріали доповідей Першої всеукраїнської науково-практичної конференції «BIM-технології в будівництві: досвід та інновації»*. 2021. С. 13–16.
4. **R. Lancashire, L. Taylor.** Innovative timber construction. *New ways to achieve energy efficiency. TRADA Technology Ltd*, 2012. 56 p.
5. **Бобылев С.Н.** Экологизация экономического развития. М., *Экономика*, 2011. 320 с.
6. **Калугин А. В.** Клееные деревянные конструкции в современном строительстве. *Промышленное и гражданское строительство*, 2011. № 7 (ч.2). С. 32– 37.
7. **Лавріненко Л.І., Уманець Д.В.** Особливості проектування та аналіз конструктивного рішення металевого купольного покриття аквапарку. *Містобудування та територіальне планування. КНУБА*, 2013. Вип. 50. С. 328 – 336.
8. **Кіснюк Є.Є., Лавріненко Л.І.** Аналіз сценарію прогресуючого руйнування стержньового купола. *Містобудування та територіальне планування. КНУБА*, 2017. Вип. 64. С. 108–114.
9. **Nawari N.** BIM Standardization and Wood Structures. *International Conference on Computing in Civil Engineering*, 2012 <https://doi.org/10.1061/9780784412343.0037/>
10. **Hossain F.** Advanced Building Design. *Sustainable Design and Build*, 2019. 592 p.
11. **Kubba S.** Building Information Modeling (BIM). *Handbook of Green Building Design and Construction (Second Edition)*, 2017. Pp. 227– 256.
12. **Merschbrock C.** Digital Collaboration in the Wood-based Construction Industry. Deployment of Building Information Modeling *Doctoral Dissertation University of Agder Faculty of Social Science*, 2014. <https://core.ac.uk/download/pdf/52083341.pdf>
13. **Building Information Modeling (BIM) and Design for Manufacturing and Assembly (DfMA) for Mass Timber Construction.** *BIM Topics Lab, University of British Columbia*, 2018. 86 p.
14. **Koutamanis A.** Building information modeling for construction and demolition waste minimization. *Advances in Construction and Demolition Waste Recycling*, 2020. 592 p.
15. **Sinopoli J.** Design, Construction, and Renovations. *Smart Building Systems for Architects, Owners and Builders*. 2010. Pp. 139 – 158.
16. **Порто Дж., Росс П.** Руководство по проектированию к Еврокоду 5: Проектирование деревянных конструкций EN 1995-1-1. М., *МГСУ*, 2013. 308 с.
17. **Porteous J., Kermani A.** Structural Timber Design To Eurocode 5. *Blackwell Publishing*, 2007. 542 p.
18. **Качуровский А., Лизогуб Е.** Конструктив-

- ное решение легкой структурной оболочки строительный портал, www.ais.by. 2006
19. **Kalkan E., Okur F.Y., Altunisik A.C.** Applications and usability of parametric modeling. *Journal of Construction Engineering, Management and Innovation*. 2018. №1(3). Pp. 139–146
 20. **Барабаш М.С., Київська К.І.** Концепція створення інформаційної моделі будівельного об'єкту. *Проблеми розвитку міського середовища*. 2016. Вип. 1 (15). С. 60 – 68.
 21. **Вареник К.А.** Аппроксимация диаграммы деформирования древесины. *Вестник Новгородского Государственного университета*. 2013. №75. Т.1. С. 60–64
 22. **Михайленко О.А., Кожевникова М.С.** О влиянии анизотропии упругих свойств древесины и фанеры на напряженно-деформированное состояние комбинированных конструкций. *Технические науки – от теории к практике*. №10(58). 2016 г. С. 118–125
 23. **Смадич І.П.** Параметризація архітектурних рішень в BIM-середовищі проектування. *Матеріали доповідей Першої всеукраїнської науково-практичної конференції «BIM-технології в будівництві: досвід та інновації»*. 2021. С. 61–64.
 24. **Лаврінченко Л.І., Некора В.С.** Дослідження нагрівання сталеві балки з гофрованою стінкою в умовах пожежі. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. Вип.6 (2020) С. 12 – 21. <http://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.12-21>.
 25. **Myers В.А.** Taxonomies of Visual Prigramming and Program Visualization. *Journal of Visual Languages and Computing*. 1990. №1. С. 97– 123.
 26. **Городецкий А.С., Евзеров И.Д.** Компьютерные модели конструкций. *К., Факт, 2007. 394 с.*
 27. **Лаврінченко Л.І., Будко Т.Г.** Застосування методів і моделей BIM-технологій при проектуванні купольного покриття аквапарку з дерев'яними арками. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини: Збірник наукових праць, ОДАБА, 2021, вип. №25, с.72 – 84.* <http://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-72-84>
 28. **Білик С.І., Білик А.С.** Головні напрямки сучасного розвитку металевих конструкцій будівель і споруд. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини: Збірник наукових праць, ОДАБА, 2021, вип. №25, с.5 –*

большепролетного купола. *Архитектурно-12.* <http://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-5-12>

Конструктивний аналіз та 3D-моделювання просторової дерев'яної конструкції

Тетяна Будко, Людмила Лаврінченко

Анотація Проведено аналіз конструктивної форми мультиоб'ємної купольної будівлі з використанням несучих дерев'яних конструкцій. Складність об'ємів та їх сполучних ліній, а також вимога провести нелінійний аналіз дерев'яних елементів великого прольоту за рекомендаціями Єврокоду 5, роблять інформаційну модель необхідною. Відмічено, що інформаційне моделювання дерев'яних конструкцій у світі є найбільш підготовленим до використання BIM-технологій, що пов'язано з високою фабричною готовністю та складними цифровими технологіями виробництва сучасних елементів дерев'яних конструкцій масового виготовлення. При розробці проекту для українських умов та у відповідності з чинними нормами проектування була сформульована інформаційна модель в САПФІР ПК з подальшою можливістю імпорту моделі в ПК ЛІРА-САПР. Для побудови моделі були використані необхідні допоміжні кроки. Навантаження на криволінійну поверхню розраховані в ПК Espri. Для подальшої розробки вузлів було використано 3D-моделювання з передачею інформаційної моделі на ПК Tekla Structures як спеціалізованого середовища для конструктивного розділу проекту.

Представлений аналіз складної купольної конструкції з використанням дерев'яних арок узагальнює підходи до розробки унікальних форм конструкцій з використанням дерева. Використання інформаційних моделей дозволило реалізувати складне архітектурно-планувальне рішення та суттєво збільшити складність конструктивної моделі з урахуванням нелінійних ефектів деревини.

Результати проекту вказують на можливість активної інтеграції інформаційних моделей дерев'яних конструкцій у проектування програмного середовища BIM.

Ключові слова. BIM-технологія; гнукоткесні дерев'яні конструкції; купол; аквапарк; Єврокод 5

Взаємозалежність конструктивних і розрахункових схем будівлі

Володимир Кріпак¹, Віра Колякова²

^{1,2}Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹ kripak.vd@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-6575-5015>

² vkolyakova@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-6879-8520>

DOI: 10.32347/2522-4182.8.2021.17-24

Анотація. На стадії проектування дуже важливим для формування надійності будь-якої будівлі являється етап формування розрахункової моделі будівлі, який являється основою для конструювання її несучих елементів. Основним на цьому етапі являється адекватність прийнятої розрахункової моделі дійсній конструктивній схемі. Дуже важливою умовою для оцінки дійсної роботи будівлі, являється врахування спільної роботи верхньої частини будівлі (каркасу) з фундаментами і ґрунтовою основою.

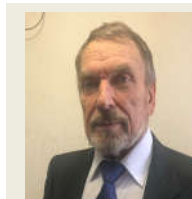
У статті на прикладі 9-ти поверхової будівлі паркінгу, побудованої на початку 2000 років на площі Перемоги в м. Києві розглянуто деякі проблеми в роботі конструкцій, які пов'язані з вибором розрахункових моделей, використаних при їх проектуванні.

Чисельними дослідженнями з використанням ПК ЛІРА-САПР проаналізовано вплив спільної роботи каркасу і фундаментів на зусилля на їх контакт.

Виявлено, що:

- вплив спільної роботи каркасу і фундаментів суттєвий і проявляється тільки в межах декількох нижніх поверхів каркасу;
- врахування нелінійної роботи залізобетонних конструкцій в більшості випадків суттєво знижує розрахункові зусилля в пікових точках – концентраторах;
- в процесі проектування необхідно розглядати і аналізувати варіантні конструктивні рішення системи.

Ключові слова. Надійність; колона; фундамент; напружений стан; моделювання; чисельні методи.



Володимир Кріпак
професор кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій
к.т.н., професор



Віра Колякова
доцент кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій
к.т.н., доцент

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Надійність кожної будівлі забезпечується відповідними засобами на всіх стадіях її життєвого циклу, при проектуванні, зведенні та експлуатації.

Кожен етап життєвого циклу будівлі важливий і має свої, регламентовані відповідними нормативними документами, стандартні вимоги, правила і обмеження [1].

На стадії проектування дуже важливим для формування надійності являється етап статичного розрахунку будівлі, який являється основою для конструювання її несучих елементів. Основним на цьому етапі являється адекватність прийнятої розрахункової моделі, тобто наскільки точно розрахункова модель описує дійсну роботу будівлі [2]. Сьогодні важливою, і уже практично необхідною, умовою для оцінки дійсної роботи будівлі, являється врахування спільної роботи верхньої частини будівлі з фундаментами і ґрунтовою основою.

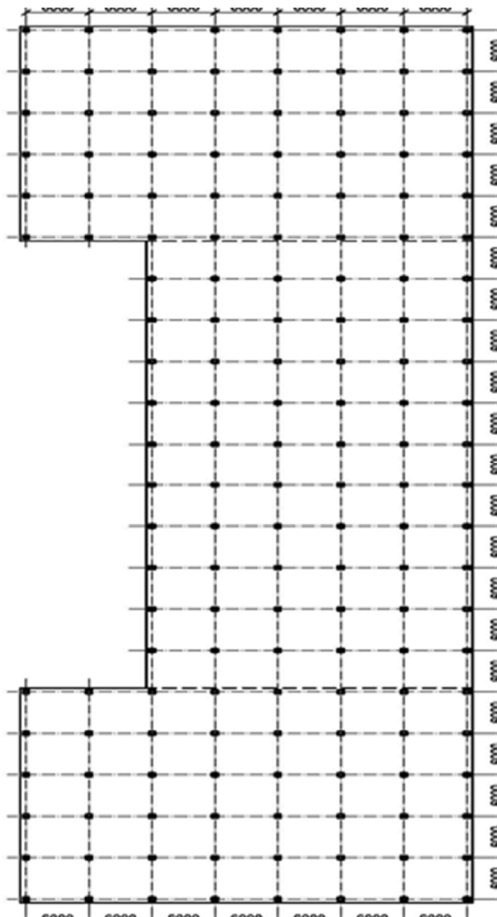
Слід зауважити, що цей етап проектування найменше формалізований і, в значній мірі, залежить від кваліфікації проектувальника, його розуміння і оцінки роботи будівлі як конструктивної системи: ґрунтова основа – фундамент – несучий каркас. Тому надійність системи залежить від надійності кожного елемента, що утворюють вказану конструктивну систему.

Поряд з надійним розрахунком системи не менш важливим є правильне конструювання фундаментів. Конструкція фундаментів повинна забезпечити необхідний резерв надійності для компенсації обмеженої точності як вихідних даних так і розрахункової моделі.

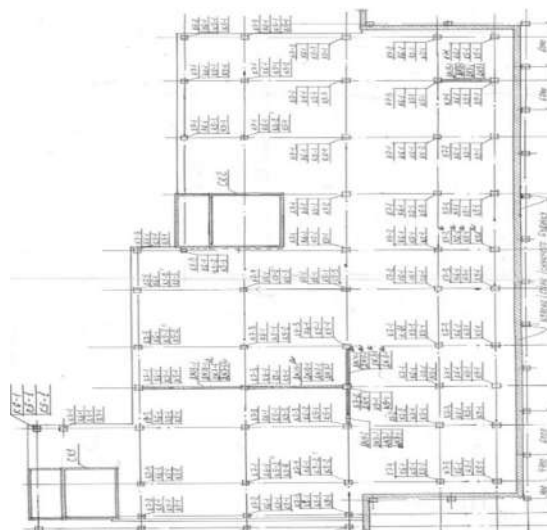
ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Виконувалися перевірочні розрахунки будівлі по виявленню резервів міцності в елементах каркасу і фундаментах. На прикладі 9-ти поверхової будівлі паркінгу, побудованої на початку 2000 років на площі Перемоги в м. Києві розглянуто деякі проблеми в роботі конструкцій, які пов'язані з вибором розрахункових моделей, використаних при їх проектуванні.

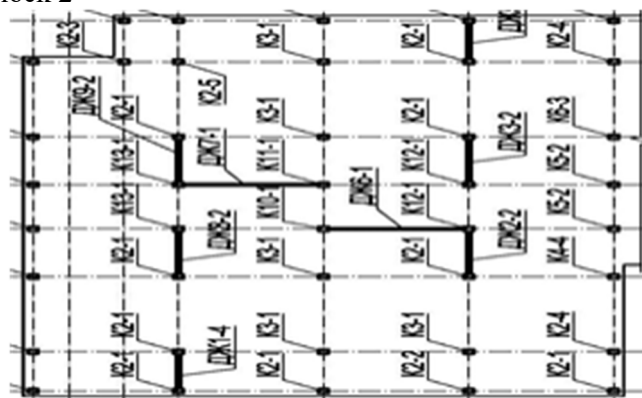
Будинок універмагу складається з трьох об'ємів – чотириповерхового блоку 1 з технічним та підвальним поверхами, п'ятиповерхової прибудови з цокольним поверхом (блок 2) та дев'ятиповерхового паркінгу - блок 3 (рис. 1).



Блок 1
Block 1



Блок 2
Block 2



Блок 3
Block 3

Рис. 1. Схема блоків будівлі універмагу.
Fig. 1. Department store building blocks layout

Будівля блоку 1 побудована в 1964 р. по проекту, розробленому інститутом “Укргіпроторг”.

Будинок запроектований і побудований з повним каркасом із збірних залізобетонних конструкцій серії ІІІ-60 під нормативне рівномірно-розподілене навантаження 500 і 1000 кг/м². Конфігурація будівлі в плані П-образна – довжина по головному фасаді 126 м. Каркас будівлі збірний залізобетонний з сіткою колон 6х6 м. Фундаменти – із забивних залізобетонних паль, довжиною 9-11 м перерізом 35х35см та монолітних залізобетонних кущових ростверків.

П’ятиповерхова прибудова з цокольним поверхом (блок 2)

Конструктивно прибудова запроектована і побудована в монолітному залізобетонному в’язевому каркасі з монолітними залізобетонними плитами перекриття по безригельній схемі. Жорсткість і стійкість будівлі забезпечують роботою колон, діафрагм жорсткості і перекриттів. Прибудова примикає до первісного об’єму. Фундаменти з буронабивних паль $d=620$ мм. з розширенням в зоні опирання до $d=1200$ мм., довжиною 18-22 м. і залізобетонних ростверків. Перекриття – безригельне під вертикальне

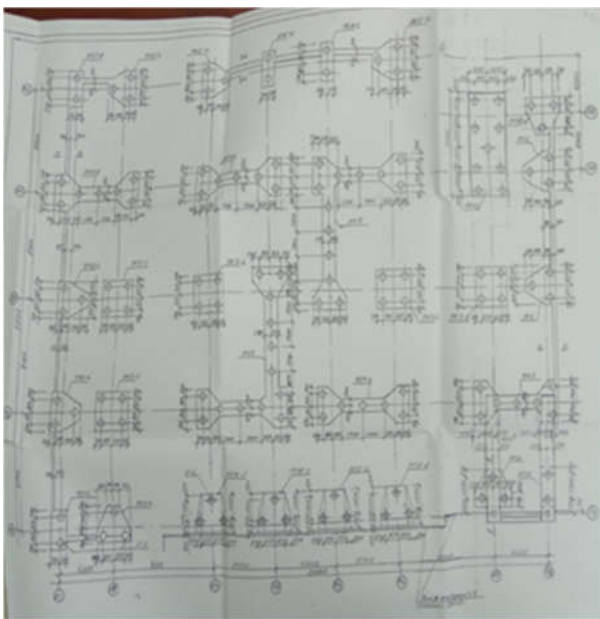
тимчасове рівномірно – розподілене по площі навантаження – 500кг/м².

Дев’ятиповерховий паркінг - блок 3

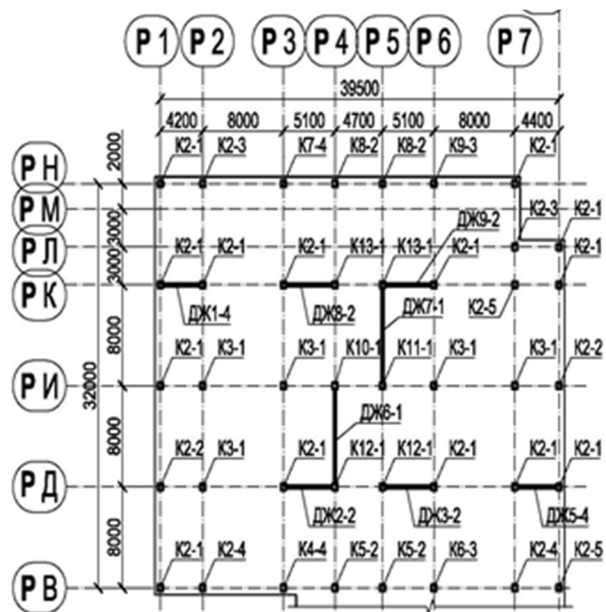
Конструктивно будівля паркінгу запроектована і побудована в монолітному залізобетонному в’язевому каркасі з монолітними залізобетонними плитами перекриття по безригельній схемі. Жорсткість і стійкість будівлі забезпечується роботою колон, діафрагм жорсткості і перекриттів. Перекриття – безригельне. Основні конструктивні елементи паркінгу – фундаменти, колони, діафрагми жорсткості, перекриття та покрівля виконують аналогічними, як і в п’ятиповерховій прибудові.

Для визначення можливості використання існуючих конструкцій блоку 3 для передбачуваної реконструкції з надбудовою кафе проведені перевірені розрахунки каркасу обстежуваної будівлі паркінга.

Розрахунки каркасу будівлі виконані з використанням програмного обчислювального комплексу „ЛІРА-САПР 2017 R3” [2,3]. Жорсткісні параметри конструктивних елементів каркасу будівлі призначалися в відповідності з уточненими проектними даними.



а



б

Рис. 2. Схеми розташування фундаментів блоку (а) та елементів каркасу (б).
Fig. 2. Block foundations layouts (a) and frame elements (b).

Колони і палі апроксимовані стержнями, приведеними до осі елементів, а ростверк – пластинами, приведеними до серединної площини і з'єднаними жорсткими вставками (рис.5) відповідно [6]. Аналізувалися зусилля в колонах при розрахунковій схемі з зацеленими колонами в фундаментах (схема по якій проектувався каркас будівлі) та при спільній роботі колон з фундаментними конструкціями (рис.3 - 5).

Споруда розраховувалася відповідно до вимог діючих норм на час обстеження. Тимчасове навантаження прийнято 400 кг/м^2 , клас бетону прийнято за результатами дослідження C20/25 замість проектного В30. При розрахунках прийнято обмеження розкриття тріщин до $0,3 \text{ мм}$.

Відповідно до [1], клас наслідків (за відповідальністю) прийнято СС2. Категорія відповідальності елементів каркасу – Б. Коефіцієнт надійності за відповідальністю для розрахунку за 1 ГС прийнято $\gamma_n=1,05$, для розрахунку за 2 ГС $\gamma_n=0,975$.

Згідно умов проектування блоку 3, як видно з рис. 2, колони, які розташовані по осі Р/В, не центровані по відношенню до центра ваги паль (рис. 4), і зусилля від них на палі передаються з суттєвим ексцентриситетом. На рис. 5 показана розрахункова модель вузла примикання колони до ростверка і передачі зусиль на палі.

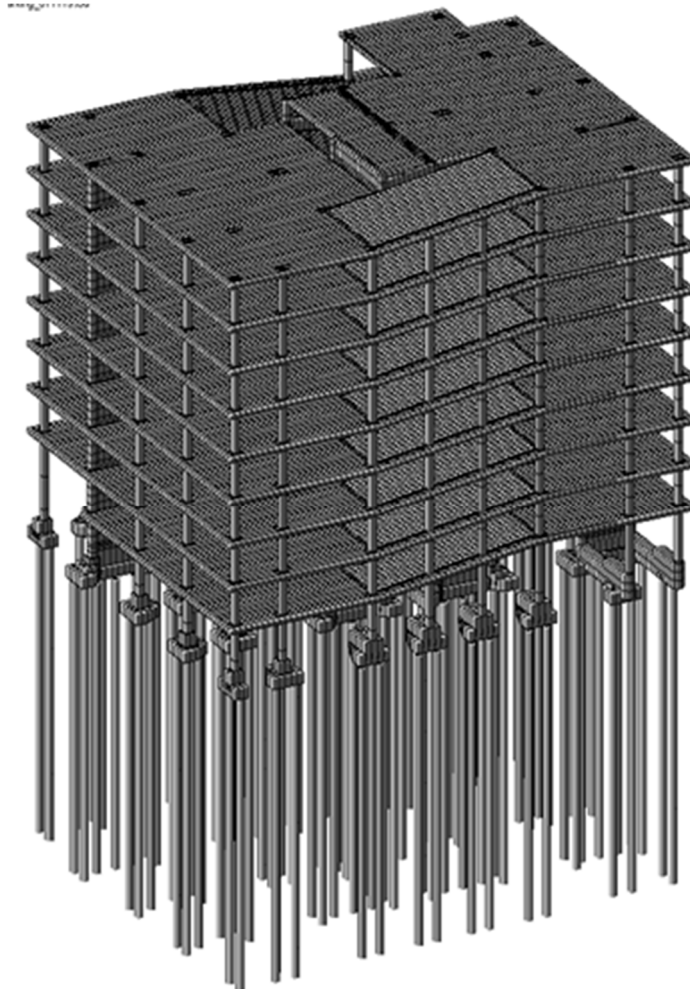


Рис.3. Розрахункова модель каркасу.

Fig. 3. Estimated model of frame.

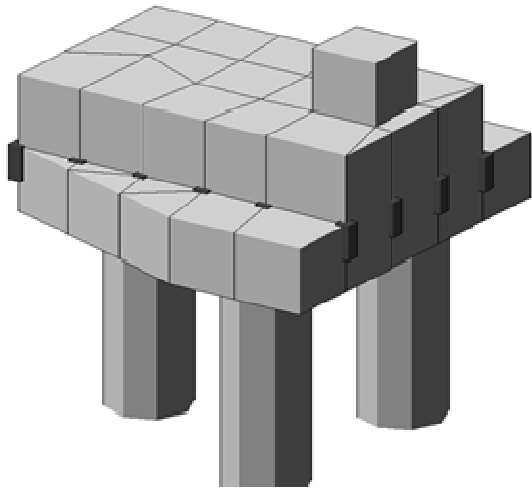


Рис. 4. 3D модель вузла ростверку.
Fig. 4. 3D model of a grid knot.

Проведеними розрахунками підтверджена загальна несуча здатність та стійкість споруди крім 4-х колон по осі Р/В (рис. 2,б), в яких проектне армування не забезпечувало сприйняття виникаючих розрахункових зусиль. На рис. 6 наведені згинальні моменти однієї з таких колон при різних

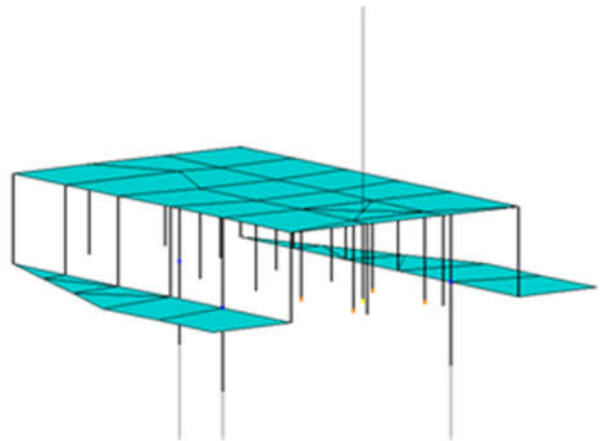


Рис. 5. Розрахункова модель фундаментного вузла.
Fig. 5. Estimated model of the foundation node.

способа моделювання взаємодії каркасу з фундаментами і ґрунтовою основою, а на рис. 7 в усіх колонах. Проводився аналіз зміни зусиль при врахуванні нелінійної роботи каркасу (виникнення пластичного шарніру в місці приєднання колони до ростверку).

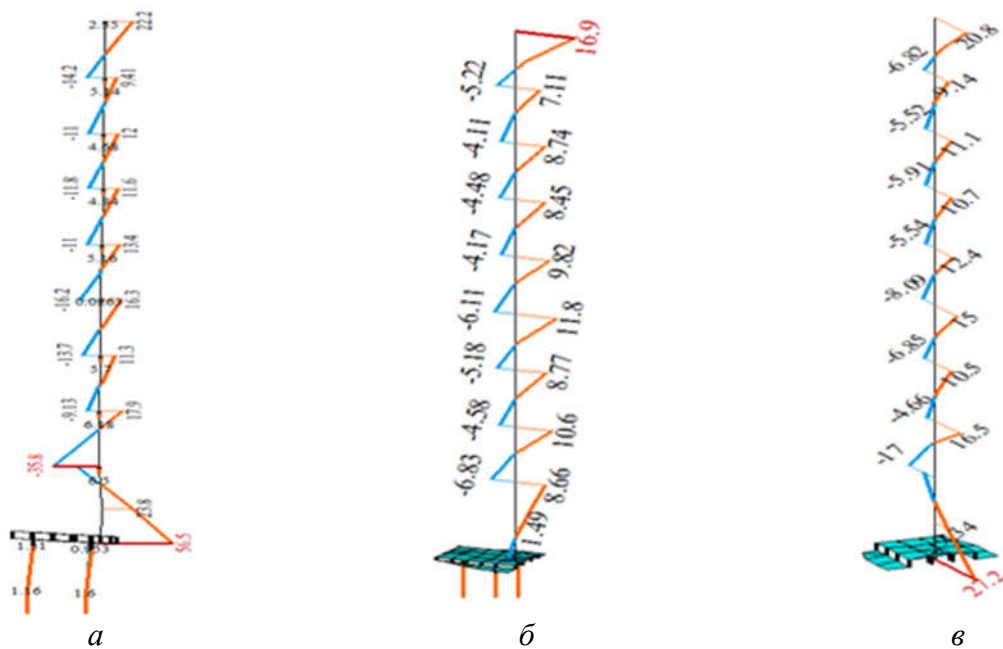


Рис. 6. Згинальні моменти в колоні на перетині осей Р/3-РВ:
a- при спільній роботі каркасу з фундаментом;
б – при жорсткому зацемленні колони в фундаменті;
в - при виникненні пластичного шарніру в з'єднанні колони з фундаментом.
Fig. 6. Bending moments in the column at the intersection of the axes P / 3-RV:
a - at joint work of a framework with the base;
b - with rigid clamping of the column in the foundation;
c - in the event of a plastic hinge in the connection of the column with the foundation.

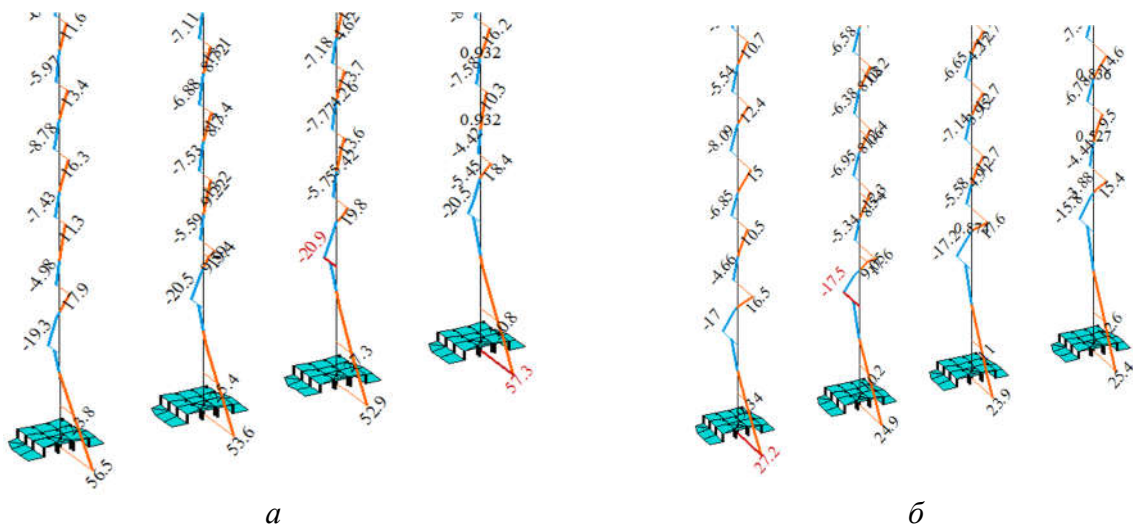


Рис.7. Згинальні моменти в колонах по осі P/V:
a – при пружному розрахунку; *б* – при нелінійному розрахунку каркасу.

Fig. 7. Bending moments in columns on the P / V axis:
a - at elastic calculation; *b* - for nonlinear calculation of the frame

Результати статичних розрахунків показали значний перерозподіл зусиль в каркасі при різних способах моделювання роботи каркасу.

Якщо поздовжні сили в розглянутій колоні майже не змінюються, від $N = 3880$ кН до $N = 3470$ кН (розбіжність в межах 10%), то згинальні моменти різняться дуже суттєво, від $M = -20$ кНм до $M = 565$ кНм (рис.6, *a, б і в*).

Важливість врахування спільної роботи каркасу, ростверків та паль вказано в [7].

Необхідно відмітити, що при проектуванні реконструкції корпусу 3, розрахунки каркасу виконувалися без врахування його спільної роботи з фундаментами.

Згинальні моменти в проблемних колонах можна значно знизити при конструктивному об'єднанні залізобетонними стрічками відповідних фундаментних ростверків з сусідніми (рис.8,*б*).

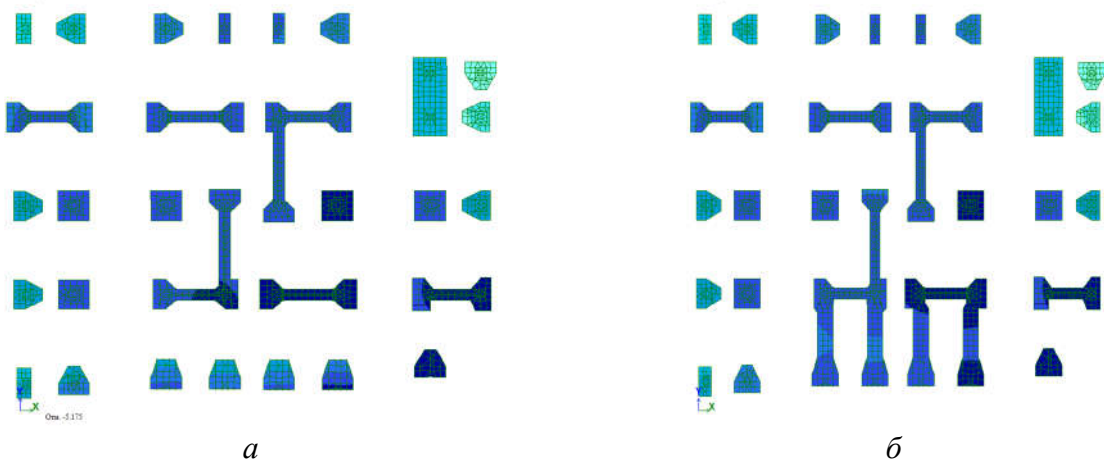


Рис. 8. Конструкція фундаментних ростверків:
a – існуюча; *б* – рекомендована згідно розрахунків

Fig. 8. Design of foundation grilles:
a - existing; *b* - recommended according to calculations

На рис.9 наведені поздовжні сили N та згинальні моменти M в колонах ряду РВ/РЗ для удосконаленої конструктивної схеми ростверків. Введення незначного коригування конструктивного рішення за рахунок об'єднання

окремих куців під проблемними колонами по осі РВ монолітними стрічками з сусідніми фундаментами по осі РД привело до перерозподілу зусиль в колонах в позитивному напрямку. Контактні моменти зменшилися майже в 5 разів.

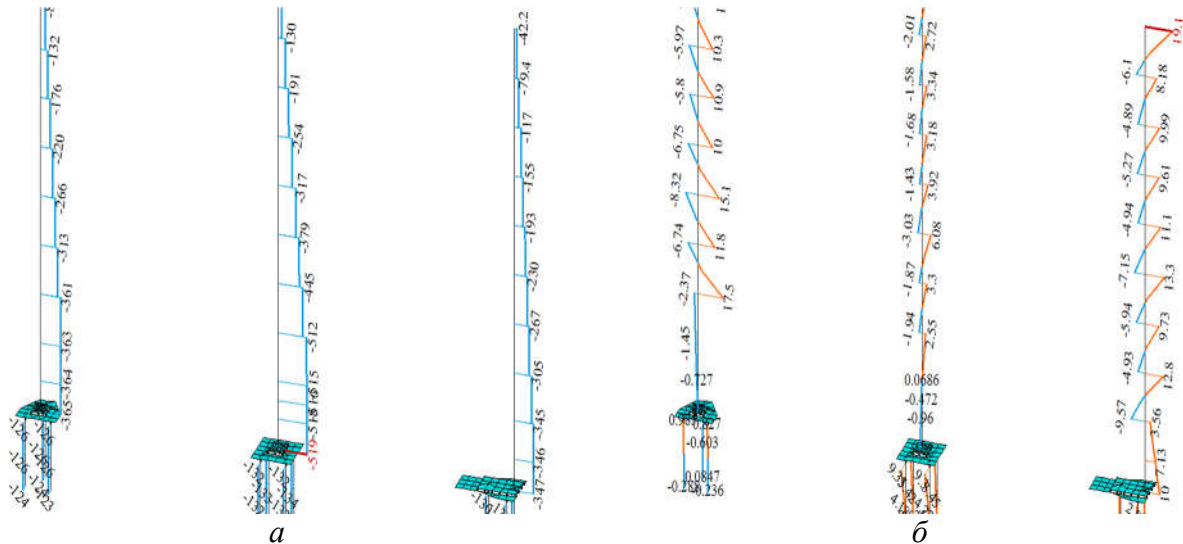


Рис. 9. Зусилля в колонах зміненої конструктивної схеми:
 а – зусилля N; б - зусилля M

Fig. 9. Efforts in columns of the changed constructive scheme:
 a - efforts N; b - efforts M

ВИСНОВКИ

За результатами досліджень можна зробити висновки:

- вплив спільної роботи каркасу і фундаментів суттєвий і проявляється тільки в межах декількох нижніх поверхів каркасу;
- розрахунки несучих конструкцій каркасу слід виконувати як системи «основа – фундамент – споруда»;
- при проектуванні кушових ростверків під колони дуже важливим моментом являється досягнення центрування осей колон з центрами розташування паль в ростверках;
- в процесі проектування необхідно розглядати і аналізувати варіантні конструктивні рішення системи;
- врахування нелінійної роботи залізобетонних конструкцій дозволяє значно уточнювати діючі зусилля в системі і в більшості випадків суттєво їх зменшувати за рахунок зниження розрахункових в пікових точках – концентраторах;
- при аналізі надійності будівель, побудованих в минулому чи на рубежі століть, слід передбачати вірогідність їх проектування за спрощеними розрахунковими схемами;

- адекватна розрахункова схема дозволяє проектувати надійну конструктивну систему будівлі

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.1.2-14-2018.** Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. - *Мінрегіон України. Київ, 2018, -30с - чинний з 01.01.2019.*
2. **Городецкий А.С. и др.** Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013. *Учебное пособие. - М.2013. -376 с.*
3. **Городецкий А.С., Евзеров И.Д.** Компьютерные модели конструкций. *К.: изд. Факт, 2007-394 с.*
4. **Кріпак В., Колякова В., Демченко Д.** Адекватність і взаємовплив конструктивних і розрахункових схем будівлі. //III Науково-практична конференція «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції», *Робоча програма та тези доповідей.* - с.27-28.
5. **Барабаш М.С., Київська К.І.** (2016). Концепція створення інформаційної моделі будівельного об'єкту. *Проблеми розвитку міського середовища. 2016. Вип. 1 (15). С. 60 – 68.*
6. **Кріпак В.Д., Адаменко В.М.** (2005). Чисельне моделювання роботи фрагментів залізобетонних плит при чистому згині моментами різних знаків. *Ресурсоекономні матеріали, констр., будівлі та споруди. Зб наук.праць – Рівне: вип. 12, 2005.- С. 181-*

189.

7. **Барабаш М.С.** (2007). Дослідження сумісної роботи фундаментної плити з палями. *Науково-виробничий журнал: Будівництво України.* - К.: ДНДІАСБ, 2007.-№6.- с.40 -43.
8. **В. Колякова** (2020). Про вимоги щодо статей, які публікуються у збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика» // *Будівельні конструкції. Теорія і практика. Зб. наук праць.* - Київ: вип.6,2020.- С. 114-118.
[https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118.](https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118)
9. **В.О. Плоский.** Архітектура будівель та споруд. Книга 4. Технічна експлуатація та реконструкція будівель / [В. О. Плоский., Г. В. Гетун., В. Д. Кріпак та ін.]. – Київ, 2018. – 750 с. – (Рута).

REFERENCES

1. **DBN V.1.2-14-2018.** Zahalni pryntsyipy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyv-noi bezpeky budivel, sporud, budivelnykh konstruksii ta osnov. - *Minrehion Ukrainy.* Kyiv, 2018, -30с - chynnyi z 01.01.2019.
2. **Horodetskyi A.S. i dr.** Prohrammnyi kompleks LYRA-SAPR 2013. *Uchebnoe posobyie.* - M.2013. -376 s.
3. **Horodetskyi A.S., Evzerov Y.D.** Komp'iuternye modeli konstruktsyi. K.: izd. Fakt, 2007-394 s.
4. **Kripak V., Koliakova V., Demchenko D.** Adekvatnist i vzaiemovplyv konstruktyvnykh i rozrakhunkovykh skhem budivli. // *III Naukovo-praktychna konferentsiia «Budivli ta sporudy spetsialnogo pryznachennia: suchasni materialy ta konstruksii», Robocha prohrama ta tezy dopovidei.*- s.27-28.
5. **Barabash M.S., Kyivska K.I.** Kontseptsiiia stvorennia informatsiinoi modeli budivelnogo obiektu. *Problemy rozvytku miskoho seredovyshcha.* 2016. Vyp. 1 (15). S. 60 – 68.
6. **Kripak V.D., Adamenko V.M.** Chyselne modeliuвання roboty frahmentiv zalizobetonnykh plyt pry chystomu zghyni momentamy riznykh znakov. *Resursoekonomni materialy, konstr., budivli ta sporudy. Zb .nauk.prats – Rivne: vyp. 12, 2005.- S. 181-189.*
7. **Barabash M.S.** Doslidzhennia sumisnoi roboty fundamentnoi plyty z paliamy. *Naukovy vyrobnychiy zhurnal: Budivnytstvo Ukrainy.*- K.:DNDIASB, 2007.-№6.- s.40 -43.
8. **V. Koliakova** (2020). Pro vymohy shchodo statei, yaki publikuiutsia u zbirnyku nau-

kovykh prats «Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka» // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka. Zb. nauk prats.*- Kyiv: vyp.6, 2020.- S. 114-118.

[https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118.](https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118)

9. **V.O. Ploskyi.** Arkhitektura budivel ta sporud. Knhyha 4. Tekhnichna ekspluatatsiia ta rekonstruksiiia budivel / [V. O. Ploskyi., H. V. Hetun., V. D. Kripak ta in.]. – Kyiv, 2018. – 750 s. – (Ruta).

Interdependence of constructive and settlement schemes of the building

Volodymyr Kripak, Vira Koliakova

Summary. At the design stage is very important for the formation of the reliability of any building is the stage of formation of the design model of the building, which is the basis for the construction of its load-bearing elements. The main at this stage is the adequacy of the adopted calculation model to the actual design scheme.

A very important condition for assessing the actual operation of the building is to take into account the joint work of the upper part of the building (frame) with the foundations and soil base.

The article examines some problems in the operation of structures, which are related to the choice of design models used in their design, on the example of a 9-storey parking lot built in the early 2000s on Pobeda Square in Kyiv. Chi-rural studies using PC LIRA-CAD analyzed the impact of joint work of the framework and foundations on the efforts at their contact.

It was found that:

- the impact of joint work of the frame and foundations is significant and is manifested only within a few lower floors of the frame;

- taking into account the nonlinear operation of reinforced concrete structures in most cases significantly reduces the calculated forces at peak points - concentrators;

- in the design process it is necessary to consider and analyze the variant design solutions of the system.

Keywords. Reliability; column; foundation; stress; modeling; numerical methods.

Моделювання оцінки фізичного зносу цинкового покриття просторових сталевих рамних дорожніх конструкцій для інформаційних систем безпеки на дорогах

Сергій Білик¹, Артем Білик², Євген Цюпин³, Олександр Глітін⁴

^{1,2,3,4,5}Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹vartist@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0001-8783-5892>

²artem.bilyk@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-9219-920X>

³standartbc@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-9428-6166>

⁴glitin@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0003-1697-6473>

DOI: 10.32347/2522-4182.8.2021.25-31

Анотація. В статті розроблено удосконалену фізико-математичну модель зносу цинкового покриття сталевих дорожніх конструкцій в умовах експлуатації міста на відкритому повітрі в умовах міста. Дослідження базуються на натурних експериментальних даних визначення зносу цинкового покриття натурних металевих просторових конструкцій рамних дорожніх конструкцій для інформаційних систем безпеки на дорогах після 10 років експлуатації в умовах м. Києва. Рамна конструкція складається з наскрізних металевих колон і ригеля. Ригель є просторовий блок двох сталевих ферм. Блок ферм збирається з уніфікованих просторових секцій, об'єднаних вертикальними і горизонтальними в'язями, і які з'єднані фланцевими вузлами спеціальної конструкції. Всі елементи конструкції виготовлені з прокатних труб. За результатами досліджень запропоновано підхід для визначення фізичного зносу цинкового покриття просторової конструктивної системи. За фактом особливості розташування елементів в рамній конструкції та відповідно різними умовами експлуатації запропоновано оцінку корозійного зносу цинкового покриття розділяти на групи: колони, ригель рами з блоку ферм, фланцеві вузли.

Фізико-математичну модель побудовано на робочій гіпотезі нерівномірного зносу цинкового покриття у часі й для різних конструктивних елементів. Встановлено, що для кожної групи конструктивних елементів в залежності від газового середовища та впливу атмосферних опадів, розташування і швидкості вітру та зміни температури, зменшення цинкового покрит-



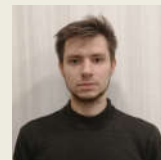
Сергій Білик

завідувач кафедри, професор кафедри металевих і дерев'яних конструкцій
д.т.н., професор.



Артем Білик

доцент кафедри металевих та дерев'яних конструкцій
к.т.н., доцент.



Євген Цюпин

асистент кафедри металевих та дерев'яних конструкцій



Олександр Глітін

доцент кафедри металевих та дерев'яних конструкцій
к.т.н., доцент

тя відбувається індивідуально. Отримані експериментальні дані за середніми показниками використані для визначення параметричних коефіцієнтів фізико-математичної моделі. Результати досліджень допомогли встановити умови експлуатації цинкового покриття і класифікувати категорію агресивності середовища для кожної групи конструктивних елементів.

Проведені дослідження дозволяють прогнозувати знос цинкового покриття у часі у наступний період експлуатації.

Методика універсальна і може бути розповсюджена на інші типи металевих оцинкованих конструкцій.

Ключові слова. Знос цинкового покриття; металеві покриття; сталеві ферми, наскрізні колони; дорожні конструкції для інформаційних систем безпеки на дорогах.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Рівень розвитку промисловості кожної країни визначає рівень використання металевих конструкцій. Але широке використання металевих конструкцій для будівництва мостів, морських бурових платформ, каркасів промислових будівель, а також для каркасів хмарочосів та інших конструкцій викликає необхідність захисту цих конструкцій від корозії. За різними оцінками збільшення загальних витрат на захист від корозії досягає мільярдів доларів, але й втрати від корозії теж сягають значного рівня. Але самим небезпечним впливом від корозії є руйнування конструкцій. Підсумовуючи всі витрати на захист сталі від корозійних впливів, попередження корозійного руйнування є важливою задачею. Тому втрати металу від корозії слід прирівняти до відповідного обсягу плавлення сталі і впливу на екологію. За різними оцінками 3/4...5/6 витрат сталі на металоконструкції повертається на металургійні комбінати через переплавку металобрухту. Таким чином, близько 10%...15% виробленого металу після закінчення життєвого циклу становить безповоротні втрати.

Одним з економічних видів захисту від корозії є оцинкування поверхні металевих конструкцій.

Проведені дослідження дозволяють визначити закономірності розподілення зносу антикорозійного цинкового покриття для різних груп сталевих елементів дорожніх конструкцій в умовах експлуатації міста на основі натурних експериментальних досліджень. Створення удосконаленої фізико-математичної моделі фізичного зносу цинкового покриття металевих конструкцій дозволяє у часі прогнозувати життєвий цикл антикорозійного покриття.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Складний напружено-деформований стан конструкцій висуває необхідність враховувати вплив корозійного зносу окремо на певні групи елементів в одній конструктивній системі [1,2,3,4]. Це стосується і легких ефективних конструктивних металевих систем, захист яких від корозійного впливу також важливий в силу тонкостінності профілів [5,6,7]. Принциповими головними технологічними підходами щодо підвищення опору корозії конструктивних систем розділяють на такі групи: лакофарбові покриття, гаряче гальванічне оцинкування поверхні металевих конструкцій, холодне оцинкування сумішами, захист полімерними плівками, використання корозійностійких сталей. Аналіз впливу корозії на металеві конструкції детально приведений зокрема в роботах [1,2, 4].

В міжнародних стандартах ISO 9223 «Корозія металів і сплавів. Корозійна агресивність атмосфери. Класифікація, визначення, оцінка» встановлені категорії агресивності атмосфери: C1 – дуже слабка (низька); C2 – слабка (низька); C3 – середня, помірна; C4 – висока (сильний вплив); C5 – дуже висока (дуже сильний вплив); CX – екстремальна висока. Така класифікація категорій корозії розрахована на оцінку рівномірної корозії, а точкова корозія потребує окремого вивчення і аналізу впливу. Кожній вказаній корозійній категорії відповідає швидкість корозії цинкового покриття або сталі на рік: r_{cor} [$\text{г}/(\text{м}^2\text{рік})$] втрат за товщиною покриття або шару металу – r_{cor} [$\text{мкм}/(\text{рік})$]. Діапазон втрат антикорозійного покриття, що відноситься до тієї або іншої категорії достатньо широкий, з іншого боку, стандарт не регламентує відношення до розділення конструкцій по групам конструктивних елементів всієї системи. Існують відомі емпіричні формули для визначення зносу цинкового покриття. В цих формулах пошкодження цинкового покриття залежить від середньої температури повітря, відносної середньої вологості повітря, осадження SO_2 і Cl^- [1,2,3,4].

Необхідність вдосконалення розрахункових положень прогнозування корозійного зносу пов'язана, як з оптимальним вибором конструктивних рішень сталевих конструкцій, так і з розвитком теорії вибору найкращих конструктивних рішень з позиції життєвого циклу конструкцій [8,9,10,11].

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Створена фізико-математична модель зносу оцинкованого покриття на основі експериментальних даних при технічному обстеженні та моніторингу конструкцій



Рис.1 Сталева оцинкована рамна конструкція для автоматичних систем управління дорожнім рухом.
Fig.1 Galvanized steel frame construction for automatic traffic control systems.

Споруда для дорожнього руху має прогін 34 м і позначку низу ригеля +6.500. Прогонова споруда складається з просторової решітчастої системи (просторовий блок металевих ферм) з габаритами поперечного перерізу в осях 2x1,3 м та складається і монтується з п'яти уніфікованих секцій прольотами 5 і 8 м. За проектним рішенням елементи металевих конструкцій мають антикорозійне покриття, отримане гарячим оцинкуванням в гальванічних ваннах.

Виконано вимір товщини оцинкування труб та листових деталей металевих конструкцій арки. Товщину труб виміряно за допомогою ультразвукового товщиноміру покриттів «NOVOTEST ТП-1», який має діапазон вимірювання 0-300 мкм, прилад калібрований, точність вимірювання $\pm(0,03h+0,001)$ мм, умови експлуатації: $\pm 0 \sim +45^\circ\text{C}$. Товщину труб виміряно за допомо-

(рис.1). Досліджена натурна металева просторова конструкція рамних дорожніх конструкцій для інформаційних систем безпеки на дорогах після 10 років експлуатації в умовах м. Києві. Рамна конструкція складається з наскрізних двогілкових колон і ригеля – просторовий блок двох ферм. Блок ферм збирається з уніфікованих просторових секцій, об'єднаних вертикальними і горизонтальними в'язями, і які з'єднані між собою фланцями спеціальної конструкції [8]. Всі елементи конструкції виготовлені з прокатних труб

гою ультразвукового товщиноміру «Walcom tm-8812», нижня границя розміру сталевих труб: $\text{Ø}15 \times 2.0$ мм, $\text{Ø}20 \times 3.0$ мм, прилад калібрований, точність вимірювання $\pm 0,5\% + 0,1$ мм, умови експлуатації: $-10^\circ\text{C} \sim +60^\circ\text{C}$.

В результаті досліджень встановлено, що всі елементи конструкцій слід розбити на групи в залежності від швидкості зносу цинкованого покриття на рік: ригелі рам, фланцеві вузли, колони.

Відомо, що початкове зменшення товщини оцинкування для всіх категорій клімату становить 4-5 мкм на рік, а потім зменшується і стабілізується. Прийнята експоненціальна залежність між втратами цинком (a_{corrC}) та періодом експлуатації (T_{exp}) для певної групи елементів конструктивної системи або контрольної точки, в залежно-

сті від параметра швидкості втрати цинку – зменшення товщини цинкового покриття (α_k) і проектного терміну експлуатації (T_0) та проектною товщиною цинкового покриття (t_{corr0}).

$$a_{corrC} = t_{corr0} \left(1 - e^{-\alpha_k T_{exp}/T_0}\right) \quad (1)$$

В залежності від терміну експлуатації (T_{exp}) і проектних вихідних значень (t_{corr0} , T_0) відкрита можливість визначення зменшення товщини цинкового покриття у часі на основі експериментальних даних моніторингу та прогнозування подальшого зме-

ншення антикорозійного покриття. Швидкість зменшення товщини цинкового покриття характеризується параметром (α_k):

$$\alpha_k = \frac{t_{corrCi} - t_{corrCi+1}}{t_{corr0}} \frac{T_0}{T_{i+1} - T_i} \quad (2)$$

Залишкова товщина цинкового покриття металоконструкцій буде:

$$t_{corrC} = t_{corrC0} - a_{corrC} \quad (3)$$

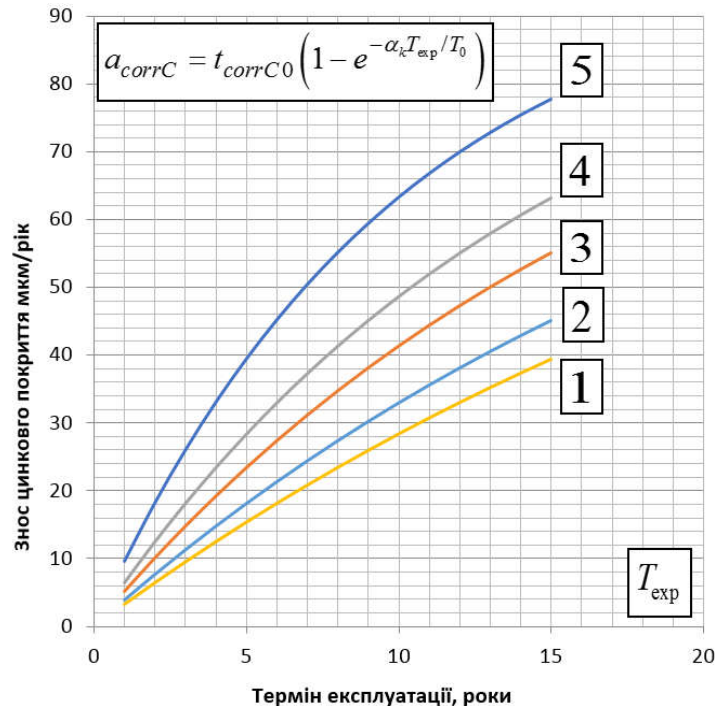


Рис.2 Знос цинкового покриття сталевих конструкцій в залежності від швидкості корозії і терміну експлуатації конструкцій: графік 1 – $\alpha_k=0,5$; графік 2 – $\alpha_k=0,6$; графік 3 – $\alpha_k=0,8$; графік 4 – $\alpha_k=1,0$; графік 5 – $\alpha_k=1,5$, α_k – параметр швидкості корозії.

Fig.2 The thickness of the zinc coating of steel structures depending on the corrosion rate and service life of structures: graph 1 – $\alpha_k=0,5$; graph 2 – $\alpha_k=0,6$; graph 3 – $\alpha_k=0,8$; graph 4 – $\alpha_k=1,0$; graph 5 – $\alpha_k=1,5$, α_k – corrosion rate parameter.

Проведені числові дослідження функцій (1,2) при різних параметрах швидкості зносу цинкового покриття (рис.1,рис.2).

Отримані монограми дозволяють для кожного типу конструкції побудувати такі номограми зміни товщини цинкового покриття і далі, на основі функцій (1,2,3) прогнозувати термін експлуатації кожної групи елементів конструктивної системи до на-

ступного періоду ремонтних робіт.

За інструментальними дослідженнями встановлено, що категорія агресивності середовища експлуатації сталевих блоків ферм покриття слід віднести до С3 – помірна, середня, але по периметру трубчастих елементів ферм є зони сильного впливу (для верхнього поясу ферм та елементів решітки й в'язів).

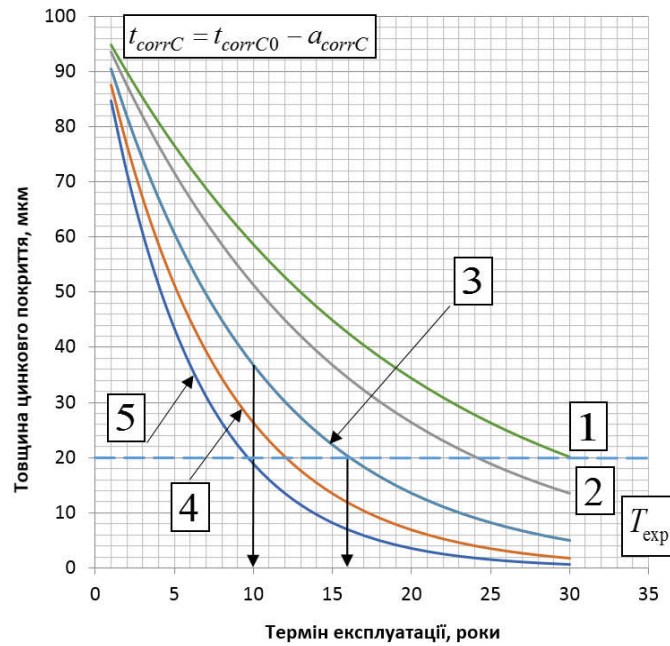


Рис.3 Товщина цинкового покриття сталевих конструкцій в залежності від швидкості корозії і терміну експлуатації конструкцій: графік 1 – $\alpha_k=0,8$; графік 2 – $\alpha_k=1,0$; графік 3 – $\alpha_k=1,5$; графік 4 – $\alpha_k=2,0$; графік 5 – $\alpha_k=2,5$, α_k – параметр швидкості корозії.

Fig.3 The thickness of the zinc coating of steel structures depending on the corrosion rate and service life of structures: graph 1 – $\alpha_k=0,8$; graph 2 – $\alpha_k=1,0$; graph 3 – $\alpha_k=1,5$; graph 4 – $\alpha_k=2,0$; graph 5 – $\alpha_k=2,5$, α_k – corrosion rate parameter.

Категорія агресивності середовища експлуатації оцинкованих сталевих колон за середньою швидкістю зменшення оцинкованого покриття слід віднести до категорій С2, С3 – середні.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Розроблений теоретичний підхід для оцінки фізичного зносу оцинкованого покриття при довготривалій експлуатації металевих конструкцій за певного рівня агресивності середовища може бути застосований для різних конструкцій. Параметр швидкості втрати цинкового покриття, встановлений на основі експериментальних даних моніторингу конструкцій, дозволяє інтегрально визначити за певний період вплив агресивності газового середовища, змінність температури, вплив змінності швидкості вітру за час експлуатації. На підставі щорічного моніторингу корозійного зносу оцинкованого покриття, в певних фіксованих за розташуванням точках конструкції, можна спрогнозувати життєвий цикл експлуатації антикорозійного покриття і тер-

мін до капітального ремонту для різних груп конструктивних елементів. Методика може бути застосована і для інших несучих конструкцій, які експлуатуються в таких умовах і мають антикорозійне цинкове покриття.

Встановлені умови експлуатації розроблено удосконалену фізико-математичну модель зменшення цинкового покриття металоконструкцій при експлуатації в певних атмосферних умовах, а також розроблено методологічний підхід визначення зносу цинкового покриття сталевих дорожніх конструкцій в умовах експлуатації міста на відкритому повітрі.

ЛІТЕРАТУРА

1. Макаренко В.Д., Білик С.І., Джон Ньюхук, Чеботар І.М., Ковалеко М.А., Винников Ю.Л., Харченко М.О., Максимов С.Ю., Кусков Ю.М., Макаренко Ю.В. «Сталеві резервуари. Основи корозійно-механічної стійкості». Монографія. Ніжин: НДУ ім. М. Гоголя. - 2020. -523 с.
2. Білик С.І., Шимановський О.В., Нілов О.О., Володимирський В.О. Металеві

- конструкції: Том 2. Конструкції металевих каркасів промислових будівель: Підручник для вищих навчальних закладів. /Білик С.І., Шимановський О.В., Нілов О.О., Володимирський В.О. /Кам'янець–Подільський: ТОВ «Друкарня «Рута» - 2021.-448 с. ISBN978-617-7887-94-1.
3. Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лаврінченко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. Металеві конструкції. Київ: Видавництво «Сталь», 2010 - 869 с.
 4. Макаренко В.Д., Білик С.І., Калужний А.П. і ін. Морські бурові платформи. Третій том: Мікробіологічна корозія. Розрахунок несучої здатності трубних конструкцій. / Київ: Редакційно-видавничий відділ НУБіП України. - 2020. - 360 с.
 5. Bilyk S.I., Bilyk A.S., Nilova T.O., Shpynda V.Z., Tsyupyn E.I. Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2018. – Issue 100. – P. 140-154.* <http://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/12/201604.pdf>
 6. Bilyk Sergiy, Tonkacheiev Vitaliy. Determining sloped-load limits inside von Mises truss with elastic support. *Materiali in tehnologije., Ljubljana, Slovenija 52 (2018), 105-109, doi:10.17222/mit.2016.083.*
 7. Bilyk S.I., Lavrinenko L.I., Nilov O.O., Nilova T.O., Semchuk I.Y.. Limit state theoretical and experimental investigation of corrugated sine-web under patchloading. *Onip materialiv i teorija snopyd/Strength of Materials and Theory of Structures. 2020. № 105.- p.p.152-164.*
 8. Білик С., Білик А., Цюпин Є., Нужний В., Ключниченко Т. Удосконалення методики розрахунку зварних швів фланцевих вузлових з'єднань із врізаними ребрами жорсткості просторових сталевих ферм з труб / Будівельні конструкції. Теорія і практика. Вип.6 (2020) С.12 – 21. [doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.57-65.](https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.57-65)
 9. Daurov M.K., Bilyk A.S. Providing of the vitality of steel frames of high-rise buildings under action of fire // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 102. – P. 62-68* <http://repository.knuba.edu.ua/bitstream/handle/1987654321/4701/07-102.pdf>
 10. Білик С.І. Методика визначення оптимальної висоти сталеві двотаврової балки зі змінним перерізом стінки при розвитку обмежених пластичних деформацій. *Зб. наук. праць Українського інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. К., Сталь, 2012. Вип.9. С.28-33*
 11. Білик С.І., Аїед Альтаїе Н., Лаврінченко Л.І. Конструктивні коефіцієнти та раціональна висота сталеві коробчастої балки постійного перерізу. *Будівельне виробництво: Відомчий науково-технічний збірник (технічні науки). К., ДП НДІБВ. 2017. № 62/1. С.33 – 38*

REFERENCES

1. Makarenko V.D., Bilyk S.I., John Newhook, Chebotar I.M., Kovaleko M.A., Vinnikov Yu.L., Kharchenko M.O, Maksimov S.Yu., Kuskov Yu. M., Makarenko Yu.V. 2020. "Steel tanks. Fundamentals of corrosion and mechanical resistance ". *Monograph. Nizhyn: NDU named after M. Gogol. - 2020. - 523 p. (in Ukrainian)*
2. Bilyk S.I., Shymanovskyi O.V, Nilov O.O., Lavrinenko L.I., Volodymyrskyi V.O. 2021. *Metalevi konstruktsii:Tom 2/ Конструкції металевих каркасів промислових будівель: Підручник / Кам. –Поділ: «Printing house «Ruta» - 2021.-448 с. ISBN978-617-7887-94-1. (in Ukrainian)*
3. Nilov O.O., Permiakov V.O., Shymanov-skiy O.V, Bilyk S.I., Lavrinenko L.I., Bielov I.D., Volodymyrskyi V.O. 2010. *Metalevi konstruktsii: Zahalnyi kurs: Pidruchnyk [Metal constructions. General course. Textbook]. K, Stal, 2010. 869 p. (in Ukrainian)*
4. Makarenko V.D., Bilyk S.I., Kalyuzhny A.P. Offshore drilling rigs. Third volume: Microbiological corrosion. Calculation of bearing capacity of pipe structures. // *Kyiv: Editorial and Publishing Department of NUBiN of Ukraine. -2020.-360p. (in Ukrainian)*
5. Bilyk S.I., BilykA.S., Nilova T.O., Shpynda V.Z., Tsyupyn E.I. 2018. Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2018. – Issue 100. – P. 140-154. (in Ukrainian) /http://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/12/201604.pdf*

6. **Bilyk Sergiy, Tonkacheiev Vitaliy.** Determining sloped-load limits inside von Mises truss with elastic support. *Materiali in tehnologije., Ljubljana, Slovenija* 52 (2018), 105-109, doi:10.17222/mit.2016.083
7. **Bilyk S.I., Lavrinenko L.I., Nilov O.O., Nilova T.O., Semchuk I.Y..** 2020. Limit state theoretical and experimental investigation of corrugated sine-web under patchloading. // *Onip materialiv i teorija snopyd /Strength of Materials and Theory of Structures. 2020. № 105.- p.p.152-164. (in Ukrainian)*
8. **Bilyk S., Bilyk A., Nujnyy V., Tsyupyn E., Kluchnichenko T.** 2020. Improvement of the method of calculation of welds of flange joints with stiffeners of steel trusses with chs elements // *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka : zb. nauk. prats - Kyiv : KNUBA, 2020. - Vyp. 7. - S. 57-65. doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.57-65. (in Ukrainian)*
9. **Daurov M.K., Bilyk A.S.** 2019. Providing of the vitality of steel frames of high-rise buildings under action of fire // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 102. – P. 62-68. (in Ukrainian) http://repository.knuba.edu.ua/bitstream/handle/1987654321/4701/07-102.pdf*
10. **Bilyk S.I.** 2012. Metodyka vyznachennia optymalnoi vysoty ctalevoi dvotavrovoi balky zi zminnym pererizom stinky pry rozvytku obmezhenykh plastychnykh deformatsii. [Method for determining the optimal height of a steel I-beam with a variable cross-section of the wall in the development of limited plastic deformations] *Zb. nauk. prats Ukrainskoho instytutu stalevykh konstruktsii im. V.M. Shymanovskoho. K., Stal, 2012. Vyp.9. – Pp.28 – 33. (in Ukrainian)*
11. **Bilyk S.I., Aied Altaie N., Lavrinenko L.I.** 2017. Konstruktyvni koefitsiienty ta ratsionalna vysota stalevoi korobchastoi balky postiinoho pererizu. [*Structural coefficients and rational height of a steel box- girder with constant section*] *Budivelne vyrobnytstvo: Vidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk (tekhnichni nauky). K., DP NDIBV. 2017. № 62/1. Pp.33 – 38. (in Ukrainian)*

Modeling of physical wear assessment of zinc coating of space steel frame road structures for road safety information systems

*Serhiy Bilyk, Artem Bilyk,
Eugen Tsyupyn, Oleksandr Glitin*

Summary. The article developed an improved physical and mathematical model of the corrosive wear of zinc coating of steel structures in a city. The research is based on full-scale experimental data for determining the wear of a zinc coating of full-scale metal spatial structures of frame road structures for informational safety systems on roads after 10 years of operation in the conditions of Kyiv. The frame structure consists of metal columns and a steel crossbar frame. The crossbar frame is a spatial block of two steel trusses. The block of trusses is assembled from unified spatial sections united by vertical and horizontal ties, and which are connected by flange nodes of a special design. All structural elements are made of rolled tubes. Based on the research results, an approach to assessing the physical wear of the zinc coating of the spatial structural system is proposed.

1. According to the peculiarities of the arrangement of elements in frame structures, and, accordingly, to different conditions and operations, an approach is proposed to assess the corrosive wear of a zinc coating for various groups of elements: columns, spatial block of two steel trusses, flange nodes.

2. The physical and mathematical model is based on the working hypothesis of uneven wear of the zinc coating over time. It was found that for each group of structural elements, the conditions of the gaseous environment, the effects of atmospheric precipitation, wind speed, temperature changes individually affect the reduction of the zinc coating. The obtained experimental data were used to determine the parameter of the rate of decrease in the zinc coating of the physical and mathematical model. The results of the research and the development of the methodology helped to establish the operating conditions of the zinc coating according to the criterion of the rate of wear of the zinc coating, to classify the category of aggressiveness of the environment for each group of structural elements. Also, studies allow predicting the service life by reducing the thickness of the zinc coating, as well as the wear of the zinc coating in time in the subsequent period of operation.

The methodology is universal and can be extended to other types of galvanized metal structures.

Keywords. Zinc wear; metal structures; frame; steel trusses; e columns; road structures for road safety information systems.

Технологічні особливості підсилення металевих конструкцій методом наклеювання високоміцних фіброармованих систем при реконструкції

Ірина Руднєва

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
irene_r@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0002-9711-042X>

DOI: 10.32347/2522-4182.8.2021.32-43

Анотація. Будівельна спадщина України включає численні приклади застосування металевих конструкцій, особливо тих, які використовуються в промислових будівлях та у великопробльотних спорудах. Застосування металевих конструкцій в будівництві зумовлене, перш за все, їх механічними властивостями. Вони морозостійкі і витримують температуру до -65 градусів, жорсткі, стійкі, міцні і надійні. Також їх можна використовувати в районах з підвищеною сейсмічною активністю. Але, як і у випадку з іншими типами конструкцій, існує необхідність у відновленні або підсиленні металевих конструкцій внаслідок конструктивних дефектів, зносу несучих елементів, а також з метою збільшення несучої здатності. У певних випадках, підсилення полімерними композитами, армованими волокном (FRP), дає кращий результат, в порівнянні з традиційними методами підсилення з використанням металу.

Значну частину української архітектурної та історичної спадщини складають будівлі і споруди з використанням металевих конструкцій. Вони зіграли фундаментальну роль в розвитку індустріалізації та внесли вагомий вклад в основу теорії споруд й дослідження міцності матеріалів. Перші конструкції були зроблені з чавуну або кованого заліза (обробленого або луженого), але згодом вони швидко розвивалися разом з еволюцією методів ковки мінерального заліза.

Основна культурна причина відновлення старих металевих конструкцій, які гарантують конструктивну функціональність та несучу здатність, заснована не тільки на необхідності збереження їх історичного походження, а й на цінності ландшафту, в яких вони розташовані. Саме з перерахованих вище причин, підсилення



Ірина Руднєва
доцент кафедри
опір матеріалів,
к.т.н., доцент

слід проводити з метою збереження первісної задумки архітектора.

Тривала експлуатація будівель та їх конструктивних елементів з металу без своєчасного технічного обслуговування та капітальних ремонтів, недостатня міцність матеріалів конструкцій, а також зміна погодних умов та діючих нормативних документів в Україні, часто призводить до необхідності перерахунку несучих металевих конструкцій каркасу будівлі та їх підсилення максимально ефективними методами, як з точки зору надійності, так і з погляду рентабельності, на що впливає тривале припинення роботи підприємств, зупинка виробничого процесу або неможливість користуватися прилеглою територією для виконання робіт з реконструкції.

У статті розглядаються технологічні особливості підсилення металевих конструкцій методом наклеювання високоміцних фіброармованих систем при реконструкції споруд, а також приведені основні рекомендації щодо встановлення, моніторингу та технічного обслуговування підсилених елементів.

Ключові слова. Композитні матеріали; фіброармовані системи; дефекти; пошкодження; реконструкція; підсилення металевих конструкцій; армований волокном полімер FRP; обстеження.

ВСТУП

Будівельна спадщина України включає численні приклади застосування металевих конструкцій, особливо тих, які використовуються в промислових будівлях, мостах та у великопрольотних спорудах. Застосування металевих конструкцій в будівництві зумовлене, перш за все, їх механічними властивостями. Вони морозостійкі і витримують температуру до -65 градусів, жорсткі, стійкі, міцні і надійні. Також їх можна використовувати в районах з підвищеною сейсмічною активністю. Але, як і у випадку з іншими типами конструкцій, існує необхідність у відновленні або підсиленні металевих конструкцій внаслідок конструктивних дефектів, зносу несучих елементів, а також з метою збільшення несучої здатності. У певних випадках, підсилення полімерними композитами, армованими волокном (FRP), дає кращий результат, в порівнянні з традиційними методами підсилення з використанням металу.

Значну частину української архітектурної та історичної спадщини складають будівлі і споруди з використанням металевих конструкцій. Вони зіграли фундаментальну роль в розвитку індустріалізації та внесли вагомий вклад в основу теорії споруд й дослідження міцності матеріалів. Перші конструкції були зроблені з чавуну або кованого заліза (обробленого або лудженого), але згодом вони швидко розвивалися разом з еволюцією методів ковки мінерального заліза.

Основна культурна причина відновлення старих металевих конструкцій, які гарантують конструктивну функціональність та несучу здатність, заснована не тільки на необхідності збереження їх історичного походження, а й на цінності ландшафту, в яких вони розташовані. Саме з перерахованих вище причин, підсилення слід проводити з метою збереження первісної задумки архітектора.

Дуже важливим питанням є також збереження первозданної атмосфери та цілісності пам'яток архітектури, що мають переважно архітектурне та культурне значення,

для використання майбутніми поколіннями, а також реконструкція застарілих громадських, промислових і призначених для потреб сільського господарства будівель і споруд, продовження тривалості їх експлуатації, зокрема у разі зміни функціонального призначення будівлі чи споруди для створення об'єкту нерухомості непромислового призначення.

ФОРМУЛЮВАННЯ ПРОБЛЕМИ.

Тривала експлуатація будівель, зокрема їх конструктивних елементів без своєчасного технічного обслуговування та капітальних ремонтів, недостатня міцність матеріалів конструкцій, а також зміна погодних умов та діючих нормативних документів в Україні, часто призводить до необхідності перерахунку несучих металевих конструкцій будівлі та їх підсилення максимально ефективними методами, як з точки зору надійності будівельних конструкцій, так і з погляду рентабельності, на що впливає тривале припинення роботи підприємств та зупинка виробничого процесу для виконання робіт з реконструкції.

МЕТА РОБОТИ

Вивчення технологічних особливостей підсилення металевих конструкцій композитними матеріалами при реконструкції споруд, з метою зменшення ваги, матеріалоємності, збереження зовнішнього вигляду після реконструкції, а також врахуючи вплив такого методу підсилення на всіх стейкхолдерів та беручи до уваги економічні фактори.

ОСНОВНА ЧАСТИНА

Найбільш поширений тип пошкоджень металевих конструкцій пов'язаний з характеристиками матеріалів. Наприклад:

- Пошкодження чавуну найчастіше відбувається при ударі через його крихкість, а утворення тріщин внаслідок впливу змін температури, що викликає розтягучі напруження.

- Розтягнуті елементи з кованого заліза часто мають зменшення площі поперечного перерізу через корозію.

Мости, побудовані у другій половині XIX століття – початку XX століття, є одними з найстаріших і найпоширеніших металевих конструкцій, зокрема, в даний час все ще використовуються й залізничні мости. Відсутність належного обслуговування, корозія, а також втома є основними причинами їх руйнування або неприпустимих деформацій. Збільшення інтенсивності руху часто вимагає підсилення існуючих мостових конструкцій.

Традиційні методи підсилення, що зараз використовуються для відновлення або збільшення несучої здатності металевих конструкцій, засновані на застосуванні сталевих елементів шляхом кріплення болтами або зварювання, безумовно, дуже актуальні та ефективні, але не завжди можуть застосуватися в разі підсилення несучих конструкцій історичних будівель, коли необхідно зберегти не тільки будівлю в цілому, але і зовнішній архітектурний вигляд споруди. Отже, у цих методів є кілька недоліків. Сталеві елементи збільшують навантаження на конструкцію і схильні до корозії і втоми. Часто буває важко приварити підсилюючу конструкцію до основної конструкції, наприклад, до чавунної. Підсилення існуючих металевих конструкцій, що зазнають транспортного навантаження, слід підсилювати більш легкими методами, такими, як застосування FRP-матеріалів. Це різко скорочує перебої в дорожньому русі.

Отже, витрати, пов'язані з підсиленням існуючої споруди зовнішнім армуванням композитними FRP-матеріалами (Fibre-reinforced polymer), часто менше, ніж ті, які необхідні для демонтажу або реконструкції споруди традиційними способами. І це не тільки з економічної, але й з соціальної, точки зору.

Використання FRP-матеріалів долає деякі труднощі, пов'язані з використанням традиційних методів і матеріалів для підсилення. FRP-матеріали мають підвищене співвідношення міцності до ваги, набагато більше, ніж сталь. Вони набагато більш

стійкі до корозії, практично не схильні до її впливу, а також надзвичайно прості у використанні.

Використання таких матеріалів для підсилення металевих конструкцій не так розвинене, як для бетону або цегляної і кам'яної кладки. Дослідження в світі зараз зосереджені тільки на деяких можливостях, зокрема:

- підсилення клепаних елементів від поширення втомних тріщин;

- підсилення розтягнутих елементів або розтягнутої зони згинальних елементів для зниження напружень в умовах експлуатації через збільшення навантажень або внаслідок корозії. Попереднє напруження пластини з FRP-матеріалу перед приклеюванням знижує розтягувальні напруження при експлуатації, не потребуючи попереднє застосування тимчасових розпірок з попереднім натягненням для підтримки згинальних елементів.

Використання FRP зручно також для підсилення старих металевих конструкцій, оскільки механічні властивості FRP добре співвідносяться з властивостями чавуну. Висока міцність на розрив FRP в напрямку волокон, а також використання техніки попереднього напруження компенсують низьку межу міцності чавуну.

FRP можна наносити на сталеві конструкції або шляхом приклеювання листів з композиту за допомогою термореактивної смоли або, це можуть бути пултрузійні ламіни, наприкінці, попередньо напружені. Особливу увагу слід приділити ефективності техніки склеювання.

Що стосується вибору волокна, то вуглецеве найчастіше є найбільш придатним через те, що воно має вище значення модуля пружності Юнга, ніж у сталі. Що не може бути сказано ні про скловолокна, ні про арамідні волокна.

Застосування FRP для підсилення металевих конструкцій.

В Європі та Америці несуча здатність деяких історичних мостів була відновлена саме завдяки застосуванню FRP. Нажаль, в Україні таких прикладів не відомо. Технології, які застосовуються для з'єднання

композитних фіброармованих систем з розтягнутою зоною елементів конструкції, різні. Це може бути мокре укладання, попереднє напруження або приклеювання пултрузійних пластин. Прикладами є міст Хайт в Англії [1], пішохідний чавунний арочний міст Корона в Італії [2], який був підсилений при застосуванні полімерних матеріалів, армованих арамідними волокнами. У США міст Крістіні Крік 1-704 підсилений плитами CFRP [3].

Однопрольотний транспортний міст Слаттокса, побудований в 1936 році через канал Рочдейл (Великобританія), прольотом 7,6 м, підтримується дванадцятьма двотавровими балками, кожна з яких підсилена пластинами з вуглецевого волокна CFRP товщиною 4 мм в два шари, загальна глибина армування 8 мм, і шириною 100 мм, які приклеєні до розтягнутої зони нижнього поясу існуючих балок (Рис.1). Це збільшило несучу здатність мосту зі 170 кН до 400 кН [5, 14]. Застосування FRP дозволило заощадити близько 40%, порівняно з традиційним методом підсилення з використанням металу, який вимагав встановлення світлофорів для контролю потоку транспортних засобів.

Тікфордський міст в Великобританії - це чавунна арочна конструкція, побудована Т.Вілсоном в 1810 році (Рис.2). Це елегантна конструкція, що складається з шести паралельних чавунних ребер з прольотом 18 м. Його функціональне призначення передбачає проїжджу частину дороги. Певні комбінації навантаження і температури викликали розтягуючі напруження в нижній частині ребер арки. Смуги з вуглецевого волокна були приклеєні з використанням технології «wet-lay-up» (мокрого укладання), до нижньої сторони поздовжніх елементів і в кільцях перемички шарами, достатніми для досягнення необхідної міцності на розрив. Щоб уникнути явища гальванічної корозії, між чавуном і вуглецем був застосований шар з волокон поліестеру [5, 14]. Всього було нанесено 14 шарів, що досягають товщини 10 мм. Реставрація була завершена нанесенням фарби того ж кольору, що і міст, що зробило це втручання невидимим.



Рис.1. Підсилення існуючих балок двома пластинами з вуглецевого волокна. Транспортний міст Слаттокса, Англія.
Fig.1. Strengthening of existing beams by two CFRP-plates. Slattocks Canal Bridge, England.



Рис.2. Тікфордський чавунний арочний міст в Великобританії.
Fig.2. Tickford cast iron arch bridge in Great Britain..

Пішохідний міст «Палудо» в Венеції (кінець XIX століття) довжиною - 12,7 метра виконаний повністю із заліза і дерева (Рис.3). Після обстеження [4] було виявлено, що підсилення і глобальна реставрація необхідні через серйозний знос, агресивні умови навколишнього середовища були основною причиною місцевої іржі і зниження механічних характеристик дерев'яних балок. Після загального відновлення залізної конструкції була покращена жорсткість настилу на згин шляхом заміни поздовжніх дерев'яних балок пултрузійними профілями зі склопластику GFRP

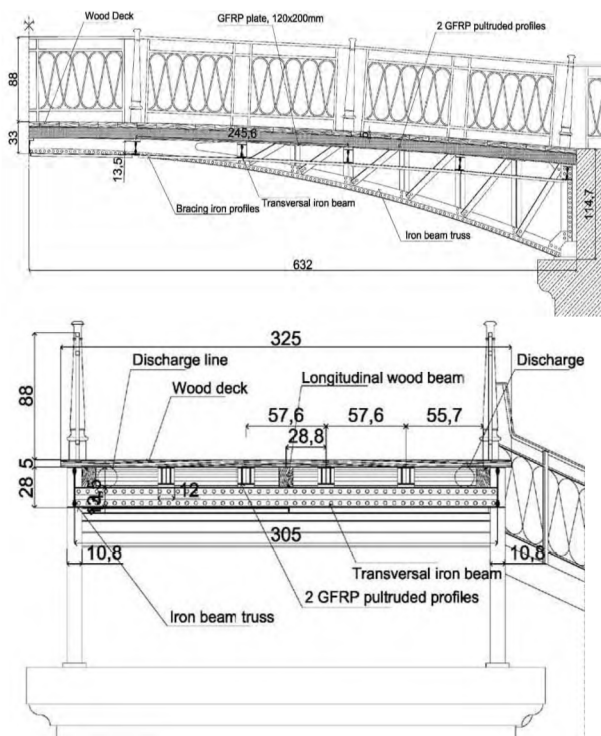


Рис.3. Пішохідний міст «Палудо» в Венеції.
Fig.3. Pedestrian Bridge “Paludo” in Venice.

Цей пішохідний міст є важливою сполучною ланкою між школою і житловими будинками; для заміни всіх поздовжніх дерев'яних балок, міст простояв лише добу. Це було можливо через невелику власну вагу композитного матеріалу FRP, що зробило

простішим транспортування, складання та встановлення.

Спосіб підсилення металевих конструкцій включає підготовку основи зони підсилення та нанесення підсилюючих шарів. Підсилення виконують нанесенням на зону підсилення металевої конструкції високоміцних фіброармованих систем (ФАС) в один, два або більше шарів (в залежності від того, на скільки потрібно збільшити несучу здатність) на епоксидно-клеї.

Основні вимоги до підсилення.

1. До цілей підсилення металевих конструкцій композитними матеріалами відносяться:
 - збільшення або відновлення межі міцності на розтяг;
 - збільшення або відновлення межі міцності на згин;
 - підвищення втомної міцності;
 - останні дослідження також виявили можливість збільшення або відновлення несучої здатності тонких стиснутих елементів [14-19]. Проте, кількості як теоретичних, так і експериментальних досліджень, все ще замало, щоб визначити надійну процедуру проектування.
2. Для підсилення металевих елементів застосовують, переважно, пултрузійний ламінати або просочені до зовнішньої поверхні конструктивних елементів композитні листи.
3. Розрахунок підсилення повинен бути спрямований на забезпечення напруженого стану при розтягуванні в межах підсилюваної зони з використанням FRP. Використання FRP в зоні стиску в даний час не рекомендується через відсутність адекватних моделей і досліджень на явища відшарування композиту від основи, при наявності стискаючих напружень.
4. Схильні до циклічних навантажень, в тому числі від теплових навантажень, системи підсилення металевих конструкцій із застосуванням FRP, можуть з часом бути зруйнованими. Щоб зменшити цей-потенційний режим відмови, в підсиленій

зоні рекомендується застосовувати додаткові механічні з'єднувачі.

5. FRP-підсилення слід обирати таким чином, щоб воно було сумісним з умовами навколишнього середовища (температура, вологість, УФ-випромінювання тощо), яких воно буде зазнавати, уникаючи утворення гальванічних струмів.
6. У разі FRP-підсилення чутливих до втоми елементів, а також при використанні техніки попереднього напруження слід враховувати явище повзучості клею, та застосовувати додаткові механічні з'єднувачі.
7. Якщо металевий елемент знаходиться в стані корозії, вона повинна бути повністю вилучена, особливу увагу потрібно приділити відновленню початкового профілю.
8. FRP-підсилення існуючих металевих конструкцій може бути виконано тільки у випадку, коли вихідна конструкція відповідає вимогам граничних станів (ULS) з врахуванням квазікомбінації постійних навантажень (як визначено в нормах проектування) з використанням частних коефіцієнтів надійності для надзвичайних умов навантаження [6, 7, 8, 9, 10, 11, 12].
9. Підсилені металеві конструкції вимагають огляду і моніторингу [5]:
I - під час і відразу після встановлення системи підсилення;
II - протягом терміну служби через регулярні проміжки часу, оскільки немає надійної інформації про довгострокову поведінку систем підсилення FRP.
10. Композитні матеріали не потребують спеціальних заходів з технічного обслуговування. Якщо шар поверхні смоли втрачено внаслідок стирання або погіршення стану навколишнього середовища, його можна замінити за допомогою сумісної смоли.
11. Існуюча металева конструкція повинна бути піддана звичайному огляду та технічному обслуговуванню. Зокрема, рекомендується поновлювати фарбу до її виходу з ладу, щоб уникнути піскоструминної обробки конструкції, що вимагатиме належного захисту FRP.

12. Персонал, який відповідає за випробування напівдеструктивного та неруйнівного контролю, повинен мати один із трьох кваліфікаційних рівнів, згідно з UNI EN 473 [25] та UNI EN 45013 [26]. Слід зазначити, що в Україні це зараз не регламентується.

Основні рекомендації щодо встановлення зовнішнього армування фіброармованими системами.

1. Правильна установка систем підсилення FRP залежить від наступних факторів: зберігання матеріалів, підготовка субстрату, підготовка підсилювальних матеріалів, умови навколишнього середовища (температура, вологість), управління робочим місцем (чистота, заходи захисту від випадкових подій).
2. Підсилюючі матеріали (волокна, смоли, композити) повинні зберігатися в умовах, вказаних виробником.
3. При підготовці підсилювальної системи треба суворо дотримуватися інформації, наданої виробником. Наприклад, клейкі смоли часто отримують сумішшю двох частин, чиє кількісне співвідношення повинно суворо відповідати вимогам, наданим виробником.
4. Добра адгезія «FRP – металевих елементів» залежить від умов температури та вологості.
5. Зокрема, температура як конструкції, так і середовища впливає на необхідний час для розвитку заданого відсотка кінцевої міцності в клейовому з'єднанні. Виробники дають інформацію про діапазони температур, при яких хімічні реакції розвиваються правильно, що необхідно для досягнення міцності клейового з'єднання.
6. Надмірна вологість може негативно вплинути на кінцеву міцність клейового з'єднання та його довговічність.
7. Клейове з'єднання повинно бути захищене від контакту з водою, протягом часу, потрібного для набору міцності.
8. Для доброї якості підсилювальної системи слід приділяти увагу очищенню по

верхні основи, уникати присутності частинок, які негативно впливають на якість з'єднання «FRP – основа».

Підготовка поверхні основи. Правильна підготовка поверхонь є важливою для гарного адгезійного зв'язку композитної системи FRP з металевою основою. Підготовка передбачає обробку поверхні основи, з виконанням наступних кроків:

- Зняти покриття (наприклад, фарбування), шлак та інші продукти корозії, за допомогою металевої щітки або струминного очищення. В разі крихких елементів (наприклад, чавун) потрібна особлива обережність, уникати ударів та використання перфораторів.
- Знежирити розчинником, адаптованим для видалення жиру і запобігання великої площі забруднення склеюваних поверхонь.
- Шліфування. Можна використовувати суху або вологу піскоструминну очистку, щоб оголити хімічно активну поверхню перед склеюванням. Сміття слід видаляти тільки водою.
- Сушка поверхні. Якщо поверхня намокла в кінці абразивної обробки і фази очищення, то її слід просушити, щоб уникнути швидкого утворення оксидних шарів на відкритій поверхні.
- Хімічне травлення. У разі утворення оксидних шарів, у випадку оцинкованої або нержавіючої сталі, необхідне травлення кислотою й подальша нейтралізація продуктів травлення. Для чавуна це не потрібно.
- Ґрунтовка. Перший шар клеючої смоли слід нанести якомога швидше, протягом двох годин, після очищення поверхні основи. У деяких випадках використання ґрунтовки потрібно, щоб зробити існуючу металеву поверхню сумісною з матеріалом ФАС.
- Заповнити нерівності ґрунтовкою, а потім смолою.
- Для зменшення нормальних і дотичних напружень відшарування в адгезивному шарі поблизу кінцевих частин підсилення ФАС слід встановити механічні

з'єднувачі поблизу кінцевих частин підсилення ФАС на ділянці не менше 200 мм Рис.4 (а). Якщо механічні з'єднувачі неможливо встановити по причині того, що надана довжина анкерного кріплення є недостатньою, слід зменшити товщину пластини поблизу кінцевих частин підсилення ФАС на ділянці не менше 200 мм Рис.4 (b, c).

- При використанні вуглецевих волокон, прямий контакт з металевою поверхнею можна уникнути за допомогою вставки шару з ізоляційного матеріалу з склопластику GFRP, щоб уникнути гальванічної корозії.
- В разі підсилення балки, яка працює на згин, коли є клепані чи болтові з'єднання, рішення слід приймати згідно рис. 5.

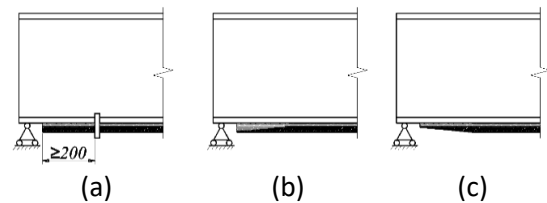


Рис.4. Типова деталізація крайніх ділянок FRP-системи підсилення, що дозволяє зменшити напруження відшарування.

Fig.4. Typical end detailing of the FRP strengthening system, allowing for a reduction of the debonding stresses.

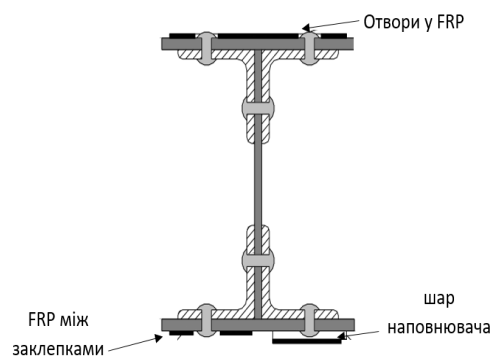


Рис.5. Підсилення балки, яка працює на згин, при наявності заклепок або болтів.

Fig.5. Flexural strengthening of a riveted or bolted beam.

Контроль якості при встановленні

- Контроль якості під час встановлення системи підсилення FRP може виконувати

тись напівруйнівними або неруйнівними методами контролю.

- Якщо використовується підсилення з попередньо затверділого ФАС, кваліфікаційні випробування композитних матеріалів повинні вже бути виконані виробником. У разі систем підсилення ФАС, затверділих на місці, необхідні лабораторні дослідження. У будь-якому випадку слід підготувати зразки для оцінки міцності проти розшарування.
- Для проведення полудеструктивних випробувань додаткові спеціальні випробувальні зони підсилені FRP повинні бути підготовлені. Загальна площа зон повинна бути не менше 0,5% від реально підсиленою площі. Зони тестування повинні бути розділені на прямокутні ділянки розміром 500 мм x 200 мм. Система підсилення FRP повинна застосовуватися в цих спеціальних випробувальних зонах з використанням тих же матеріалів і процедур, піддаватися тим же впливам навколишнього середовища, що і сама системи підсилення.

Напівруйнівні випробування

- Напівруйнівні випробування потрібно проводити на «тестових» зонах і в некритичних підсиленних місцях з розрахунку одна проба на кожні 5 м² підсиленої площі, але в будь-якому випадку не менше 2 для кожного типу тесту.
- Випробування на відрив. Тест підходить для оцінки підготовки поверхні основи і перевірки сумісності обраного клею з основою з металу. Здійснюється за допомогою круглої сталевий пластини товщиною 20 мм і діаметром не менше 40 мм. Елемент підсилення з FRP ріжеться корончатим свердлом зі швидкістю не менше 2500 об / хв. Особливу увагу слід приділити тому, щоб уникнути нагріву системи FRP.
- Випробування на розрив при зсуві. Тест особливо підходить для перевірки якості з'єднання між FRP і металевим елементом. Це може бути виконано тільки тоді, коли є можливість витягнути частину FRP-системи в площині, розташованій поблизу відірваного краю.

- Випробування на розрив при крученні проводиться за допомогою спеціального пристрою, який може створити крутний момент.

Неруйнівний контроль

- Існують різні типи неруйнівних випробувань, спрямованих на виявлення різних типів дефектів та для визначення однорідності прилягання FRP (див. Таблицю 1) [5]. Зокрема, для виявлення порожнеч у клейовому шарі. Але, на жаль, не існує такого типу неруйнівного тесту, який може ідентифікувати слабкий зв'язок, який виникає через іржу або жир на металевій поверхні.
- Високочастотний ультразвуковий контроль. Дефекти з'єднання, локальне розшарування або наявність пустот в адгезивному шарі можуть бути ідентифіковані за допомогою ультразвукових випробувань, оскільки вони впливають на час проходження ультразвукових хвиль. Для цього необхідне спеціальне обладнання і персонал.
- Стимульоване акустичне випробування Використовуються імпульси низької частоти.
- Акустико-емісійні випробування дозволять оцінити пошкодження всередині навантаженої конструкції, шляхом прослуховування і реєстрації шуму, спричиненого утворенням тріщин або розшаруванням, яке поширюється, як пружні хвилі. Це випробування застосовується до пасивних систем, які активуються, якщо виникають аномальні умови, та особливо підходить для виявлення дефектів при застосуванні FRP-матеріалів, а також при наявності відшарування від основи.

ВИСНОВКИ

1. Основними цілями підсилення металевих конструкцій фіброармованими полімерами є збільшення або відновлення міцності на розтяг, збільшення або відновлення міцності на згин, підвищення втомної міцності

2. Виконано огляд технологічних особливостей і актуальних проблем в області підсилення металевих конструкцій ком-

позитними матеріалами, а також зачеплена історична перспектива цього методу реновації.

Табл. 1. Мінімальні допуски по товщині дефекту які слід визначати неруйнівними методами контролю.

Table 1. Minimum resolution for defects thickness to be identified with non destructive tests.

Наявність напружень зсуву в зоні стику	Приклад	Неруйнівний контроль	Мінімальні допуски по товщині дефекту
Відсутня	Обгортання, за винятком області перекриття в одношаровому застосуванні	Необов'язковий	3,0 мм
Слабка	Центральна частина дуже великої площі підсилення	Необов'язковий	3,0 мм
Помірна	Центральна зона, підсилена на згин в по-вздожньому напрямку	Бажаний	0,5 мм
Критична	Зони анкерування, зони перекриття між шарами, підсилення на зсув, області сполучення зі з'єднувачами, ділянки з великою шорсткістю або тріщинами в металевому елементі	Необхідний	0,1 мм

3. У статті розглянуті проблеми методу підсилення конструкцій з використанням композитних матеріалів.

4. В Україні відсутня нормативно-дослідна база, присвячена проблемі підсилення металевих будівельних конструкцій композитними матеріалами, тому є можливість використовувати виключно зарубіжний досвід і рекомендації при проектуванні такого роду підсилень.

5. Основний принцип розміщення композитних елементів підсилення полягає в паралельному розташуванні розтягуючим напруженням.

6. Незважаючи на великий обсяг інформації про ФАС в світі, питання надійності методу підсилення, саме металевих конструкцій композитними матеріалами, ще належить належним чином вивчити.

7. Крім того, в загальному обсязі повинні виконуватися вимоги до довговічності, технологічності, економічної ефективності, екологічних і соціальних факторів.

8. Значний ефект від підсилення металевих конструкцій композитними матеріалами може бути досягнутий при підсиленні балок покриття промислових будівель або великопрольотних конструкцій, які при підсиленні традиційними методами вимагають складних конструктивних

рішень, великих витрат праці, зупинки технологічного процесу виробництва для виконання робіт із підсилення, вага підсилюючої конструкції часто виявляється значною.

9. Застосування композитних матеріалів для підсилення металевих конструкцій вимагає лише встановлення легких підмостей (можлива робота з автопідйомників), що не займає багато часу.

ЛІТЕРАТУРА

10. **Luke, S. & Mouchel Consulting.** The Use of Carbon Fibre Plates for the Strengthening of Two Metallic Bridges of a Historic Nature in the UK. In IG. Teng (ed.), *FRP Composites in Civil Engineering, Vol. II.*
11. **Ceriolo, L. & Di Tommaso, A. 2001.** Cast Iron Bridge Failure Due to Impact: reduced Vulnerability through FRP Composite Materials Strengthening. In National Conference on Structure failures and reliability of civil constructions; Proc. symp., *Istituto Universitario di Architettura di Venezia, 6-7 December 2001.*
12. **Miller, T.e., Chajes, M.J" Mertz, D.R. & Hastings, J. 2001.** Strengthening of a Steel Bridge Girder Using CFRP Plates, *Journal of bridge engineering, ASCE, 6(6): from 514-522,*

13. **Giosuè Boscato.** Numerical analysis and experimental tests on dynamic behaviour of gfrp pultruded elements for conservation of the architectural and environmental heritage. *PhD. Dissertation. University Iuav of Venice, Venice, Italy, 2009.*
14. **CNR-DT 202/2005** «Guidelines for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures». *Metallic structures. Preliminary study. ROME – CNR, 2007. 57 p.*
15. **EN1990 Eurocode 0:** Basis of structural design.
16. **EN1991 Eurocode 1:** Actions on structures.
17. **EN 1993 Eurocode 3:** Design of steel structures.
18. **ДБН В.1.2-14:2018.** Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. / *Мінрегіонбуд України. – К.: ДП «Укрархбудінформ», 2018.*
19. **ДБН В.1.2-2:2006.** Навантаження і впливи. Норми проектування / *Мінбудархітектури України. – К.: Сталь, 2006.*
20. **ДБН В.2.6-198:2014.** Сталеві конструкції. Норми проектування / *Мінрегіон України. – К.: ДП «Укрархбудінформ», 2014.*
21. **ДБН А.1.1-94:2010.** Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення / *Мінрегіонбуд України. – К.: ДП «Укрархбудінформ», 2012.*
22. **ДСТУ Б В.1.2-3:2006.** Прогини і переміщення. Вимоги проектування. / *Мінбуд України. – К.: Сталь, 2006.*
23. **V. Zerbo, A. Di Tommaso & L. Ceriolo.** FRP strengthening systems for metallic structures: a state of the art. *Structural Analysis of Historical Constructions - Modena, Lourenço & Roca (eds), 2005. Taylor & Francis Group, London, ISBN 04 15363799*
<http://www.hms.civil.uminho.pt/sahc/2004/891.pdf>
24. **Руднева І.Н., Прядко Ю.Н.** Сравнительный анализ Еврокодов и национальных стандартов Украины, в том числе частных коэффициентов надежности и учета фактора времени, при проектировании конструкций. *Науково-виробничий журнал «Промислове будівництво та інженерні споруди», №1, 2020, стр.39-45.*
http://nbuv.gov.ua/UJRN/Pbis_2020_1_10
25. **М.В. Прядко, І.М. Руднева, Ю.М. Прядко.** Обстеження та підсилення будівельних конструкцій промислових будівель: *Навчальний посібник. – Київ: КНУБА, 2018. – 332 с.*
26. **І. Руднева, Ю. Прядко, М. Прядко, Г. Тонкачєєв.** Особливості та перспективи використання технологій підсилення будівельних конструкцій композиційними матеріалами при реконструкції споруд. *Збірник наукових праць "Будівельні конструкції. Теорія і практика". № 7 (2020), с.12-22.*
<http://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.12-22>
27. **І. Руднева, Ю. Прядко, М. Прядко.** Аналіз причин обвалення покрівель виробничих будівель. *Збірник наукових праць "Будівельні конструкції. Теорія і практика". № 6 (2020), с.85-93.*
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.85-93>
28. **Lanier, В.К.** Study in the Improvement in Strength and Stiffness Capacity of Steel Multi-sided Monopole Towers Utilizing Carbon Fiber Reinforced Polymers as a Retrofitting Mechanism. *M.S. Thesis, North Carolina State University, Raleigh, NC, 2005.*
29. **Cadei, J.M.C., Stratford T.J., Hollaway L.C., Duckett W.G.** Strengthening metallic structures using externally bonded fibre-reinforced polymers, *Report CIRIA C595. London: CIRIA. 2004.*
30. **Miller, T. C., Chajes, M. J., Mertz, D. R. and Hastyings, J.** Strengthening of a Steel Bridge Girder Using CFRP Plates, *Journal of bridge engineering, ASCE, 2001. 6(6): p. 514-522.*
31. **ДСТУ Б В.3.1-2:2016.** Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. *Київ, 2017. – 68с.*
32. *Пособие по обследованию строительных конструкций зданий. АО ЦНИИПромзданий. – М.: 1997.- 141с.*
33. **ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016** Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. – *Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 44 с.*
34. **UNI EN 473:2008-11.** Non-destructive testing - Qualification and certification of NDT personnel - General principles
35. **UNI CEI EN 45013:1990.** General criteria for certification bodies operating certification of personnel.
36. **I.N. Rudnieva.** Comparative analysis of strengthening of building structures (masonry, metal structures, reinforced concrete) using FRP-materials and traditional methods during reconstruction. *«Strength of Materials and*

REFERENCES

1. **Luke, S. & Mouchel Consulting.** The Use of Carbon Fibre Plates for the Strengthening of Two Metallic Bridges of a Historic Nature in the UK. In IG. Teng (ed.), *FRP Composites in Civil Engineering, Vol. II*.
2. **Ceriolo, L. & Di Tommaso, A. 2001.** Cast Iron Bridge Failure Due to Impact: reduced Vulnerability through FRP Composite Materials Strengthening. In National Conf on Structure failures and reliability of civil constructions; Proc. symp., *Istituto Universitario di Architettura di Venezia*, 6-7 December 2001.
3. **Miller, T.e., Chajes, M.J" Mertz, D.R. & Hastings, J. 2001.** Strengthening of a Steel Bridge Girder Using CFRP Plates, *Journal of bridge engineering, ASCE*, 6(6): from 514-522,
4. **Giosuè Boscato.** Numerical analysis and experimental tests on dynamic behaviour of gfrp pultruded elements for conservation of the architectural and environmental heritage. *PhD. Dissertation. University Iuav of Venice, Venice, Italy*, 2009. P 215.
5. **CNR-DT 202/2005** «Guidelines for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures». *Metallic structures. Preliminary study. ROME – CNR*, 2007. 57 p.
6. **EN1990 Eurocode 0:** Basis of structural design.
7. **EN1991 Eurocode 1:** Actions on structures.
8. **EN 1993 Eurocode 3:** Design of steel structures.
9. **DBN V.1.2-14:2018.** Zahalni pryntsyropy zabespechennia nadiinosti ta konstruktyv-noi bezpeky budivel, sporud, budivelnykh konstruktsii ta osnov. / *Minrehionbud Ukrainy*. – K.: DP «Ukrarkhbudininform», 2018.
10. **DBN V.1.2-2:2006.** Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia / *Minbudarkhitektury Ukrainy*. – K.: Stal, 2006.
11. **DBN V.2.6-198:2014.** Stalevi konstruktsii. Normy proektuvannia/ *Minrehion Ukrainy*. – K.: DP «Ukrarkhbudininform», 2014.
12. **DBN A.1.1-94:2010.** Proektuvannia budivelnykh konstruktsii za Yevrokodamy. *Osnovni polozhennia / Minrehionbud Ukrainy*. – K.: DP «Ukrarkhbudininform», 2012.
13. **DSTU B V.1.2.-3:2006.** Prohyny i peremishchennia. Vymohy proektuvannia. / *Minbud Ukrainy*. – K.: Stal, 2006.
14. **V. Zerbo, A. Di Tommaso & L. Ceriolo.** FRP strengthening systems for metallic structures: a state of the art. *Structural Analysis of Historical Constructions - Modena, Lourenço & Roca (eds)*, 2005. Taylor & Francis Group, London, ISBN 04 15363799. <http://www.hms.civil.uminho.pt/sahc/2004/891.pdf>
15. **Rudneva Y.N., Priadko Yu.N.** Sravnytelnyy analiz Evrokodov y natsyonalnykh standartov Ukrainy, v tom chysle chastnykh koeffytsiyentov nadezhnosti y ucheta faktora vremeni, pry proektyrovannyi konstruktsii. *Naukovo-vyrobnychiy zhurnal «Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy»*, №1, 2020, str.39-45. http://nbuv.gov.ua/UJRN/Pbis_2020_1_10
16. **M.V. Priadko, I.M. Rudnieva, Yu.M. Priadko.** Obstezhennia ta pidsylennia budivelnykh konstruktsii promyslovykh budivel: *Navchalnyi posibnyk*. – Kyiv: KNUBA, 2018. – 332 s.
17. **I. Rudnieva, Yu. Priadko, M. Priadko, H. Tonkacheiev.** Osoblyvosti ta perspektyvy vykorystannia tekhnolohii pidsylennia budivelnykh konstruktsii kompozytsiinymy materialamy pry rekonstruktsii sporud. *Zbirnyk naukovykh prats "Bydivelni konstruktsii. Teoriia i prikyta"*. № 7 (2020), c.12-22. <http://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.12-22>
18. **I. Rudnieva, Yu. Priadko, M. Priadko.** Analiz prychn obvalennia pokrivel vyrobnychykh budivel. *Zbirnyk naukovykh prats "Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka"*. № 6 (2020), c.85-93. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.85-93>
19. **Lanier, B.K.** Study in the Improvement in Strength and Stiffness Capacity of Steel Multi-sided Monopole Towers Utilizing Carbon Fiber Reinforced Polymers as a Retrofitting Mechanism. *M.S. Thesis, North Carolina State University, Raleigh, NC*, 2005.
20. **Cadei, J.M.C., Stratford T.J., Hollaway L.C., Duckett W.G.** Strengthening metallic structures using externally bonded fibre-reinforced polymers, *Report CIRIA C595. London: CIRIA*. 2004.
21. **Miller, T. C., Chajes, M. J., Mertz, D. R. and**

- Hastings, J.** Strengthening of a Steel Bridge Girder Using CFRP Plates, *Journal of bridge engineering, ASCE*, 2001. 6(6): p. 514-522.
22. **DSTU B V.3.1-2:2016.** Remont i pidsylennia nesuchykh i ohorodzhuvalnykh budivelnnykh konstruktsii ta osnov budivel i sporud. *Kyiv*, 2017. – 68s.
23. Posobyе po obsledovaniyu stroitelnykh konstruktsiyi zdanyi. *AO TsNYYPromzdanyi*. – M.: 1997.- 141s.
24. **DSTU-N B V.1.2-18:2016** Nastanova shchodo obstezhennia budivel i sporud dlia vyznachennia ta otsinky yikh tekhnichnoho stanu. – *Kyiv: DP «UkrNDNTs»*, 2017. – 44 s.
25. **UNI EN 473:2008-11.** Non-destructive testing - Qualification and certification of NDT personnel - General principles
26. **UNI CEI EN 45013:1990.** General criteria for certification bodies operating certification of personnel.
27. **Rudnieva I.N.** Comparative analysis of strengthening of building structures (masonry, metal structures, reinforced concrete) using FRP-materials and traditional methods during reconstruction. *«Strength of Materials and Theory of Structures»*, 2020. № 105 – C.267-291. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2020.105.267-291>

Technological features of metal structures strengthening by gluing of high-strength FRP-systems during reconstruction

Iryna Rudnieva

Summary. The building heritage of Ukraine includes numerous examples of metal structures, especially used in industrial buildings and for large-span structures. The use of metal structures in construction is primarily due to their mechanical properties. They are frost-resistant and can withstand temperatures down to -65 degrees, tough, resistant, durable and reliable. They can also be used in areas with increased seismic activity. But, in certain situations metal structures need to

restore or strengthen due to structural defects, wear of load-bearing elements, as well as in order to increase the bearing capacity. In some cases, strengthening with fiber-reinforced polymer composites (FRP) gives better results than traditional methods with metal strengthening.

A significant part of the Ukrainian architectural and historical heritage is made up of buildings and structures using metal structures. The first designs were made of cast iron or wrought iron (machined or tinned), but they subsequently developed rapidly along with the evolution of methods for forging mineral iron.

The main cultural reason for the restoration of old metal structures that guarantee structural functionality and load-bearing capacity, based not only on the need to preserve their historical origin, but also on the value of the landscape in which they are located.

Long-term operation of buildings and their structural elements made of metal without timely maintenance and major repairs, insufficient strength of structural materials, as well as changes in weather conditions and current regulatory documents in Ukraine, often leads to the need to recalculate the load-bearing metal structures of the building frame and strengthen them with the most effective methods, both from the point of view of reliability and from the point of view of profitability, which is influenced by prolonged shutdown of enterprises, stoppage of the production process or the inability to use the adjacent territory to carry out reconstruction work.

The article discusses the technological features of metal structures strengthening by gluing high-strength FRP-systems during the reconstruction of building, and also provides basic recommendations for the installation, monitoring and maintenance of strengthened elements.

Keywords. Composite materials; fibre-reinforced polymer FRP; defects; damage; reconstruction; strengthening of metal structures; inspection.

Моделювання сумісної роботи сталевих балкових конструкцій із залізобетонними ребристими плитами перекриття

Євген Дмитренко

Національний університет біоресурсів і природокористування України
15, вул. Героїв Оборони, Київ, Україна, 03041
zdmnitrenko26@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-9737-943X>

DOI: 10.32347/2522-4182.8.2021.44-57

Анотація. Традиційні методи розрахунку балкових конструкцій перекриттів і покриттів промислових будівель передбачають розгляд їх при розрахунку окремо від конструкцій каркасу, зокрема, залізобетонних плит, не враховуючи їх спільну роботу, що призводить до значного запасу міцності конструкцій. На сьогоднішній день в Україні існує значна кількість промислових будівель та споруд, які потребують підсилення та реконструкції. У зв'язку з цим особливого значення набувають дослідження дійсної несучої здатності каркасів одноповерхових і багатоповерхових промислових будівель, причому, як при реконструкції, так і при новому будівництві, результати яких дозволять значно зменшити витрати та більш раціонально проектувати конструкції. При цьому одним з найбільш актуальних напрямів є дослідження сумісної роботи металевих несучих конструкцій із збірними залізобетонними конструкціями жорстких дисків покриттів та перекриттів при їх розрахунку. Тим більш, що у вітчизняних нормах проектування, як і у навчально-методичній літературі розрахункові методики урахування сумісної роботи таких конструкцій висвітлені недостатньо повно.

Метою даної роботи є оцінка зниження металоемності металевих балкової конструкції при її розрахунку на згин, з урахуванням спільної роботи з жорстким диском перекриття зі збірного залізобетону.

В рамках дослідження проведений розрахунок балки перекриття за традиційною розрахунковою схемою - без урахування сумісної роботи з диском перекриття, підбір її перерізу з урахуванням спільної роботи з плитами перекриття і експериментальне чисельне дослідження в складі перекриття методом скінченних



Євген Дмитренко
старший викладач
кафедри будівництва,
к.т.н.

елементів. Моделювання фрагмента перекриття виконувалось у розрахункових комплексах «SCAD Office» і «ЛІРА САПР 2019». Чисельне дослідження спрямоване на перевірку доцільності використання розрахункової методики ДБН В.2.6-98-2009 для визначення ефективної ширини полиці при розрахунку таврових перерізів для збірних залізобетонних плит, які включені в сумісну роботу з балками перекриття.

Виконано порівняльний аналіз отриманого перерізу балки з раніше підібраним за традиційною методикою розрахунку по напруженням в найбільш небезпечному перерізі і загальній масі балок.

За результатами аналізу підтверджена коректність застосування вищевказаної нормативної методики для визначення ефективної ширини полиці таврових згинальних сталезалізобетонних елементів.

Ключові слова. Жорсткий диск перекриття; перший граничний стан; ребристі залізобетонні плити; напружено-деформований стан, ефективна ширина полиці плити.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На даний момент в Україні експлуатується велика кількість одноповерхових та багатоповерхових промислових будівель, виконаних в сталевому каркасі з настилом

із залізобетонних плит покриття. Як показують результати численних обстежень, конструкції таких будівель мають дефекти і пошкодження, які набагато перевищують нормативні вимоги і потребують реконструкції та підсилення.

У зв'язку з цим особливого значення набувають задачі визначення дійсної несучої здатності каркасів одноповерхових і багатоповерхових промислових будівель, причому, як при реконструкції, так і при новому будівництві. При цьому урахування сумісної роботи несучих елементів зі сталі і бетону при їх розрахунку призводить до істотного економічного ефекту в порівнянні з розрахунками по ідеалізованим розрахунковим схемам.

Урахування сумісної роботи несучих конструкцій зі сталі і бетону при їх розрахунку стало можливим завдяки реалізації методу скінчених елементів (МСЕ) в різноманітних розрахункових комплексах («ЛІРА САПР», «SCAD», «Nastran» і т.п.).

Урахування сумісної роботи монолітного залізобетону із сталевими конструкціями (сталезалізобетонні конструкції) при їх розрахунку вже довело свою ефективність у практиці будівництва споруд транспортного призначення та сильнонавантажених несучих конструкцій будівель та споруд, чого не можна сказати про збірний залізобетон. Тим більш, що у вітчизняних нормах проектування, як і у навчально-методичній літературі розрахункові методики урахування сумісної роботи таких конструкцій із сталевими висвітлені недостатньо повно.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Практичний досвід показує, що розрахунки сталевих балкових конструкцій за традиційними розрахунковими методиками окремо від конструкцій каркасу будівлі, зокрема плит покриття і перекриття призводять до отримання перерізів елементів із значним запасом міцності і жорсткості [1, 2].

Дослідженням дійсної роботи крокв'яних ферм одноповерхових промислових будівель підтверджено включення у

спільну роботу залізобетонних плит покриття при дотриманні певних конструктивних вимог [3]. Це призводить до значного зменшення поздовжнього зусилля у верхньому поясі і як наслідок, до значної економії матеріалу ферми [4]. Про можливість ефективного включення в спільну роботу конструкцій покриття і залізобетонних плит, що дозволяє зменшити масу поясів ферм майже вдвічі також приводиться в роботі [5].

Економічна ефективність від застосування монолітного залізобетону в складі прогонових металевих конструкцій, що складаються із зварних або двотаврових балок вже давно підтверджена практикою їх застосування в мостобудуванні і зведенні перекриттів багатоповерхових громадських будівель [5].

Диски покриттів і перекриттів нерозривно пов'язані із пролітними несучими конструкціями і працюють спільно при дії горизонтальних і вертикальних навантажень.

При розрахунку елементів диска покриття і пролітних конструкцій, що складаються зі збірного залізобетону необхідно враховувати ефект їх спільної роботи, оскільки він проявляється одразу після об'єднання конструктивних одиниць диска в єдине ціле за допомогою зварювання закладних деталей і замонолічування. Спільна робота елементів диска покриття залежить від деформативності поздовжнього ребра плити покриття, закладних деталей, умов закріплення плити покриття у складі диска, якості міжплитних швів замонолічування, зміни осової і згинальної жорсткості крокв'яної конструкції в процесі деформування [2, 3, 5].

Тому в процесі моделювання згідно із [6] необхідно враховувати підвищену деформативність вузлових сполучень плит, їх фізичну і конструктивну нелінійність, які змінюються залежно від напружено-деформованого стану.

Відповідно до результатів досліджень [2,3], повне включення залізобетонних плит покриття у спільну роботу із кроквяними фермами надає найбільший розвантажувачий ефект на елементи верхнього поясу (до 40-

50%). Ефект від спільності знижується як при відсутності омоноличування поздовжніх швів між плитами, так і при повній відсутності приварювання плит в місцях обпирання на 60-70%.

При наявності дефектів і пошкоджень включення залізобетонних плит покриття у спільну роботу із кроквяними фермами не завжди полегшує роботу останніх. Так:

- відсутність омоноличування поздовжніх швів в середній зоні ферми, при наявності омоноличування інших швів, викликає підвищення поздовжніх зусиль в елементах решітки, що прилягають до зруйнованого шва, до 40 ... 60% до проектних;

- при наявності дефектного стержня, плити покриття розвантажують його, але при цьому відбувається збільшення зусиль в сусідніх елементах ферми.

Таким, чином, виконання конструктивних вимог напряду впливає на ефект включення плит покриття у спільну роботу із балковими конструкціями

МЕТА І МЕТОДИ

Метою даної роботи є оцінка зниження металоємності згинальної металевої конструкції при її розрахунку з урахуванням спільної роботи з жорстким диском перекриття зі збірного залізобетону.

Для досягнення мети під час виконання теоретичних і чисельних досліджень, використані загальні методи механіки твердого деформованого тіла та програмні комплекси, зокрема ПК «ЛІРА САПР» та «SCAD Office», в основі якого лежить метод скінченних елементів.

Чисельні дослідження у сучасних програмних комплексах на базі даного методу широко використовуються для вирішення різноманітних задач теорії залізобетону, зокрема, задачі зчеплення арматури з бетоном [7], а їх результати мають гарну збіжність з результатами експериментальних досліджень [8].

Об'єктом дослідження є сталеві прокатні двотаврові балки в складі перекриття багатоповислової промислової будівлі з розмірами в плані 18x30м і сіткою колон бхбм (рис. 1).

За способом прийняття горизонтальних навантажень конструктивна схема каркаса – в'язева.

По верхнім полицям балок укладаються залізобетонні ребристі плити перекриття серії ІІІ-24-2/70 (рис. 2). Вони так само, як і плити покриття приварюються до верхніх поясів балок мінімум в трьох точках і шви між ними омоноличуються дрібнозернистим бетоном класу С12/15.

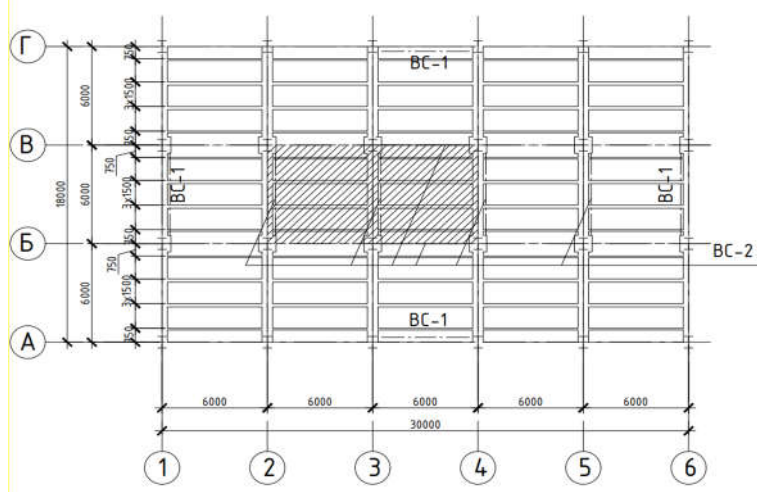


Рис.1. Схема розташування елементів перекриття. ВС-1, ВС-2 - вертикальні в'язі по колонах.

Fig.1. The layout of the floor elements. VS-1, VS-2 - vertical elms along columns.

Конструкція підлоги перекриття (рис. 2) складається з наступних шарів:

- плитка підлога $t = 15$ мм, $\rho = 2000$ кг/м³;
- шар цементно-піщаного розчину М200, $t = 20$ мм, $\rho = 2000$ кг/м³;
- плити шлакобетонні $t = 60$ мм, $\rho = 1600$ кг/м³;

Матеріал балок - сталь С245, матеріал плит перекриття - бетон класу С20/25.

В рамках дослідження об'єкта був проведений розрахунок найбільш навантаженої балки перекриття без урахування спільної роботи з диском перекриття і з урахуванням її. Додатково виконувалось чисельне

дослідження роботи балки в складі перекриття шляхом чисельного моделювання в розрахункових комплексах «SCAD Office» і «ЛІРА САПР». Чисельне дослідження спрямоване на визначення доцільності використання розрахункової методики ДБН [9] для розрахунку ширини полиці сталевозалізобетонного перерізу.

Порівняльний аналіз перерізів, підібраних за двома методиками розрахунку був проведений по напруженнях в найбільш небезпечному перерізі по довжині і загальній масі балок.

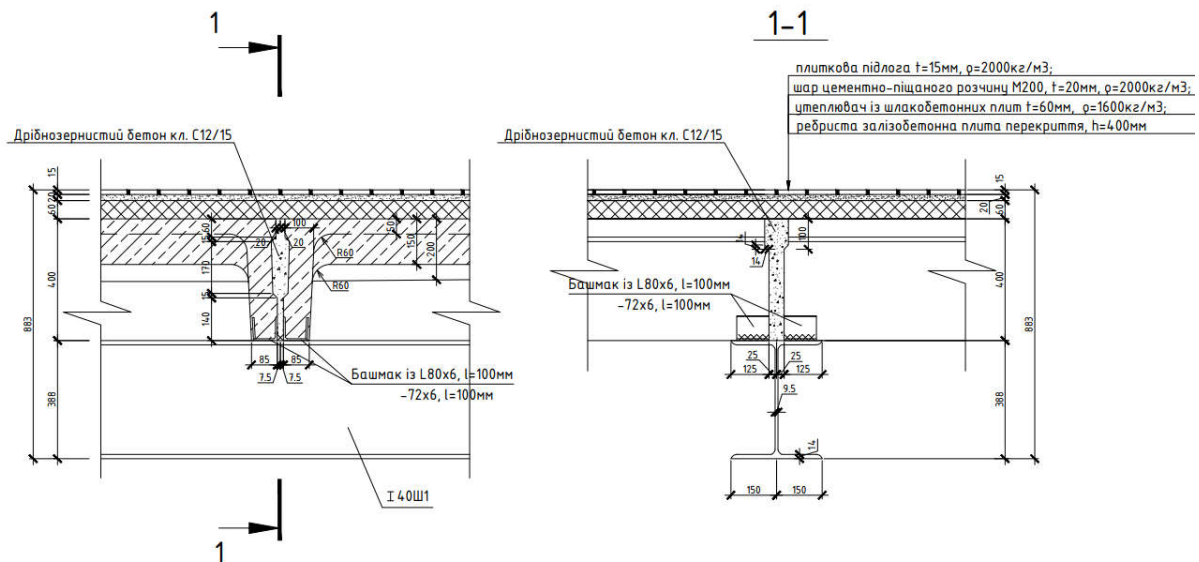


Рис.2. Вузлове сполучення плит з балками
Fig.2. Nodal connection of plates with beams

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Балки спираються на колони шарнірно (в'язева конструктивна схема каркасу). Розрахункова схема балки - шарнірно-обперта балка на двох опорах.

Переріз головної балки - прокатний двотавр.

Навантаження на головну балку перекриття складається з ваги конструкції підлоги, ребрих плит перекриття, власної ваги головних балок і тимчасового навантаження і розраховано згідно з вимогами [10].

Після визначення внутрішніх зусиль, з критерію міцності за максимальними нормальними напруженням був підібраний переріз балки І №40Ш1 за ДСТУ [11], який також відповідає виконаним вимогам перевірок за максимальними дотичним напруженням і прогину.

Цей переріз головної балки був розрахований із припущення його сумісної роботи з жорстким диском перекриття, як сталевобетон, за методикою, викладеною в [12].

Розрахункове значення навантаження, що діє на один погонний метр балки було

визначене раніше і дорівнює: $q_p = 82,92$ кН/м.

Найбільш несприятливий розрахунковий переріз сталобетонної балки знаходиться на відстані 0,75 м від середини прольоту, тому що у ньому діють досить великі значення згинальних моментів і в роботі балки задіяний тільки переріз полки (рис. 3, а, переріз I-I).

Відповідно до п. 5.3.2, ДБН [9] розрахункова ширина полиці перерізу визначається за форм. (1):

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = b_{eff1} + b_{eff2} + b_w = 1,2\text{ м} + 1,2\text{ м} + 0,3\text{ м} = 2,7\text{ м}, \quad (1)$$

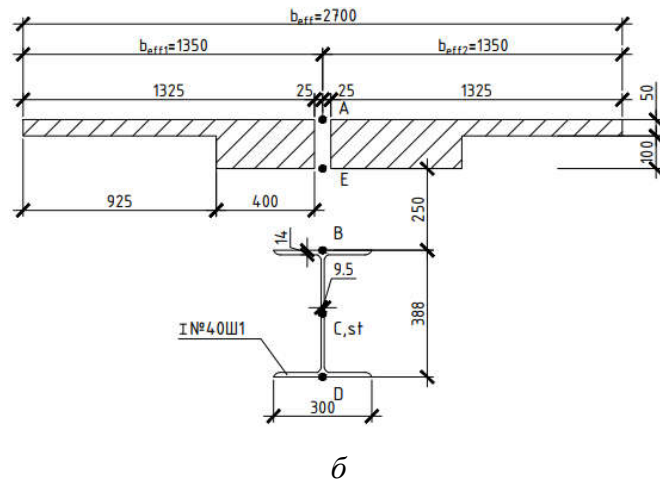
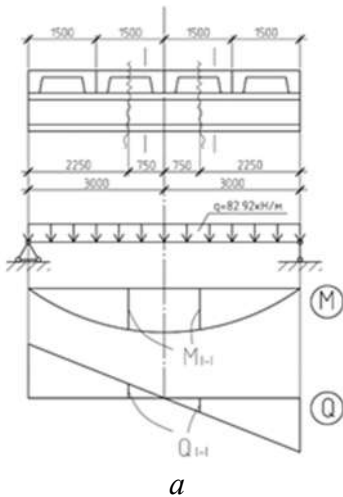


Рис.3. До розрахунку балки об'єднаного перерізу: а) внутрішні зусилля у перерізі I-I; б) сталобетонний переріз балки

Fig.3. For calculation of the combined section beam: a) internal forces in section I-I; b) reinforced concrete section of the beam

Після розрахунку геометричних характеристик перерізу були виконані перевірки міцності по максимальним нормальним та дотичним напруженням і деформативності балки за форм. (3)-(9).

Стискальне напруження в крайніх верхніх волокнах плити (точка А) дорівнює:

$$\sigma_{c,A} = \frac{M_{I-I}}{W_{c, stc}^A} = \frac{349,9 \cdot 10^2}{64880} = 5,39\text{ МПа} < f_{cd} = 14,5\text{ МПа} \quad (3)$$

де

де $b_{eff,i}$ - ширина звису полиці плити у кожену сторону від перерізу, м; визначається за форм. (2):

$$b_{eff1} = b_{eff2} = 0,2 \cdot b_{1,2} + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 3 + 0,1 \cdot 6 = 1,2\text{ м} \quad (2)$$

b_w - ширина ребра перерізу, м;
 l_0 - проліт залізобетонної ребристої плити, м;

Значення $b_{eff,1}$ та $b_{eff,2}$ не перевищують $0,2 \cdot l_0 = 1,2$ м.

Прийняли $b_{eff} = 2,7$ м.

Розрахунковий переріз представлений на рис. 3, б.

M_{I-I} – згинальний момент у перерізі I-I, кНм;

$W_{c, stc}^A$ - момент опору перерізу відносно крайньої верхньої точки А, см³;

f_{cd} - розрахунковий опір бетону на стиск, за табл. 3.1, ДБН [9].

Стискальне напруження в крайніх нижніх волокнах плити (точка Е) дорівнює:

$$\sigma_{c,E} = \frac{M_{I-I}}{W_{c, stc}^E} = \frac{349,9 \cdot 10^2}{148500} = 2,39\text{ МПа} < f_{cd} = 14,5\text{ МПа} \quad (4)$$

де $W_{c, stc}^E$ - момент опору перерізу відносно крайніх нижніх волокон плити (точка E), см^3 .

Напруження в крайньому верхньому волокні балки (точка B):

$$\sigma_{st,B} = \frac{M_{I-I}}{W_{st, stc}^B} = \frac{349,9 \cdot 10^2}{18820} = 18,59 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 264 \text{ МПа} \quad (5)$$

де

$W_{st, stc}^B$ - момент опору перерізу відносно крайніх верхніх волокон балки (точка B), см^3 .

R_y – розрахунковий опір сталі балки, 240 МПа, за табл. Г.2, ДБН [13];

γ_c – коефіцієнт умов роботи сталі, 1,1, за табл. 5.1, ДБН [13].

Напруження в крайньому нижньому волокні балки (точка D):

$$\sigma_{st,D} = \frac{M_{I-I}}{W_{st, stc}^D} = \frac{349,9 \cdot 10^2}{4823} = 72,55 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 264 \text{ МПа} \quad (6)$$

де $W_{st, stc}^D$ - момент опору перерізу відносно крайніх нижніх волокон балки (точка D), см^3 .

Таким чином, міцність сталезалізобетонної балки за нормальними напруженнями забезпечена.

Сумарна еюра нормальних напружень в сталевозалізобетонній балці зображена на рис. 4.

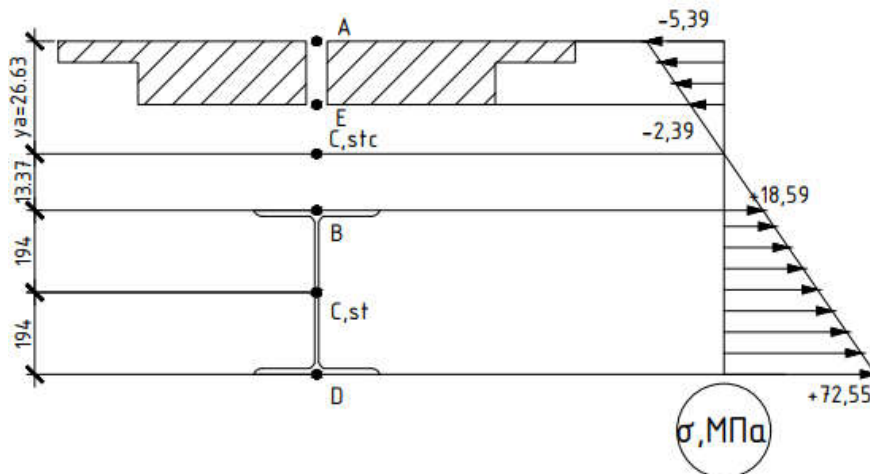


Рис.4. Еюри нормальних напружень в перерізі балки.

Fig.4. Plots of normal stresses in the cross-section of the beam.

Найбільші дотичні напруження в стінці сталеві балки (із умови повного прийняття балкою поперечної сили від розрахункового навантаження):

$$\tau_{I-I} = \frac{Q_{I-I} \cdot S_{st}}{I_{st} \cdot t_w} = \frac{62,2 \cdot 976}{34360 \cdot 0,95} = 18,6 \text{ МПа} < R_s \cdot \gamma_c = 148,8 \text{ МПа} \quad (7)$$

де

S_{st} – статичний момент напівперерізу балки, см^3 ;

I_{st} – момент інерції перерізу балки, см^4 ;

t_w – товщина стінки балки, см ;

R_s – 135,3 МПа - розрахунковий опір сталі балки зрізу відповідно ДБН [13].

Умова виконується, несуча здатність балки по дотичним напруженням забезпечена.

Прогин балці в перерізі I-I:

$$f_{\max} = S \cdot \frac{M_{I-I}}{E_{st} \cdot I_{stc}} \cdot l^2 =$$

$$= \frac{5}{48} \cdot \frac{349,9}{2,06 \cdot 10^8 \cdot 251600 \cdot 10^{-8}} \cdot 6^2 = (8)$$

$$= 2,53 \text{ мм} < [f_{gp}] = 30 \text{ мм}$$

де

S - характеристика, яка залежить від розрахункової схеми і виду навантаження. Для балки на двох опорах, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням по всьому прольоту, дорівнює $5/48$;

$[f_{gp}]$ - максимальне значення прогину балки, у відповідності з ДСТУ[14], $1/200 \cdot L$;

E_{st} - модуль пружності сталі С245, з якої виготовлена балка.

Сумарний прогин балки не перевищує граничний, отже, жорсткість сталевозалізо-бетонної балки забезпечена.

Чисельне моделювання згідно із рекомендаціями [15] балок у складі перекриття виконувалось для того, щоб визначити коректність використання розрахункової методики ДБН[9] для визначення ширини полиці сталевобетонного перерізу і для подальшого підбору більш економічних перерізів.

Плити перекриття і полиці балок в розрахунковій моделі моделювалися універсальними просторовими восьмивузловими скінченними елементами типу SE 36. Стінка балки моделювалася чотирикутними скінченно-елементними оболонками типу SE44, які для забезпечення спільної роботи з полицею заводилися в її межі. Для цього полиця балки розбивається по товщині на два кінцевих елементи (Рис. 5, а).

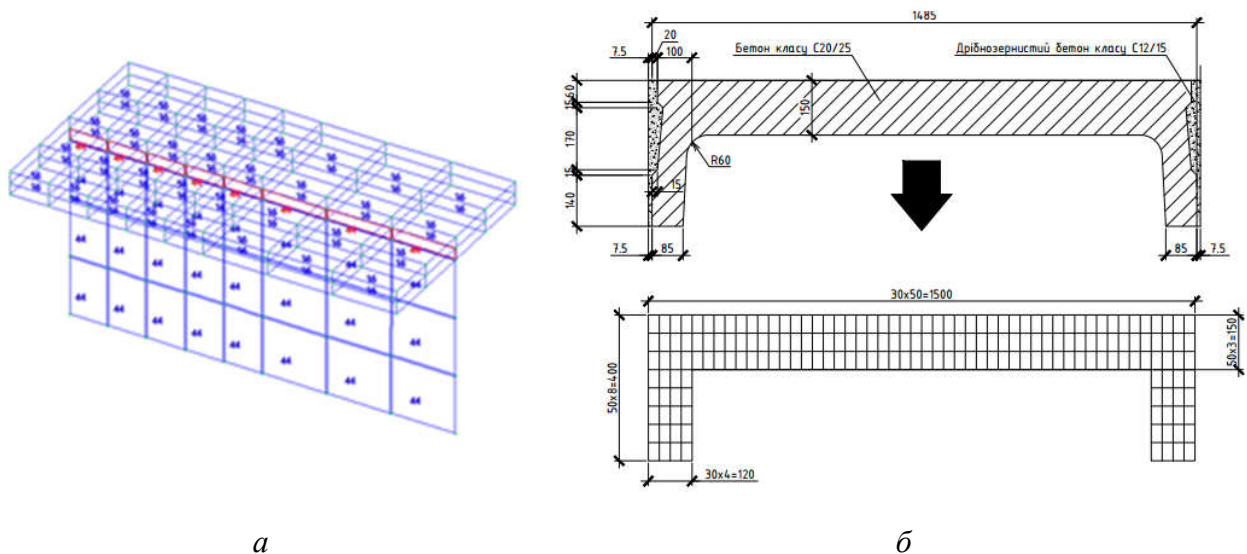


Рис.5. До скінченно-елементного моделювання плити: *а* - «анкерування» стінки балки в полиці плити; *б* - приведення фактичного перерізу плити до розрахункового перерізу

Fig.5. For the finite-element modeling of the plate: *a* - "anchoring" the wall of the beam in the shelf of the plate; *b* - simulating the actual cross-section of the plate to the calculated cross-section

Фактичні геометричні розміри поздовжніх, поперечних ребер плит, розміри поперечного перерізу балок приведені до еквівалентних прямокутних, для спрощення процесу моделювання елементів перекриття (рис.5, б).

Фактичний клас бетону шва між плитами С12/15 прийнятий у розрахунковій моделі рівномічним основному бетону плит - класу С20/25.

Розбивка скінченно-елементної сітки по довжині елементів виконувалася з умови зменшення загального числа скінченних

елементів і вузлів розрахункової схеми для прискорення виконання розрахунків. З цієї метою довжини кінцевих елементів по довжині плит і балок, що підходять до досліджуваних перетинів зменшуються, а на інших ділянках - збільшуються. Після створення геометричної частини розрахункової схеми задавалася жорсткість для полиць балок і плит – як для об'ємних елементів, шляхом введення значення модуля пружності для сталі – $E_{st} = 2,06 \cdot 10^5$ МПа і початкового модуля пружності для бетону плит – $E_c = 3 \cdot 10^4$ МПа. Також були додані значен-

ня коефіцієнтів Пуассона, рівних 0,2 і 0,3 для бетону плит і сталі балок відповідно.

Опори балок були задані в крайніх точках нижніх поясів, зліва - нерухомий шарнір, який забороняє лінійні зміщення вузлів балок за трьома основними напрямками X, Y, Z, а праворуч - лінійно-рухома опора, що перешкоджає зміщення за двома основними напрямками Y, Z.

Навантаження в розрахунковій схемі прикладені до верхніх скінченних елементів, що моделюють роботу полки плити (рис. 6, а).

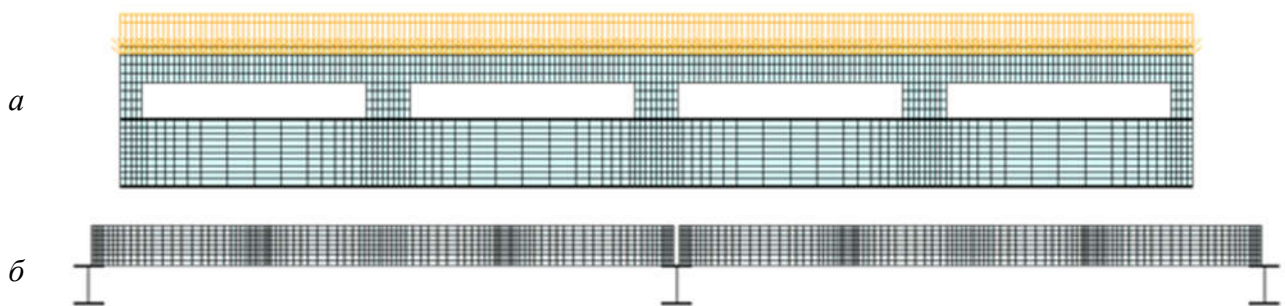


Рис.6. Досліджувана чисельна модель фрагменту перекриття: *a* - схема прикладання навантаження до плит покриття; *б* - фасад розрахункової схеми

Fig.6. The investigated numerical model of the fragment of the floor: *a*- the scheme of application of the load to the floor slabs; *b* - the facade of the numerical model

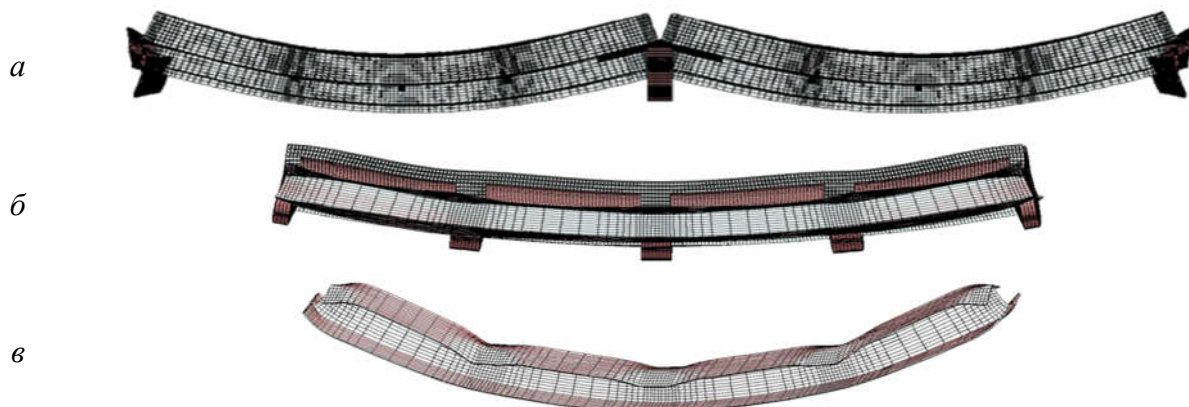


Рис.7. Схема перекриття і балки після розрахунку в ПК «ЛІРА САПР»: *a* - вид з торця балок; *б* - вид збоку від балок; *в* - деформована схема найбільш навантаженої балки.

Fig.7. The scheme of overlapping and beams after calculation in SP “LIRA CAD”: *a* - view from the end face of beams; *b* - side view of the beams; *c* - deformed scheme of the most loaded beam.

Деформована схему перекриття та схема балки після виконання розрахунку в ПК «ЛІРА САПР» представлені на рис. 7.

Для верифікації результатів розрахунку був виконаний розрахунок перекриття в програмному комплексі «SCAD Office» (рис. 8).

Згідно отриманих результатів розрахунку блоку перекриття у програмних комплексах, деформовані схеми повністю ідентичні одна одній. Прогин, а також значення

нормальних і дотичних напружень в розрахунковому перерізі найбільш навантаженої балки також однакові.

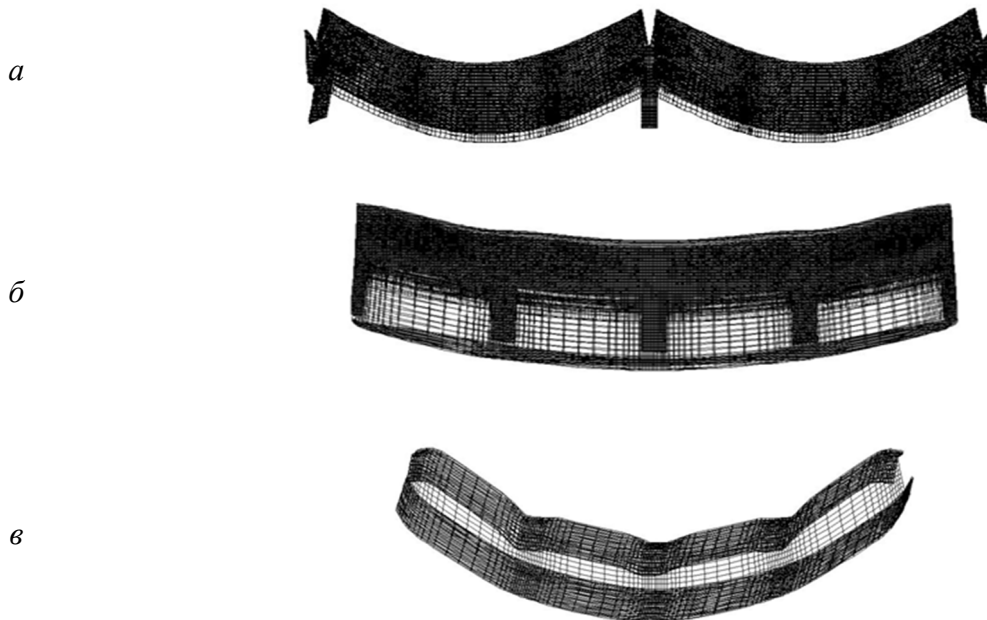


Рис.8. Схема перекриття і балки після розрахунку в ПК «SCAD Office»: а) вид з торця балок; б) вид збоку від балок; в) деформована схема найбільш навантаженої балки.

Fig.8. The scheme of overlapping and beams after calculation in SP “SCAD Office”: a) view from the end face of beams; b) side view of the beams; c) deformed scheme of the most loaded beam.

Розрахунковий переріз в модельованій балці представлено на рис. 9

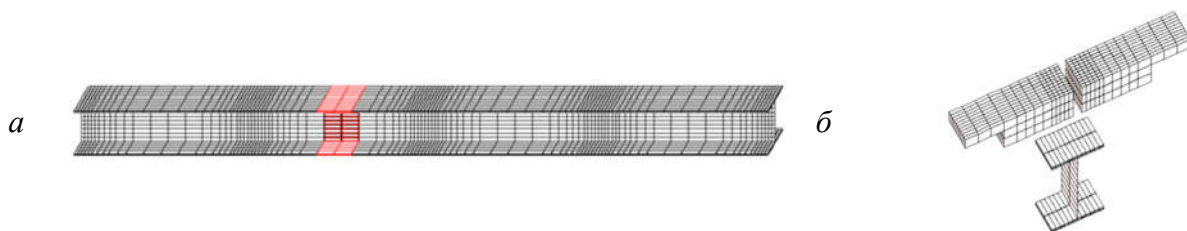


Рис.9. Розрахунковий переріз балки: а) розташування по довжині; б) вигляд в 3D проекції

Fig.9. Calculated cross-section of the beam: a) location along the length; b) view in 3D projection

Розподіл нормальних і дотичних напружень по елементах розрахункового перерізу представлений на рис. 10. Значення напружень в балці і плиті, отримані шляхом аналітичного розрахунку і чисельного моделювання в розрахункових комплексах були проаналізовані і порівняні між собою (табл. 1, рис. 11).

Аналіз НДС балки і плити в розрахунковому перерізі показав, що розрахунок за методикою ДБН [9] дає дещо завищені значення напружень у порівнянні з результатами, отриманими при моделюванні, і це, безумовно, позитивно позначається на розрахунку з точки зору міцності матеріалу і йде в запас міцності.

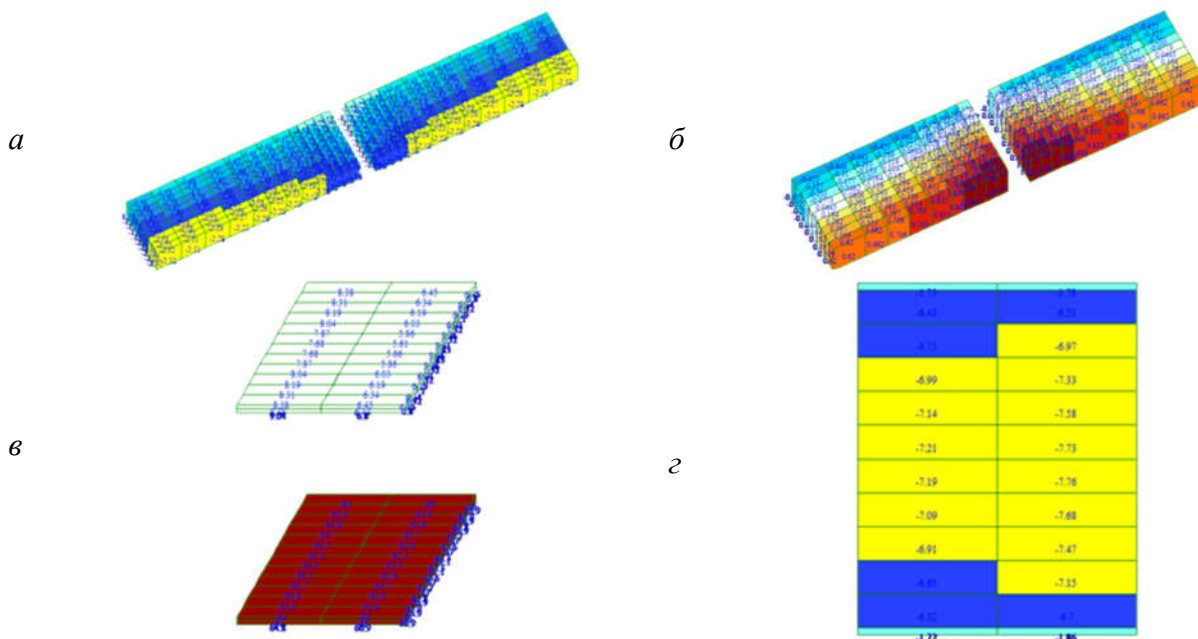


Рис.10. Параметри НДС елементів розрахункового перерізу після розрахунку: *a* - нормальні напруження у верхній точці полиці плити (точка А); *б*- нормальні напруження в нижній точці полиці плити (точка Е); *в*- нормальні напруження в поясах балки (точки В, D); *г*- дотичні напруження в стінці балки

Fig.10. Stress-strain state parameters of the elements of the calculated cross-section after the calculation: *a*- normal stresses at the upper point of the plate shelf (point A); *bcd*- shear stresses in the wall of the beam

Табл. 1. Порівняльна таблиця результатів аналізу сталезалібетонного перерізу
Table 1. Comparative table of results of the analysis of steel of concrete section

Елемент	Характеристика НДС	Аналітичний розрахунок	Моделювання	Різниця, %	Різниця, п раз
Балка	$\sigma_{st,B}$	+ 18,59МПа	+8,44 МПа	120,3	2,203
	$\sigma_{st,D}$	+72,55 МПа	+67,05 МПа	8,2	1,082
	τ_{l-l}	18,6 МПа	7,475 МПа	140,8	2,41
	f_{max}	2,53 мм	4,37 мм	-42,1	-1,73
Плита	$\sigma_{c,B}$	-5,393МПа	-2,03 МПа	165,7	2,66
	$\sigma_{c,E}$	-2,386 МПа	+0,642 МПа	371,7	4,72

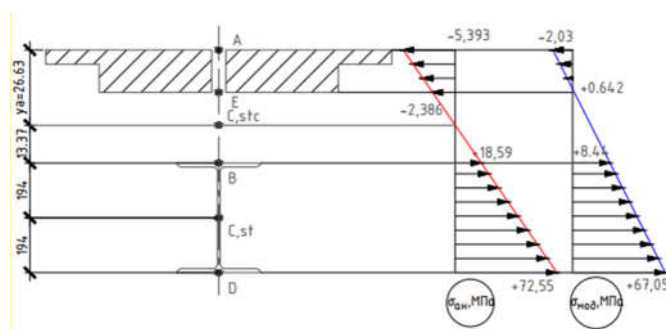


Рис.11. Епюра нормальних напружень у розрахунковому перерізі, отримана шляхом аналітичного розрахунку та за допомогою чисельного моделювання

Fig.11. Diagrams of normal stresses in the calculated cross-section, obtained by analytical calculation and by numerical simulation

Значення прогинів в перерізі сталезалізобетонної балки, розраховані за формулою (8) менше, ніж значення, отримані при моделюванні, що може свідчити про некоректне застосування цієї формули при розрахунку.

Критерієм збіжності результатів аналітичного розрахунку і чисельного моделювання є значення нормальних напружень в крайньому розтягнутому волокні балки (точка D), які відрізняються не більше, ніж на 8,2%, що свідчить про коректність застосування даної методики (вибору розрахункової ширини полиці, яка бере участь в роботі перерізу) для розрахунку сталезалізобетонних балок із збірними залізобетонними плитами.

Результати розрахунку свідчать, що балка, розрахована за традиційною розрахун-

ковою схемою (I № 40Ш1) при урахуванні її спільної роботи з жорстким диском перекриття має великий запас міцності (максимальні нормальні напруження в розрахунковому перерізі склали 72,55 МПа), у зв'язку з цим був виконаний підбір більш економічного перерізу балки, а саме I № 26Ш2. Враховуючи, що ширина полки підбраного двотавру не забезпечує необхідної довжини обпирання плити (по 150 мм з кожного боку від вісі симетрії балки), будемо застосовувати накладки із сталевих листів, які приварюються до верхніх полиць балки в місцях обпирання плит.

Після розрахунку напружень у підбраному перерізі балки був виконаний порівняльний аналіз параметрів НДС, результати якого представлені в табл. 2.

Табл. 2. Порівняльна таблиця результатів аналізу розрахунків за двома методиками
Table 2. Comparative table of results of the analysis of calculations by two methodics

Елемент	Характеристика НДС	Розрахунок без урахування спільної роботи (I №40Ш1)	Розрахунок з урахуванням спільної роботи (I №26Ш2)	Різниця, %	Різниця, п раз
Балка	$\sigma_{st,B}$	+ 18,59 МПа	+73,63 МПа	266,3	3,663
	$\sigma_{st,D}$	+72,55 МПа	+157,8 МПа	101,2	2,012
	τ_{I-I}	18,6 МПа	144,2 МПа	93,8	1,938
	f_{max}	2,53 мм	5,13 мм	123,0	2,230
Плита	$\sigma_{c,B}$	-5,393 МПа	-8,5 МПа	45,8	1,458
	$\sigma_{c,E}$	-2,386 МПа	-1,29 МПа	-49,4	0,506

Напруження і деформації в характерних точках підбраного перерізу істотно зросли за рахунок зменшення його розмірів. Недостатнє навантаження за нормальним напруженням крайнього нижнього розтягнутого волокна балки становить:

$$\Delta_{\sigma} = \frac{\sigma - R_y \cdot \gamma_c}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot 100\% = \frac{157,8 - 264}{264} \cdot 100\% = -40,23\% \quad (9)$$

Напруження в крайньому нижньому стиснутому волокні плити (точка E) зменшилися за рахунок зміщення нейтральної вісі

балки ближче до плити і зменшення стиснутої зони перерізу.

Ефект економії сталі по масі від урахування сумісної роботи балки з диском перекриття склав:

$$\Delta_m = \frac{M_1 - M_2}{M_1} \cdot 100\% = \frac{576,6 - 311,04}{564} \cdot 100\% = 46,1\% \quad (10)$$

де

M_1 – маса балки перерізом I № 40Ш1, довжиною 6м, підбраної за класичною розрахунковою методикою;

M_2 – маса балки перерізом I № 26Ш2, довжиною 6м, підбраної з урахуванням сумісної роботи із збірними залізобетонними плитами.

Таким чином, урахування спільної роботи сталеві балки і жорсткого диска перекриття із збірного залізобетону дозволяє зменшити витрату матеріалу балки на 46,1% в порівнянні з розрахунком без урахування спільної роботи конструкцій.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Чисельним експериментальним дослідженням спільної роботи сталеві балки з ребристими залізобетонними плитами перекриття підтверджена коректність застосування розрахункової методики ДБН [9] для визначення ефективної ширини полиці таврових згинальних сталезалізобетонних елементів. Методика достатньо коректно відображає дійсну роботу конструкцій – різниця значень напружень у крайньому розтягнутому волокні сталеві балки в складі сталезалізобетонного перерізу, отриманим за даною методикою і шляхом експериментального чисельного аналізу склала 8,2%.

Розрахунок балки з урахуванням спільної роботи з диском перекриття із збірного залізобетону привів до значного зниження маси балки – на 46,1% в порівнянні з розрахунком балки без урахування спільної роботи.

При підборі економічного перерізу балки у складі перекриття лімітуючим фактором виявилися дотичні напруження, максимальні значення яких в стінці I №26Ш2 близькі до розрахункових. Дотичні напруження визначаються з передумови повного їх сприйняття стінкою балки без урахування роботи полиці плити, яка частково розвантажує стінку балки, як показують чисельні експериментальні дослідження. Виникає можливість ще більшої економії матеріалу балок. Недостатнє навантаження за нормальними напруженням в перерізі склало 40,23%.

Це свідчить про високу ефективність спільної роботи сталеві балки і диска перекриття із збірного залізобетону.

Спільна робота дисків покриттів із збірного залізобетону при розрахунках сталевих згинальних конструкцій дозволяє значно економити матеріал несучих конструкцій і має бути обов'язково врахована при проектуванні нових будівель і реконструкції існуючих.

Однак для розробки точного та надійного розрахункового апарату в даному напрямі вважається за необхідне продовження чисельних досліджень шляхом моделювання нелінійної роботи матеріалів, урахування різних класів бетону шва та конструкцій, закладних деталей плит і верифікація результатів шляхом проведення експериментальних досліджень.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Эззи Х.** Численный расчет железобетонных ребристых плит с учетом взаимодействия с ригелем в сравнении с данными эксперимента [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина, В.И. Римшин // «БСТ». – 2016. – №5. – С. 38–39.
2. **Васильева Л.С.** Выявление несущей способности стальных конструкций каркаса ОПЗ с учетом пространственной работы покрытия // Сб. международного конгресса «Ресурсосберегающие и энергосберегающие технологии реконструкции и нового строительства». – Новосибирск: НИИЖТ, 1998. – С. 34–39.
3. **Васильева Л.С.** Экспериментально-теоретическое исследование модели блока покрытия производственного здания // Сб. научн. тр. «Реконструкция и совершенствование несущих элементов зданий и сооружений транспорта». – Новосибирск: НИИЖТ, 1997. – С.50–56.
4. **Эззи Х.** Комплексное исследование работы плиты покрытия с ригелем [Текст] / Х. Эззи, С.И. Рощина // сборник: «Экология и ресурсо- 123 энергосберегающие технологии на промышленных предприятиях, в строительстве, на транспорте и сельском хозяйстве». Сборник статей XV Международной научно-практической конференции. – Пенза, 2015. – С. 115–121.
5. **Фролов А.К., Козелков М.М.** Оценка разгружающего влияния железобетонных ребристых плит. // *Жилищное строительство*. –

- М.: МГСУ, 2000. – Вып. 2. – С. 14-16.
6. Рекомендации по расчету каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узловых сопряжений сборных железобетонных конструкций. – Москва: ЦНИИПромзданий, 2002. – 55 с.
 7. **Колчунов В. И.** Конечно-элементное моделирование нелинейной плоской задачи сцепления бетона и арматуры в ПК Лира-САПР / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // *Промислове будівництво та інженерні споруди*. – 2016. – №3. – С. 6–15.
 8. **Колчунов В. И.** Методика экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. – 2016. – С. 162-177.
 9. **ДБН В.2.6-98:2009.** Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Чинні від 2011-06-01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
 10. **ДБН В.1.2-2:2006.** Навантаження і впливи. Норми проектування. – Чинні від 2007-01-01. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
 11. **ДСТУ 8768:2018.** Двотаври сталеві гарячекатані. Сортамент. – Чинний з 2019-01-01. – Київ: ДП УкрНДНЦ «Енергосталь», 2018. – 8 с.
 12. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. — Москва: НИИЖБ, ЦНИИПромзданий, 2007. – 43 с.
 13. **ДБН В.2.6-198:2014.** Норми проектування, виготовлення і монтажу. Сталеві конструкції. – Чинні від 2015-01-01. – Київ: Мінрегіон України, 2014. – 205 с.
 14. **ДСТУ Б В.1.2-3:2006.** Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – Чинний з 2007-01-01. – Київ: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 15 с.
 15. Программный комплекс ЛИРА-САПР. Руководство пользователя. Обучающие примеры / Водопьянов Р.Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е., Ромашкина М.А. Под редакцией академика РААСН Городецкого А.С. // *Электронное издание, 2017 г.*, – 535 с.
 1. **Ezzy Kh.** Chyslennyi raschet zhelezobetonnykh rebrystikh plyt s uchetom vzaymodeistviya s ryhelem v sravnenyy s dannimy eksperymenta [Tekst] / Kh. Ezzy, S.Y. Roshchyna, V.Y. Rymshyn // «BST». – 2016. – №5. – S. 38–39.
 2. **Vasyleva L.S.** Vyjavlenye nesushchei sposobnosti stalnykh konstruktsiyi karkasa OPZ s uchetom prostranstvennoi raboty pokrytyia // *Sb. mezhdunarodnoho konhressa «Resursosberehaiushchye y enerhosberehaiushchye tekhnolohyy rekonstruktsyy y novoho stroytelstva»*. – Novosybyrsk: NYZHT, 1998. – S. 34-39.
 3. **Vasyleva L.S.** Eksperymentalno-teoretycheskoe yssledovanye modely bloka pokrytyia proyzvodstvennoho zdaniya // *Sb. nauchn. tr. «Rekonstruktsiya y sovershenstvovanye nesushchykh elementov zdaniy y sooruzheniy transporta»*. – Novosybyrsk: NYZHT, 1997. – S. 50-56.
 4. **Ezzy Kh.** Kompleksnoe yssledovanye raboty plyty pokrytyia s ryhelem [Tekst] / Kh. Ezzy, S.Y. Roshchyna // *sbornyk: «Ekolohiya y resurso-enerhosberehaiushchye tekhnolohyy na promyshlennykh predpriyatiyakh, v stroytelstve, na transporte y selskom khoziaistve»*. *Sbornyk statei XV Mezhdunarodnoi nauchno-praktycheskoi konferentsyy*. – Penza, 2015. – S. 115-121.
 5. **Frolov A.K., Kozelkov M.M.** Otsenka razhruzhaiushcheho vliyaniya zhelezobetonnykh rebrystyx plyt. // *Zhylyshchnoe stroytelstvo*. – M.: MHSU, 2000. – Vyp. 2. – S. 14-16.
 6. Rekomendatsyy po raschetu karkasov mnohoetazhnykh zdaniy s uchetom podatlyvosty uzlovyykh sopriazheniy sbornykh zhelezobetonnykh konstruktsiyi. – Москва: TsNYYPromzdaniy, 2002. – 55 s.
 7. **Kolchunov V. Y.** Konechno-elementnoe modelirovaniye nelyneinoi ploskoi zadachy stsepleniya betona y armatury v PK Lyra-SAPR / V. Y. Kolchunov, Y. A. Yakovenko, E. A. Dmytrenko // *Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy*. – 2016. – №3. – S. 6–15.
 8. **Kolchunov V. Y.** Metodyka eksperymentalnykh yssledovanyi stsepleniya armatury s betonom / V. Y. Kolchunov, Y. A. Yakovenko, E. A. Dmytrenko // *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy*. – 2016. – S. 162-177.
 9. **DBN V.2.6-98:2009.** Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia. – Chynni vid 2011-06-01. – Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 71 s.
 10. **DBN V.1.2-2:2006.** Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia. – Chynni vid 2007-01-01. – Kyiv: Minbud Ukrainy, 2006. – 75 s.
 11. **DSTU 8768:2018.** Dvotavry stalevi hariachekatanani. Sortament. – Chynnyi z 2019-01-01. – Kyiv: DP UkrNDNTs «Enerhostal», 2018. – 8

REFERENCES

1. **Ezzy Kh.** Chyslennyi raschet zhelezobetonnykh rebrystikh plyt s uchetom vzaymodeistviya s ryhelem v sravnenyy s dannimy eksperymenta [Tekst] / Kh. Ezzy, S.Y. Roshchyna, V.Y.

- s.
12. Rekomendatsyy po proektyrovanyiu monolyt-nykh zhelezobetonnykh perekrytyi so stalnym profilyrovannym nastylom. — Moskva: NYZZhB, TsNYYPromzdanyi, 2007. - 43 s.
 13. **DBN V.2.6-198:2014.** Normy proektuvannia, vyhotovlennia i montazhu. Stalevi konstruksii. - Chynni vid 2015-01-01. - Kyiv: Minrehion Ukrainy, 2014. – 205 s.
 14. **DSTU B V.1.2-3:2006.** Prohyny i peremishchennia. Vymohy proektuvannia. – Chynnyi z 2007-01-01. – Kyiv: Ministerstvo budivnytstva, arkhitektury ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Ukrainy, 2006. – 15 s.
 15. Prohrammyi kompleks LYRA-SAPR. Rukovodstvo polzovatelia. Obuchaiushchye prymery / Vodopianov R.Iu., Tytok V.P., Artamonova A.E, Romashkyna M.A. Pod redaktsyei akademika RAASN Horodetskoho A.S. // Elektronnoe yzdanye, 2017. – 535 s.

Modeling of joint work of steel beam constructions with reinforced concrete ribbed floor slabs

Yevhen Dmytrenko

Summary. Traditional methods of calculation of beam constructions of floors and coverings of industrial buildings assume their consideration when calculating separately from the frame structures, in particular, reinforced concrete slabs, without taking into account their joint work, which leads to a significant margin of safety. Today in Ukraine there is a significant number of industrial buildings and structures that need strengthening and reconstruction.

In this regard, of particular importance are studies of the actual load-bearing capacity of the frames of single-storey and multi-storey industrial buildings, and both in the reconstruction and in new construction, the results of which will significantly reduce costs and more rationally design structures.

At the same time, one of the most relevant areas is the study of the joint work of metal load-bearing structures with prefabricated reinforced concrete structures of rigid disks of coatings and floors in their calculation.

Moreover, in the national building codes, as well as in the educational and methodological literature, the calculation methods of taking into account the joint work of such constructions are not fully covered.

The purpose of this work is to estimate the reduction of mass of the metal beam structure in its calculation in bending, taking into account the joint work with the rigid disk of the floor consist of precast concrete.

As part of the study, the calculation of the floor beam according to the traditional calculation scheme - without taking into account the joint work with the floor slab, the calculation of its cross-section taking into account the joint work with floor slabs and experimental numerical study of the floor by the finite element method. Modeling of the floor fragment was performed in the software packages "SCAD Office" and "LIRA CAD 2019".

Numerical research is aimed at verifying the feasibility of using the calculation methodology of DBN B.2.6-98-2009 to determine the effective width of the shelf when calculating the T-sections for prefabricated reinforced concrete slabs, which are included in the joint work with the floor beams. A comparative analysis of the obtained cross-section of the beam with the beam which was previously calculated by the traditional method of calculation in stresses in the most dangerous cross section and the total mass of the beams.

According to the results of the analysis, the correctness of the application of the above normative method for determining the effective width of the shelf of T-bending reinforced concrete elements was confirmed.

Keywords. Rigid disk of floor; the first limit state; ribbed reinforced concrete slabs; stress-strain state, effective width of the plate shelf.

Очистка стічних вод промислових підприємств від сполук міді феритизацією

Олена Зоря¹, Олексій Терновцев², Дмитро Зоря³

^{1,2,3} Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹zoriaolena@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-4878-5164>

²aternovtsev@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0003-1761-2444>

³dzoryuha@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-9800-1364>

DOI: 10.32347/2522-4182.8.2021.58-68

Анотація. Статтю присвячено вирішенню актуальної проблеми – розробки ефективних методів очищення води від іонів важких металів із стічних вод промислових підприємств. Нині більше уваги приділяється технологіям, які дозволяють утилізацію кошових металів, організацію оборотного водопостачання і отримання безпечних для утилізації осадів. Проведено експериментальні дослідження вилучення іонів міді з промислових стічних вод гальванічного цеху методом феритизації. Досліджено процес утворення феромагнітних сполук міді і заліза. Вивчено вплив на хід процесу феритизації умов її проведення – концентрації і співвідношення іонів міді і заліза, температури, рН середовища, витрати окислювача – кисню повітря. Визначено оптимальні параметри процесу феритизації для очистки стічних вод від міді з початковою концентрацією до 10 г/л. Показано можливість утворення фериту міді без аерації при температурі 20⁰ С. Виконано дослідження фізико-хімічних властивостей осадів, що утворюються в процесі феритизації. Дослідженнями доведено, що залишкова концентрація міді в розчині після застосування запропонованої технології знаходиться в межах від 0,14 до 0,6 мг/л. Ефективність видалення міді становить 99,98%. Встановлено, що при температурі проведення процесу в межах 50...70⁰ С, співвідношенні $Cu : Fe = 1 : 2.7$, $pH = 8.8...10.5$ та інтенсивності аерації 4...8 л/хв утворюються осади, які складаються в переважній більшості з феритів та металеві міді.

Ключові слова. Стічні води; гальванічне виробництво; феритизація; ефект очистки; залізо; мідь; ферит.



Олена Зоря
доцент кафедри водопостачання та водовідведення, к.т.н., доцент.



Олексій Терновцев
доцент кафедри водопостачання та водовідведення, Керівник «Лабораторії води» КНУБА к.т.н., доцент.



Дмитро Зоря
Інженер I категорії «Лабораторії води» кафедри водопостачання та водовідведення, к.т.н.

ВСТУП

Сучасний науково-технічний прогрес пов'язаний з постійним прискоренням темпів споживання водних ресурсів і розвитком виробництва. Будь яка галузь промисловості є джерелом потрапляння у водне середовище забруднюючих речовин із стічними водами, які погіршують її якість. Кількісний і якісний склад стічних вод різноманітний і залежить від галузі промисловості та технологічних процесів. Забруднення промислових стічних вод складаються з залишків оброблюваної сировини і

реагентів, застосованих в технологічному процесі. Найбільш характерними і небезпечними забруднюючими речовинами стічних вод основних галузей промисловості є екстрагуючі речовини, ПАВ, іони важких металів (мідь, залізо, цинк, нікель), різні органічні речовини.[1,2] Особливою специфікою відрізняються гальванічні процеси, які широко використовуються у виробничому циклі машинобудівельних, приладобудівних, електротехнічних підприємств. З одного боку, такі підприємства споживають значну кількість чистої води, з іншого – утворюється великий об'єм рідких відходів (стічних вод, електролітів і різних концентратів). При їх переробці реагентними, електрокоагуляційними, іонообмінними і іншими методами утворюються токсичні відходи - гальванічні шлами, які складаються з важкорозчинних гідроксидів, карбонатів, сульфідів важких металів [3]. Найбільш доцільним способом утилізації гальванічних шламів представляється комплексне илучення з них коштовних реагентів, однак всі розроблені технології потребують використання багатостадійних процесів з використанням різноманітних, в тому числі токсичних(хімічні методи) [4] або значних витрат енергії (електрохімічні методи) [5]. Крім того, реалізація таких процесів потребує значних капітальних вкладень. Одним з перспективних напрямків вирішення проблеми ліквідації шламів - їх хімічна стабілізація методом феритизації - модифікації реагентного очищення стічних вод від іонів важких металів за допомогою залізовмісних реагентів [6,7].

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Останнім часом практичне застосування знаходить феритний метод (метод феритизації), як модифікація реагентного методу очищення стічних вод від іонів важких металів за допомогою залізовмісних реагентів [8,9,10].

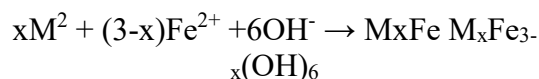
Залізо, як елемент побічної VIII підгрупи, проявляє значну хімічну активність, має високу схильність до алотропічних модифікацій і до просторово-фазових пе-

ретворень. Залізо утворює безліч сполук як стехіометричного складу, так і бертомідного характеру. Останні відіграють важливу роль при прояві залізовмісними реагентами коагулюючої та адсорбційної дії [11, 12].

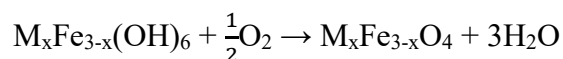
Очищення стічних вод феритним методом полягає в сорбції домішок (в т.ч. іонів важких металів) магнітними гідроксидами заліза, в утворенні феритів з подальшою топомічною реакцією захоплення сорбованих речовин кристалічною решіткою фериту. Ферити – це похідні гіпотетичної залізистої кислоти $HFeO_2$, в якій іони водню заміщені іонами металів. Основним реагентом феритної обробки стічних вод служить гідрат сірчаноокислого закисного заліза $FeSO_4 \cdot 7H_2O$, що є відходом виробництва двоокису титану або травлення сталі. Вперше метод феритизації для очистки стічних вод від міді та інших важких металів запропонували японські вчені в 1972 році [13]. Очистка відбувалась за наступною схемою: для вилучення із стічних вод катіонів додавали залізо (II) в кількості 2...100 г – іонів на 1 г – іон металу, що містяться в розчині і луги в кількості пропорційній кількості кислоти. Потім стічну рідину продували газом, що містить кисень для окислення заліза (II) і перетворення $Fe(OH)_2$ в Fe_3O_4 або $FeOOH$, які потім вилучали магнітною сепарацією. В якості газу окислювача використовували кисень або повітря. Обробку води проводили при температурі 60°C.

Процес протікає в дві стадії [14]:

- реакція нейтралізації



- окислювальна реакція



В останні роки значна кількість робіт присвячена вдосконаленню процесу феритизації, дослідженням впливу на реакції температури, значення рН розчину, конце

нтрації солі заліза (II), кількості і виду окислювача [15].

Для інтенсифікації процесу в реакційну систему додають в якості затравки кристали магнетиту або фериту металу, який вилучають [16]. Розроблено значну кількість технологічних прийомів отримання феритів з покращеними сорбційними властивостями [17], а також спеціальних апаратів для їх використання [18]

Переваги феритного методу полягають в наступному:

- можливість одночасної очистки стічних вод від багатьох важких металів;
- можливість очистки води з високою концентрацією домішок;
- можливість вилучення забруднень, що знаходяться в стічній рідині у вигляді твердих частинок в завислому стані;

- високоякісна очистка стічних вод без вторинного розчинення осаду;
- спрощена сепарація;
- можливість використання феритів в якості промислової сировини, для адсорбентів затравки.

Основний недолік методу феритизації – необхідність високотемпературної обробки, використання великої кількості солей заліза, втрата міді, яка знаходиться в осаді і є кошовною сировиною для багатьох виробництв [18].

Дослідження проводились на експериментальних установках у лабораторії фізико-хімічних методів очистки води Київського національного університету будівництва і архітектури та лабораторії Університету Людвіга-Максиміліана в місті Мюнхен, Німеччина (рис. 1).

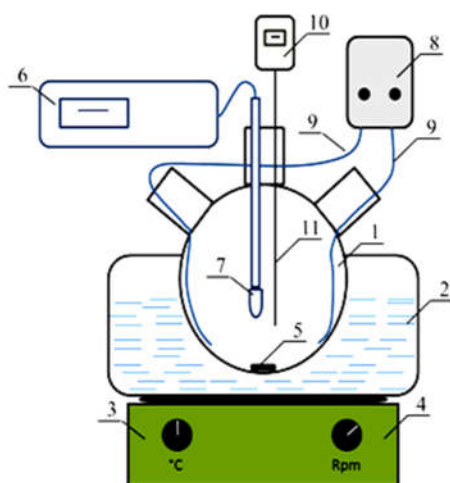


Рис. 1. Лабораторний стенд для отримання фериту.
Fig. 1. Laboratory stand for ferrite production.

Модельні розчини готували з наступних реагентів: сульфату міді $\text{CuSO}_4 \cdot 5\text{H}_2\text{O}$ (Copper (II) Sulphate pentahydrate), сульфату заліза $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ (Ferrous (II) sulphate heptahydrate), 32% гідроксиду натрію NaOH (32% Sodium hydroxide solution), 0,1 моль гідроксиду натрію NaOH (0,1 mol sodium hydroxide solution), дистильованої води H_2O (Distilled water).

Для приготування розчинів і проведення експериментів використовували: колбу

- 1.- колба з трьома горловинами, Schott;
- 2.- водяна баня;
- 3.- електричний підігрівач с термостатом;
- 4.- магнітний перемішувач;
- 5.- магнітний мішалник;
- 6.- рН метр;
- 7.- електрод рН метра;
- 8.- компресор;
- 9.- система розподілу повітря;
- 10.- електронний термометр;
- 11.-термодатчик.

- 1.- flask with three necks, Schott;
- 2.- water bath;
- 3.- electric heater with thermostat;
- 4.- magnetic stirrer;
- 5.- magnetic stirrer;
- 6.- pH meter;
- 7.- electrode pH meter;
- 8.- compressor;
- 9.- system air distribution;
- 10.- electronic thermometer;
11. temperature sensor.

з трьома горловинами, мірні циліндри і колби фірми Erlenmeyer, колби склянки і лійки з лабораторного обладнання Schott. Для кожного експерименту готували новий модульний розчин стічних вод за номером ING. Проби готувались з порошоків $\text{CuSO}_4 \cdot 5\text{H}_2\text{O}$ та $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ в потрібній кількості. Вага кожного порошку вимірювалась на лабораторних аналітичних вагах Axis AD 100, розміщувалась в мірних колбах, які потім заповнювали дистильованою водою. Всі експерименти з феритизацією, за

одним винятком, були виконані з нагріванням до температури 70°C. Відповідно об'ємна ємність із стічними водами нагрівалась на водяній бані. Після регулювання температури розчин зливали в реактор і постійно перемішували магнітною мішалкою. В результаті змішування розчинів отримали розчин темно-зеленого кольору. На другому етапі регулювали рН середовища до потрібного значення – приблизно 10,5 шляхом краплинного додавання розчину гідроксиду натрію з використанням піпетки LLG. Краплі NaOH викликали місцеву зміну кольору до чорного. Колір розчину темнів з підвищенням рН і в розчині почали з'являтися пластівці коричневого кольору. Зміна кольору на чорно-коричневий свідчить про досягнення необхідного значення рН.

Для серії дослідів з аерацією систему подачі повітря вмикали після досягнення необхідного значення рН. Після коригування значення рН розчин витримували в

спокої близько 40 хв. Протягом експериментів слідкували за значенням рН, зазвичай значення рН мало тенденцію до зниження і доводилось його повторно регулювати, додаючи розчин гідроксиду натрію.

Розчин, отриманий в процесі феритизації, після вилучення осаду фільтрацією перевіряли на залишковий вміст міді. Концентрацію міді перевірили методом спектрофотометрії.

Серія експериментів для більш детального визначення впливу аерації на процес феритизації проводилась при зменшенні концентрації Cu^{2+} до 3 г/л і 1 г/л, а значення рН, температура розчину та співвідношення $\text{Cu}^{2+}:\text{Fe}^{2+}$ були постійними для більшості дослідів. Деякі зразки осадів, отриманих в різних умовах процесу, наведені в таблиці 1. В таблиці 2 наведені зразки осадів, які отримані при співвідношенні $\text{Cu}^{2+}:\text{Fe}^{2+} = 1:2$ і температурі реакції 70°C.

Табл. 1. Вибірковий огляд зразків, отриманих в різних умовах. Позначення зразків підкреслено.

Table 1. Selective review of samples obtained under different conditions. The designation of the samples is underlined.

Параметр процесу			Час старіння		
Подача повітря [л/хв]	рН	$\text{Cu}^{2+}:\text{Fe}^{2+}$	свіжий	1д	5д
-	11	1:2	<u>ІМу01</u>	<u>ІМу02</u>	<u>ІМу03</u>
8	10,5	1:2	<u>А02-1</u>	=	<u>А02-2</u>
0,4 ⁶	10,5	1:2	<u>О2-1</u>	<u>О2-2</u>	<u>О2-3</u>
-	11	1:1	<u>ІІМу01</u>	<u>ІІМу02</u>	<u>ІІМу03</u>

Табл. 2. Зразки осадів, отриманих при співвідношенні $\text{Cu}^{2+}:\text{Fe}^{2+} 1:2$.

Table 2. Samples of sediments obtained in a ratio of $\text{Cu}^{2+}:\text{Fe}^{2+} 1:2$.

Параметр процесу			Час старіння		
Зразок:	Подача повітря [л/хв]	Cu^{2+} [г/л]	[рН]	Темп. [°С]	свіжий
А03	8	3	10.4	70	✓
А04	8	1	10.2	70	✓
А05	4	1	10.1	70	✓
А06	4	1	10.5	70	✓
А07	4	1	10.4	70	✓
F1	-	10		25	✓

При утворенні твердої фази в процесі феритизації, зв'язок між температурою (в діапазоні 20 - 80⁰ С), концентрацією заліза (0,1 - 5 г/дм³) і рН (7,5 - 12,5) проявляється в тому, що при збільшенні вмісту заліза зменшується область рН, в якій відбувається феритизація, а збільшення темпера-

тури викликає розширення цієї області (рис. 2). Присутність іонів міді в розчині, за рахунок її каталітичних властивостей, впливає на характер проходження і результат реакції феритизації. При підвищенні концентрації міді початкова швидкість реакції зростає.

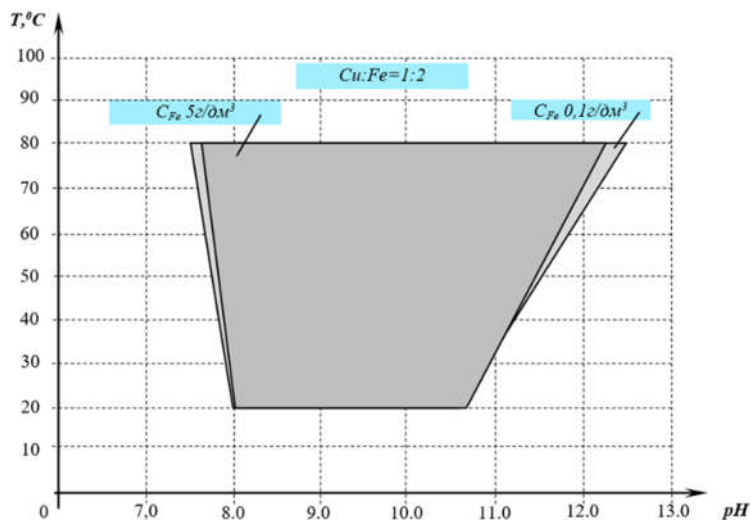


Рис. 2. Область проведення процесу
Fig. 2. The scope of the process

При відсутності аерації процес проходить уповільнено. Для вивчення впливу інтенсивності аерації було виконано серію експериментів з початковою концентрацією іонів міді 0,5 мг/дм³ та співвідношенні $\text{Cu}^{2+}:\text{Fe}^{2+} = 1:2.7$, яке перевищує стехіометричне.

Серія експериментів проведених в діапазоні температур від 20⁰ до 80⁰ С, показала, що утворення феритів можливе і при температурі до 20⁰ С, але ефективність процесу вилучення міді є невисокою (рис. 3). Після закінчення серії дослідів з феритизації відбирали свіжий зразок осаду з метою дослідження можливості його використання в промисловості.

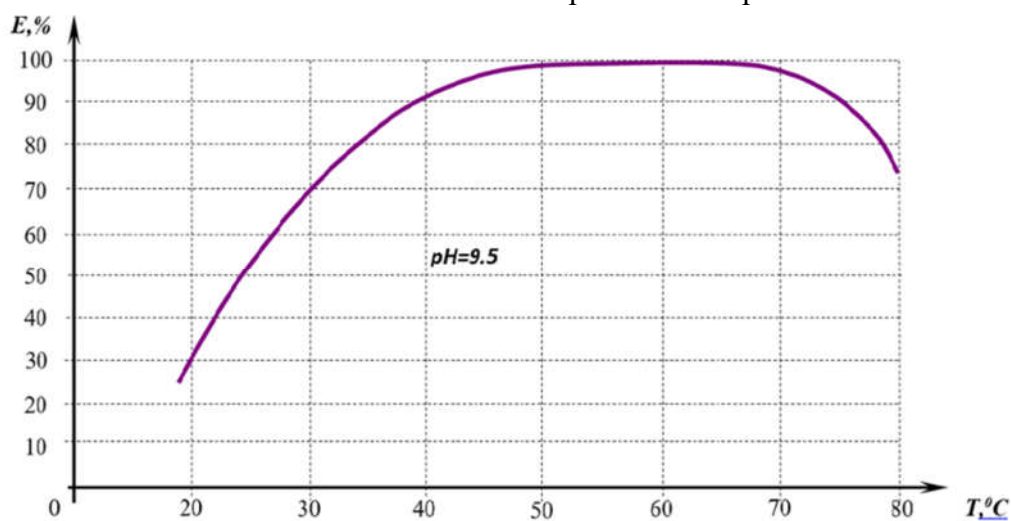


Рис. 3. Ефективність проходження процесу.
Fig. 3. The efficiency of the process.

Всі отримані зразки відфільтрували з розчину за допомогою фільтрів Schleicher & Schuell. Осад висушували при кімнатній температурі протягом декількох днів. Оскільки зразки були отримані в лужному середовищі, вони містили значну кількість сульфату натрію (Na_2SO_4). Для того, щоб виділити сульфат натрію, всі зразки, крім зразка F1, промивали дистильованою водою. Зразки спочатку подрібнювали в ага-товій ступці, а потім заливали дистильованою водою і залишали у воді при постійно-

му перемішуванні протягом приблизно 10 хвилин.

Потім осад знову відфільтрували і сушили при кімнатній температурі. Для виявлення мінералогічного складу зразків та розуміння фазових перетворень, що виникають під час «старіння» та часу експерименту був використаний рентгенодифракційний аналіз. У всіх випадках отриманий матеріал був дуже дрібнозернистим і тому ідентифікувати кристалічні фази візуально було неможливим.

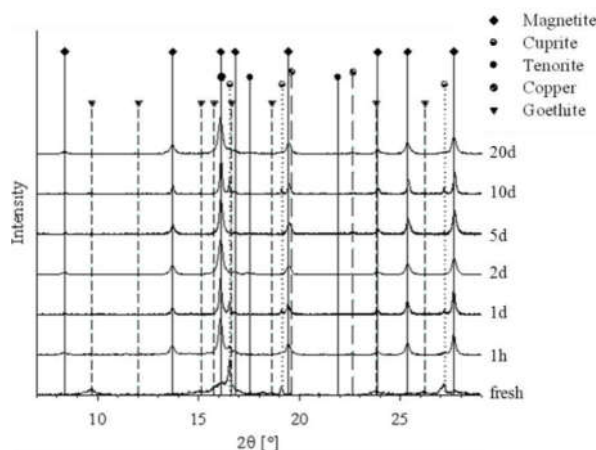


Рис.4. Рентгенівська дифрактограма серії зразків IN22-28.

Fig.4. X-ray diffraction pattern of the IN22-28 sample series.

Зразок ІН22.

Найбільш інтенсивний (за значним запа-сом) і найгостріший пік рентгенівського шаблону можна виявити при $16,55^\circ 2\theta$ (випромінювання $\text{MoK}\alpha_1$). Цей пік може бути індексований до (111) еталонного піку куприту (Cu_2O), який має інтенсивність 100%. Далі піки при $19,11^\circ$ та $27,16^\circ$ можуть бути також віднесені до ((200), 38%) та ((220), 32%) еталонних піків куприту та підтвердити наявність цих фаз у зразку. Інша фаза, виявлена досить широкими і слабкими відбиттями при $9,7^\circ$ та $15,12^\circ$ - це гетит ($\alpha\text{-FeOOH}$). Вершини співпадають з референтними піками ((101) - 100%) та ((111) - 50%). Гетити надають піки, показані на рисунку 4.3. Дуже широкий пік приблизно $16,2^\circ$ з середньою інтенсивністю, порівняно з піком (111) куприту, вказує на утворення феритової фази, що було ідентифіковано в наступних зразках. Ідентифіковані фази зразка: купріт, гетит, (феритоутворення).

Зразок ІН23 (після витримки протягом 1 години).

Рентгенівська картина зразка, отриманого після годинного старіння, істотно змінилася щодо свіжого матеріалу. Ідентифікована наявність кубічної структури з найінтенсивнішим піком при $16,09^\circ$. Цей пік був індексований до еталонного ((311), - 100%) піку магнетиту (Fe_3O_4). Подальші піки, визначені при $8,37^\circ$, $13,71^\circ$, $16,79^\circ$, $19,45^\circ$, $23,88^\circ$, $25,35^\circ$ та $27,63^\circ$, були призначені відповідним ((111), - 8%), ((220), - 30%), ((222), - 8%), ((400), - 20%), ((422), - 10%), ((511), - 30%) і ((440), - 40%) референтним пікам магнетиту. Інша нова фаза - металева мідь (Cu), була визначена за допомогою другого найсильнішого ((200), - 46%) піку при $22,6^\circ$. Орієнтовне значення 2θ найсильнішого ((111) - 100%) піку Cu становить $19,56^\circ$ і перекривається відносно сильним положенням піку магнетиту, тому його не можна використовувати для ідентифікації фаз. Інтенсивність колишніх піків куприту

значно знизилася. Піки гетиту вже не були визначені в шаблоні. Ідентифіковані фази зразка: магнетит, куприт, металева мідь.

Зразок ПН24 (після витримки протягом 1 доби).

Дифрактограма зразка після одноденного старіння свідчить про збільшення пікової інтенсивності куприту. Фази: магнетит, куприт, металева мідь.

Зразок ПН25 (після витримки протягом 2-х діб).

Після дводенного старіння дифракційна картина показує повне зникнення піків куприту. Утворення тенориту (CuO) спостерігалось слабким піком при $17,55^\circ$, індексованому до його ((111), - 100%) референтного піку. Для ((-111), - 100%) еталонного піку тенориту становить $16,16^\circ$ і перекривається в цьому шаблоні набагато сильнішим (311) піком магнетиту. Металева мідь була ідентифікована в положенні $22,6^\circ$. Фази: магнетит, тенорит, металева мідь.

Зразок ПН26 (після витримки протягом 5-и діб).

Картина, отримана після п'ятиденного старіння, дуже схожа на схему через два дні. Однак спостерігалось незначне зниження інтенсивності піку тенориту із супут-

нім збільшенням пікової інтенсивності металевої міді. Фази: магнетит, тенорит, металева мідь.

Зразок ПН27 (після витримки протягом 10-и діб).

Рентгенівська картина зразка після десятиденного старіння показує зникнення тенориту. Однак, знову ж таки, спостерігалось утворення гетиту та куприту на основі дуже слабких та середньо інтенсивних піків відповідно. Фази: магнетит, куприт, гетит, мідь металева.

Зразок ПН28 (після витримки протягом 20-и діб).

Після двадцяти денного старіння піки гетиту вже не визначено в рентгенівському шаблоні. Пікова інтенсивність куприту значно знизилася. Фази: магнетит, куприт, металева мідь.

Огляд зразків ПН22-28.

Огляд ідентифікованих фаз із оцінкою відносної пікової інтенсивності представлено в таблиці 4. Значення в дужках показує інтенсивність піку магнетиту (311), відніману з пікової інтенсивності тенориту (111), яка розраховувалася з урахуванням накладання обох піків.

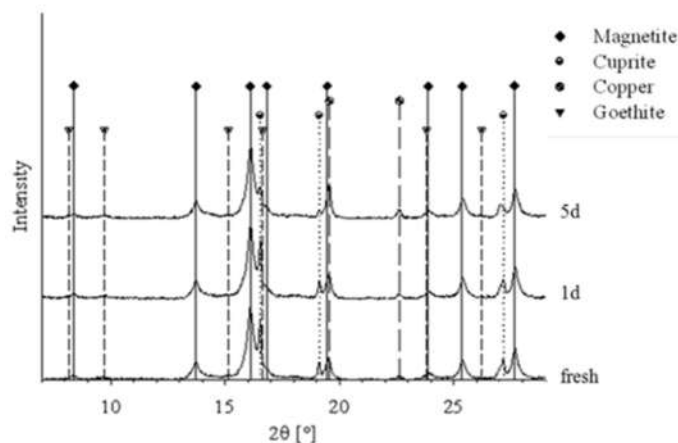


Рис. 5. Рентгенівська дифрактограма «свіжих» зразків – серія ІМу01-03.

Fig. 5. X-ray diffraction pattern of "fresh" samples - series IMu01-03.

На рисунку 5 наведено рентгенівську дифрактограму зразків серії ІМу01-03-«свіжі» зразки.

ІМу01 (свіжий зразок).

Дифрактограма показує, що найбільш інтенсивний пік спостерігається при $16,1^\circ$

($\text{MoK}\alpha_1$ випромінювання) та ідентифікується до (311) референтного піку магнетиту (Fe_3O_4) що показує 100% інтенсивності. Далі піки при 8.37° , 13.73° , 16.87° , 19.52° , 23.86° , 25.36° та 27.66° можна віднести відповідно до ((111), - 8%), ((220), - 30%),

((222), - 8%), ((400), - 20%), ((422), - 10%), ((511), - 30%) та ((440), - 40%) еталонних піків магнетиту. Друга фаза, визначена в матеріалі, є купритом (Cu₂O). Він має дуже сильний пік при 16,53 °, який індексується до ((111), - 100%) еталонного піку куприту. Наступні піки при 19.11 ° та 27.15 ° можуть бути також присвоєні відповідним ((200), - 38%) та ((220), - 32%) опорним пікам куприту та підтверджують наявність цієї фази. В якості третьої фази був визначений пік при 22,6 ° - металева мідь (Cu). Пік широкий і має слабку інтенсивність, але явно вищий, ніж фон. Його можна ідентифікувати до другого найсильнішого ((200), - 46%) референтного піку Cu. Орієнтовне значення 2θ найінтенсивнішого (111) піку Cu становить 19,56 ° і перекривається відносно сильним піком магнетиту. Присутність гетиту (α-FeOOH) було виявлено за допомогою слабких та широких відбиттів при 9,7 ° та 15,12 °. Вони були індексовані до відповідних ((101), - 100%) та ((301), - 35%) референтних піків гетитів. Подальші слабкі вершини, які підтверджують наявність гети-

ту, показані на рисунку 5. Визначено фази: магнетит, куприт, металева мідь, гетит.

ІМу02 (час старіння 1 доба).

Рентгенографічна картина зразка ІМу02 (час «старіння» 1 день) дуже схожа на ту, що отримано зі «свіжого» зразка. Тим не менш можна спостерігати дві речі: перша це незначне зменшення рівня пікової інтенсивності куприту, друга - збільшення пікової інтенсивності металевої міді при 22.6°. Фази: магнетит, куприт, металева мідь, гетит.

ІМу03 (час старіння 5 діб).

Дослідження зразку ІМу03 демонструє значне зниження інтенсивності піку купритів та сильне підвищення інтенсивності піку металевої міді. Магнетит демонструє найбільш сильні вершини мінералогічного складу зразка. Фази: магнетит, куприт, металева мідь, гетит.

В таблиці 5 наведено опис результатів XRD аналізу зразків серії ІМу01-03.

В таблиці 6 наведено розрахункові дані ідентифікований фаз феритів.

Табл. 5. Огляд результатів XRD аналізу зразків серії ІМу01-03. Виявлені фази та їх відносна пікова інтенсивність

Table 5. Overview of the results of XRD analysis of samples of the series ІМу01-03. The phases and their relative peak intensity are revealed

Зразок:	Час старіння:	Ферит	Гетит	Куприт	Мідь Cu
ІМу01	свіжий	100	6	80	4
ІМу02	1д	100	3	78	6
ІМу03	5д	100	4	41	13

Табл. 6. Константи решітки α феритової фази для зразків серії ІМу01-03

Table 6. Lattice constants α of the ferrite phase for samples of the ІМу01-03 series

Зразок:	Час старіння:	2 θ феритової фази	Константа решітки α [нм]
ІМу01	свіжий	16.10	0.840
ІМу02	1д	16.12	0.839
ІМу03	5д	16.12	0.839

Зображення зразку ІН28 скануючим електронним мікроскопом високої роздільної здатності (HRSEM) показано на рис. 6.

Основна фаза представлена ідіоморфними кристалами з восьмигранною формою

розміром 20 - 80 нм. На додаток до цього є зернисті кубічні кристали розміром 10 - 20 нм, а також незначна кількість ксеноморфної цементоподібної фази.

Розчин, отриманий в процесі феритизації, після вилучення осаду аналізували на залишковий вміст міді. Результати експериментальних досліджень вказують на те, що залишкова концентрація міді в розчині, за умови проведення

процесу феритизації згідно теоретично визначених умов, знаходиться в межах від 0,04 до 0,06 мг/л. Для більшості проведених дослідів ефективність очищення води досягає 99,89%.

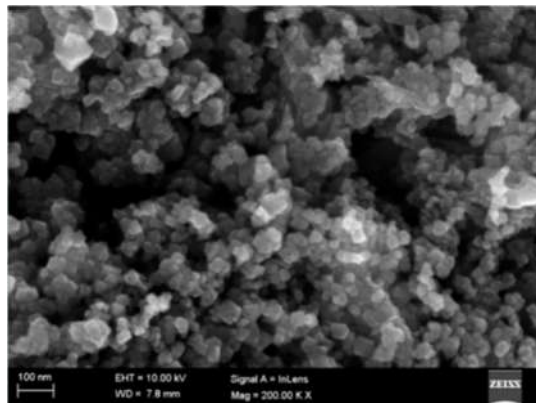


Рис. 6. HRSEM зображення зразка IIN28
Fig. 6. HRSEM image sample IIN28

Табл. 7. Ефект очистки води методом феритизації від сполук міді
Table 7. The effect of water purification by ferritization from copper compounds

Зразок:	Початкова концентрація Cu в розчині, (мг/л)	Кінцева концентрація Cu в розчині, (мг/л)	Ефект очистки, (%)
Imu01	10	0,137±2	99,9986
A03	3	0,448±3	99,9955
A04	1	0,533±3	99,9840

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Після проведення експериментальних досліджень очистки води від іонів міді визначено оптимальні параметри проведення процесу феритизації для очистки стічних вод від міді з початковою концентрацією до 10 г/л.

Показано можливість утворення фериту міді без аерації при температурі 20⁰ С. Результати кількісного фазового аналізу осаду свідчать про те, що підвищення сумарної концентрації іонів заліза у вихідній воді призводить до збільшення фази фериту міді.

Рентгенодифракційний метод аналізу підтвердив наявність феритних сполук та металевої міді, при цьому з «старінням» зразків кількість феритної фази і металевої міді зростає.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Обущенко Т.І.** Дослідження флото-екстракційного вилучення іонів міді зі

стічних вод / Т.І. Обущенко, І.М. Астрелін // *Вісник Нац.техн.ун-ту «ХПІ»: зб. наук. пр.Темат.вип.:Хімія, хімічна технологія та екологія.-Харків:НТУ «ХПІ».- 2010.-311.- С. 85-95.*

2. **Okuda T.** Removal of heavy metals from wastewater by ferrite coprecipitation Filtration and Separation / Okuda T., Sugano I., Tsuji T. 1975/ 12 (5); 1975.- P. 475-478.
3. **Ципух В.Я.** Аналіз методів очищення стічних вод шкіряно-хутряних виробництв від важких металів /В.Я. Ципух, Л.А.Саблій, Л.М. Летюк, Г.И. Журавлев // *Хімія и технология ферритов. Хімія, 1983, -256с.*
4. **Шкундина С.** Очистка сточных вод. Ферроферригидрозоль из наночастиц // *Печатный монтаж. Вып. №3.- 2011.-С.19-23.*
5. **Яцков М.В.** Вилучення міді із висококонцентрованих відходів із подальшим її використанням. /М.В. Яцков, Н.М. Корчик, О.А. Пророк // *Вісник НУВГТ «Технічні науки», вип. 3(75) . 2016.-С. 222-229.*

6. **Annamalai V.** Influence of deposit morphology on the kinetics of copper cementation method / V. Annamalai , L. Murr // *Hydrometallurgy*. №4. 1997. P.57-82.
7. **Barrado E.** et al. Optimization of the operational variables of a medium-scale reactor for metal-containing wastewater purification by ferrite formation. // *Water Research*, 32(10): 1998.- P. 3055-3061.
8. **Goldman A.** Modern Ferrite Technology. 2 ed. 2006: Springer Science&Media, Inc.- 2006.
9. **Клап В.З.** Выделение меди и никеля из растворов и пульп в виде сульфидов /В.З. Клап, А.Д. Михеев // *Цветные металлы*. – М.: *Металлургия*. – 1985. - №4. – С.37-40.
10. **Коваленко Д.Г.** Современное состояние и перспективы развития гальванопроизводства // *Перспективная технология производства РЭА*. – Л., 1991.- №3.- С.3-5.
11. **Кочетов Г.М.** Розробка технології утилізації міді із стічних вод гальванічного виробництва /Г.М. Кочетов, О.В. Зоря // *Вісник національного університету водного господарства та природокористування*.- Вип.3(47). Ч. 2, Рівне.-2009.- С. 234-241.
12. **Kochetov G.** Development of a technology for recover of copper from electroplating wastewater treatment plants /G. Kochetov , D. Zorya, S. Hauss-Abichler // *Material of 2-nd International Conference on Hazardous and industrial Waste Management 5-8 october 2010. Chanisa, Crete, Greece*. P.35-37.
13. **Hausner D.B.** Ferrihydrite reactivity toward carbon dioxide. *Journal of Colloid and Interface Science*, 2009. 337(2): P. 492-500.
14. **Wang J.** Study on the process and mechanism of the formation of Fe₃O₄ at low temperature / J.Wang , T. Deng , Y. Dai // *Journal of Alloys and Compounds* 390, 2005. - P.127-132.
15. **Okrusch M. and S. Matthes.** Mineralogie. Vol. 7. Springer. 2005.-P. 526.
16. **Мишурина О.А., Чупрова Л.В.** Химические аспекты извлечения ионов меди из технических растворов гальваническими методами / О.А. Мишурина, Л.В. Чупрова // *Успехи современного естествознания*. №12(часть 2) 2016. - С.428-432.
17. **Klapper D.** Characterization of Copper minerals recovered from process water / D. Klapper, G. Kochetov, D. Zorya, S.Hauss-Abichler // *Jahrestagung der Osterreichischen Mineralogischen Gesellschaft 20-24 September 2011, Salzburg. Referate Oldenburg*, P. 58-60, 2011.
18. **Kochetov G.** Integrated treatment of rising copper containing wastewater /G. Kochetov, D. Zorya, Y. Grinenko // *Civil and Environmental Engineering. Bialistok, Vol. n. 4, 2010.- P.301-305*.

REFERENCES

1. **Obushchenko T.I.** Doslidzhennia flotoekstraktiinoho vyluchennia ioniv midi zi stichnykh vod / T.I. Obushchenko, I.M. Astrelin // *Visnyk Nats.tekhn.un-tu «KhPI»: zb.nauk.pr. Temat. vyp.: Khimiia, khimichna tekhnolohiia ta ekolohiia.-Kharkiv:NTU «KhPI»*.- 2010.-311.- S. 85-95.
2. **Okuda T.** Removal of heavy metals from wastewater by ferrite coprecipitation Filtration and Separation /Okuda T., Sugano I., Tsuji T. 1975/ 12 (5); 1975.- P. 475-478.
3. **Tsyupukh V.Ia.** Analiz metodiv ochyshchennia stichnykh vod shkiriano-khutrianykh vyrobnytstv vid vazhkykh metaliv /V.Ia. Tsyupukh, L.A. Sablii, L.M. Letiuk, H.Y. Zhuravlev // *Khymyia y tekhnolohyia ferrytov*. Khymyia, 1983, -256s.
4. **Shkundyna S.** Ochystka stochnykh vod. Ferroferryhydrozol yz nanochastyts // *Pechatnyi montazh. Vyp. №3.- 2011.-S.19-23*.
5. **Iatskov M.V.** Vyluchennia midi iz vysokokontsentrovanykh vidkhodiv iz podalshym yii vykorystanniam. / M.V. Yatskov, N.M. Korchyk, O.A. Prorok // *Visnyk NUVHT «Tekhnichni nauky»*, vyp. 3(75) . 2016.-S. 222-229.
6. **Annamalai V.** Influence of deposit morphology on the kinetics of copper cementation method / V. Annamalai , L. Murr // *Hydrometallurgy*. №4. 1997. P.57-82.
7. **Barrado E.** et al. Optimization of the operational variables of a medium-scale reactor for metal-containing wastewater purification by ferrite formation. *Water Research*, 32(10): 1998.- P. 3055-3061.
8. **Goldman A.** Modern Ferrite Technology. 2 ed. 2006: Springer Science&Media, Inc.- 2006.
9. **Klap V.Z.** Vydelenye medy y nykelia yz rastvorov y pulp v vyde sulfydov / V.Z. Klap, A.D. Mykheev // *Tsvetnye metally*. – М.: *Metallurhyia*. – 1985. - №4. – С.37-40.
10. **Kovalenko D.H.** Sovremennoe sostoiia-nye y perspektyvy razvytyia halvanoproyz-vodstv // *Perspektyvnaia tekhnolohyia proyzvodstva RЭА*. – Л., 1991.- №3.- С.3-5.
11. **Kochetov H.M.** Розробка технології утилізації міді із стічних вод гальванічного

vyrobnytstva / H.M. Kochetov, O.V. Zoria // *Visnyk natsionalnoho universytetu vodnoho hospodarstva ta pryrodokorystuvannia.*- Vyp.3(47). Ch. 2, Rivne.-2009.- S. 234-241.

12. **Kochetov G.** Development of a technology for recover of copper from electroplating wastewater treatment plants / G. Kochetov, D. Zorya, S. Hauss-Abichler // *Material of 2-nd International Conference on Hazardous and industrial Waste Management 5-8 october 2010. Chanisa, Crete, Greece. p.35-37.*
13. **Hausner D.B.** Ferrihydrite reactivity toward carbon dioxide. *Journal of Colloid and Interface Science*, 2009. 337(2): P. 492-500.
14. **Wang J.** Study on the process and mechanism of the formation of Fe₃O₄ at low temperature / J. Wang, T. Deng, Y. Dai // *Journal of Alloys and Compounds* 390, 2005. - P.127-132.
15. **Okrusch M. and S. Matthes.** Mineralogie. Vol. 7. Springer. 2005.-P. 526.
16. **Myshuryna O.A., Chuprova L.V.** Khymycheskye aspekty yzvlachenya yonov medy yz tekhnicheskyykh rastvorov halvanycheskyykh metodamy / O.A. Myshuryna, L.V. Chuprova // *Uspekhy sovremennoho estestvoznanyia. №12(chast 2) 2016. - S.428-432.*
17. **Klapper D.** Characterization of Copper minerals recovered from process water / D. Klapper, G. Kochetov, D. Zorya, S. Hauss-Abichler // *Jahrestagung der Osterreichischen Mineralogischen Gesellschaft 20-24 September 2011, Salzburg. Referate Oldenburg., R. 58-60, 2011.*
18. **Kochetov G.** Integrated treatment of rising copper containing wastewater / G. Kochetov, D. Zorya, Y. Grinenko // *Civil and Environmental Engineering. Bialistok, Vol. n. 4, 2010.- R.301-305.*

Wastewater treatment of industrial enterprises from copper compounds by ferritization

*Olena Zoria, Oleksiy Ternovtsev,
Dmytro Zoria*

Summary. The article is devoted to solving an urgent problem - the development of effective methods of water purification from heavy metal ions from industrial wastewater.

Today more emphasis on technologies that allow recycling of precious metals, the organization of return water supply and receipt safe disposal of sludge. Experimental studies of copper ions extraction from industrial wastewater of galvanic production by ferritization method have been carried out. The process of formation of ferromagnetic compounds of copper and iron has been studied. The results of X-ray diffraction analysis of the mineralogical composition of the samples and phase transformations that occur during aging and during the experiment are presented. The lattice constant of the α -ferrite phase is calculated. X-ray diffraction analysis confirmed the presence of ferrite compounds and metallic copper. In this case, in the process of "aging" of the samples, the amount of the ferrite phase and metallic copper increases. Electron microscopic analysis confirmed that in the surface layer changed due to the formation of new phases, copper-containing iron oxides, the formation of cement copper and cuprospinel simultaneously exist.

The influence on the course of the ferritization process of its conditions - the concentration and ratio of copper and iron ions, temperature, pH of the medium, the consumption of oxidant - oxygen is studied. The optimal parameters of the ferritization process for wastewater treatment from copper with an initial concentration of up to 10 g / l are determined. The possibility of formation of copper ferrite without aeration at a temperature of 20⁰ C is shown.

The study of physicochemical properties of sediments formed during ferritization is performed.

Studies have shown that the residual concentration of copper in the solution after the application of the proposed technology is in the range from 0.14 to 0.6 mg / l. The efficiency of copper removal is 99.98%.

It is established that at the process temperature within 50... 70⁰ C, the ratio Cu: Fe = 1: 2.7, pH = 8.8... 10.5 and aeration intensity 4... 8 l / min precipitates are formed, which consist in the vast majority of ferrites and metallic copper.

Keywords. Wastewater; galvanic production; ferritization; purification effect; iron; copper; ferrite.

Дослідження тепловитрат вузлових з'єднань конструкцій енергоефективних «зелених» будівель

Марк Бердников¹, Світлана Шехоркіна², Марина Бордун³

^{1,2,3}Придніпровська державна академія будівництва та архітектури
24а, вул. Чернишевського, Дніпро, Україна, 49600

¹berdnykov.mark@pgasa.dp.ua, <http://orcid.org/0000-0001-9210-5536>

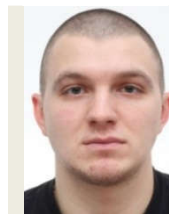
²svetlana.svt.28@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-7799-2250>

³bordun.maryna@pgasa.dp.ua, <http://orcid.org/0000-0002-8539-2423>

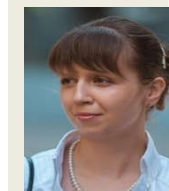
DOI: 10.32347/2522-4182.8.2021.69-81

Анотація. Будівельна галузь є основним споживачем природних ресурсів, характеризується значним споживанням невідновлюваних ресурсів та впливом на забруднення навколишнього середовища. До 50% викидів вуглекислого газу припадає на будівельну індустрію. Крім того, шкода навколишньому середовищу на етапі ліквідації та утилізації будівлі, може бути еквівалентною його впливу протягом всього життєвого циклу. Окрім цього, основною ознакою традиційної будівельної галузі є надмірне використання енергії, що впливає на процес глобального потепління і зміни клімату. Енергія витрачається при видобутку сировини, виробництві та транспортуванні матеріалів, в процесі будівництва, експлуатації, ремонту та ліквідації будівель. Усвідомлення глобальних екологічних проблем призвело до переосмислення процесу проектування, зведення, експлуатації та утилізації будівель в країнах Європейського Союзу, США, Канаді та ін. та появі концепції сталого розвитку та «зеленого» будівництва. В цьому аспекті основними критеріями проектування будівель є мінімізація впливу на навколишнє середовище, а також зниження витрат енергетичних ресурсів, скорочення відходів та шкідливих викидів.

Вирішення вищенаведених проблем з урахуванням національної специфіки може бути досягнуте шляхом розробки типових ресурсо- та енергоефективних, економічно доступних конструктивних рішень несучих та огорожувальних елементів та вузлів їх сполучень з використанням екологічно безпечних матеріалів місцевого походження (деревини та матеріалів на її основі, глинистих матеріалів, соломи, очерету тощо).



Марк Бердников
аспірант кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій



Світлана Шехоркіна
доцент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій,
к.т.н., доцент



Марина Бордун
аспірант кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій

Ключові слова. Енергоефективність; «зелені» будівлі; проектні рішення; вузли між мережевої взаємодії.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Корпус будівлі повинен бути запроєктований для забезпечення внутрішнього мікроклімату (контролю теплових потоків, проникнення вологи, шумів), сприйняття та передачі навантажень, а також виконувати естетичні функції. Відповідним чином ізолюваний корпус огорожувальних конструкцій є ключовим фактором зниження енергоспоживання всієї будівлі.

Контроль витоку тепла через конструкцію будівлі має важливе значення для економії тепла в приміщенні і для зниження

навантаження на системи забезпечення мікроклімату. Витік повітря в будівлях відбувається через стики і з'єднання в корпусі будівлі, а також через вікна, технологічні або вентиляційні отвори тощо. Скорочення використання енергії нагріву простору є основною функцією корпусу будівлі [1].

Механізм передачі тепла через матеріали, елементи та конструкції, які складають корпус будівлі характеризується теплопровідністю.

Теплові потоки через оболонку можна контролювати, щоб знизити загальне споживання енергії і поліпшити комфорт. Це досягається за рахунок створення теплоізоляованого і герметичного корпусу, який є фундаментальною стратегією для досягнення енергоефективності будинку у відповідності з вимогами нормам проектування.

Використання будівельних конструкцій для захисту корпусу є основоположним принципом архітектурного проектування. Дахи, навіси, балкони та інші виступи вкривають стіни, вікна та деталі нижче від опадів. Окрім цього ці елементи можуть забезпечити затінення від сонця і стати частиною пасивного рішення проектування для контролю перегріву влітку, і використання сонячної енергії для зниження навантаження на опалення в зимовий період [2].

Основним засобом контролю теплового потоку з зовнішніх будівельних конструкцій є використання ізоляційних матеріалів. Основні положення, що стосуються енергозбереження, спрямовані на підвищення рівня теплової ізоляції в корпусах будівель, що є ключовим засобом для досягнення енергоефективності будівель. В якості теплоізоляції зазвичай використовується ряд матеріалів з низькою теплопровідністю. Вибір типу ізоляції заснований на безлічі факторів, включаючи вартість, доступність, теплові характеристики, вологість, вогнетривалість і шумоізоляцію [3].

Конструкційні матеріали з низькою теплопровідністю, такі як деревина, скловолокно та пластмаси, також є відносно поганими провідниками тепла. Структурні матеріали з високою питомою провідністю, такі як сталь, алюміній або навіть бетон

діють як теплові містки в будівлях. Будинки, побудовані із сталі і бетону, як правило, мають більш високу ступінь тепловтрат, ніж конструкції з дерев'яних каркасів, що робить будівлі з дерев'яних каркасів більш енергоефективними.

Сонячне випромінювання генерує значний обсяг теплової енергії на поверхні корпусу будівлі. Раціональне використання цього ефекту дозволяє знизити навантаження на системи опалення в холодний період. З іншого боку, це також може привести до перегріву і до збільшення навантаження на охолодження. Контроль сонячної радіації - це баланс між цими перевагами і недоліками [4].

Основними джерелами вологи для корпусу будівлі є: частота та інтенсивність опадів (дощ, сніг) та вологість ґрунту (для конструкцій цоколю або підвалу). Намокання внутрішніх шарів огорожувальних конструкцій є наслідком конденсації при внутрішньому переміщенні водяної пари в холодну пору року (виникнення «точки роси»). Проникнення вологи може посилюватися в ситуаціях, коли використовується абсорбуюча оболонка (наприклад, цегляна, штукатурна, кам'яна, бетонна). Слід відзначити, що циклічне намочування та висихання конструктивних елементів призводить до зниження міцності та експлуатаційної придатності [5].

Вода в корпусі може бути видалена декількома механізмами:

1. Дренаж: вода буде стікати і виходити з конструкцій на гідрофобні матеріали, а також з перенасичених матеріалів. Елементи, подібні до водовідведення, використовують гравітацію для відводу і зливу води в безпечну зону, зазвичай до зовнішньої частини корпусу будівлі.

2. Сушка: вологість в гігроскопічних матеріалах з будівельної обшивки, таких як деревина, буде висушуватися шляхом випаровування поверхні до тих пір, поки вміст вологи в матеріалі не буде в рівновазі зі своїм місцевим середовищем [6].

Головною метою є аналіз та систематизація існуючих даних. Розрахунки проводилися у програмному комплексі ELCUT

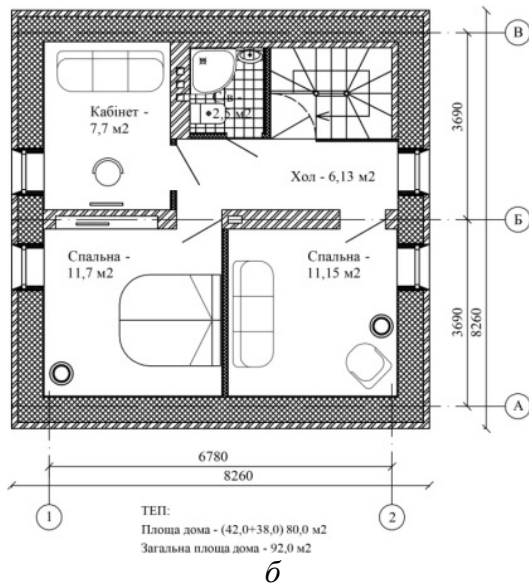
ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для розробки та обґрунтування конструктивних рішень вузлів сполучень

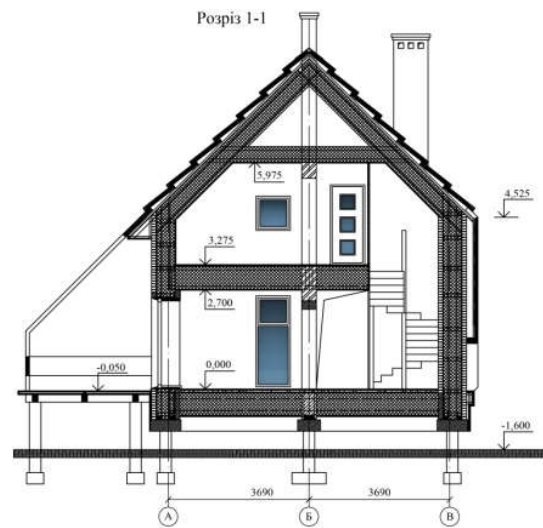
енергоефективних «зелених» будівель була прийнята житлова екологічна будівля-представник (рис. 1)



а



б



в

Рис. 1. Житлова «зелена» будівля-представник:

- загальний вигляд;
- план поверху;
- характерний переріз

Fig. 1. Residential "green" representative building:

- general view;
- floor plan;
- characteristic cross section

Житлова «зелена» будівля-представник має два поверхи. На першому поверсі розташовані: передпокій, вітальня, кухня, санвузол, гардероб. На другому поверсі (мансардний поверх) – хол, кабінет, спальні, санвузол. Поверховий зв'язок здійснюється по внутрішніх сходах.

Висота приміщень першого і мансардного поверхів 2,7 м.

Конструктивна схема будівлі - каркасна. Несучі стіни складеного перерізу типу «сходи» з дерев'яного бруса перерізом 89х38 мм з кроком 600 мм. Несучі конструкції перекриття та покриття виконані у вигляді ферм з дерев'яного бруса перерізом 89х38 мм з кроком 0.6 м.

Просторова жорсткість будівлі забезпечується розпірками і діагональними розкосами в стояках, а також улаштуванням монолітної плити з ґрунтобетону по верхньому поясу ферм перекриття. Фундамент - залізобетонний свайно-монолітний. Покрівля двосхила, 45 градусів.

В якості утеплювача у всіх конструкціях використовується солома злакових культур. Стіни - зовнішнє оздоблювання глина, цегла сирець з ґрунтобетону, дерев'яний каркас з утеплювачем, ґрунтобетонні блоки, які виконують роль

накопичувача тепла. Покриття - плити з очерету, укладені по дерев'яній обрешітці. Критичними з точки зору тепловтрат для аналізованої будівлі є наступні вузли сполучення конструкцій (рис. 2):

- 1) вузол обпирання перекриття на зовнішню стіну;
- 2) вузол обпирання зовнішньої стіни і перекриття на вим.0,000 на конструкцію фундаменту;
- 3) коньковий вузол даху.

Виходячи з конструктивної схеми будівлі, вимог щодо забезпечення місцевої міцності несучих елементів та термічної однорідності оболонки були запропоновані конструктивні рішення кожного вузла, які приведені на рис. 2-5. Характеристики конструктивних елементів необхідні для подальшого дослідження тепловитрат було взято з ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель»[7].

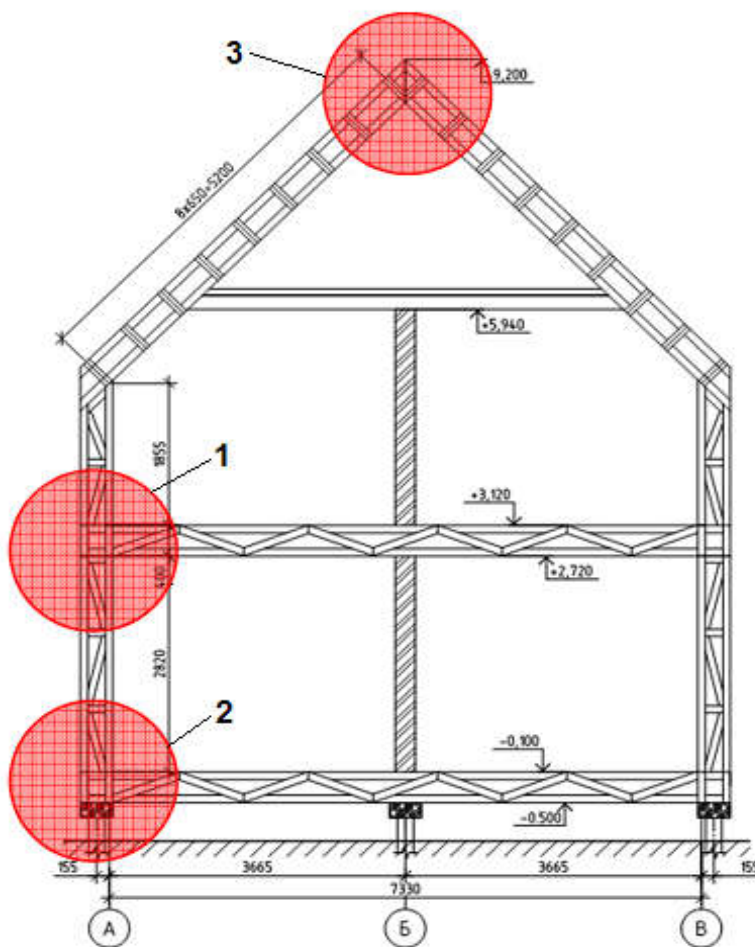


Рис. 2. Критичні вузли сполучення конструктивних елементів.
Fig. 2. Critical components of structural elements

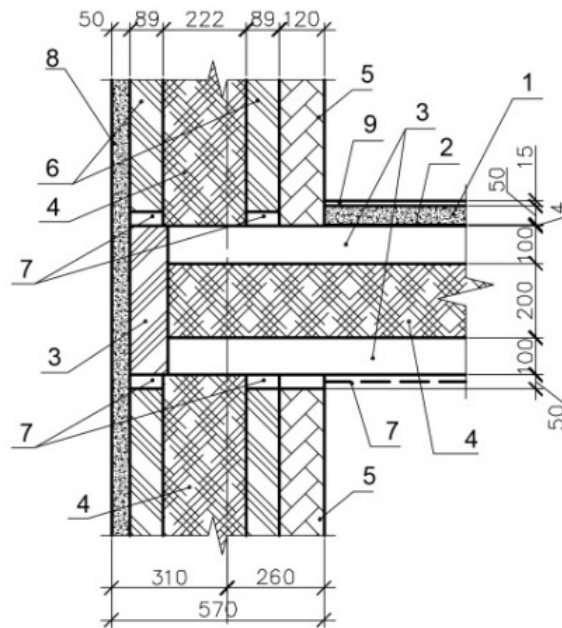


Рис. 3. Вузол обпирання перекриття на зовнішню стіну (вузол 1):

1 – армований ґрунтобетон, 2 – фанера, 3 – дерев'яна ферма із бруса 50х100 мм, висотою 400 мм із кроком 600 мм, 4 – утеплювач (пресована солома), 5 – ґрунтоблоки, 6 – дерев'яна стійка, 7 - дерев'яний брус, 8 – глиняна штукатурка по дранці, 9 – керамічна плитка.

Fig. 3. Node supporting the floor on the outer wall (node 1):

1 - reinforced concrete, 2 - plywood, 3 - a wooden truss from a bar of 50x100 mm, 400 mm high with a step of 600 mm, 4 - insulation (pressed straw), 5 - ground blocks, 6 - wooden rack, 7 - wooden beam, 8 - clay plaster on shingles, 9 - ceramic tile.

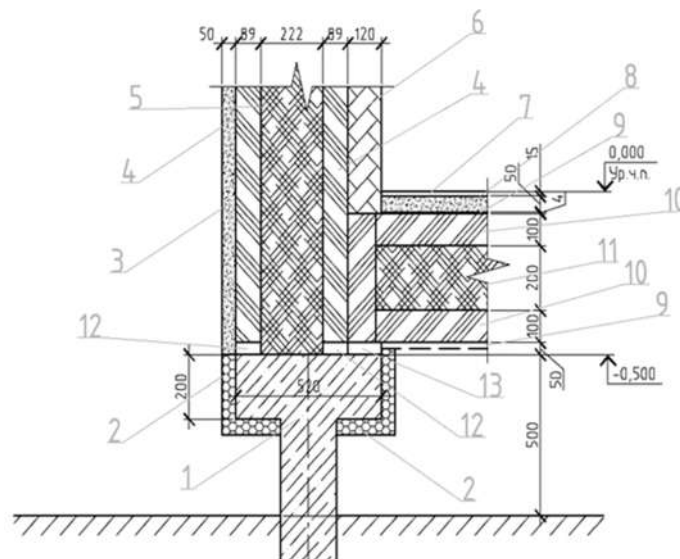


Рис. 4. Опирання зовнішньої стіни і перекриття на вим.0,000 на конструкцію фундаменту (вузол 2): 1. з/б ростверк, 2.утеплювач (мінеральна вата), 3. глиняна штукатурка по дранці, 4.дерев'яні стійки; 5. утеплювач (пресована солома); 6. ґрунтоблоки; 7. керамічна плитка, 8. армований ґрунтобетон, 9. фанера; 10. дерев'яна ферма із бруса 50х100 мм, висотою 400 мм із кроком 600 мм; 11. утеплювач (пресована солома), 12, 13 – обв'язування

Fig. 4. Supporting the outer wall and floor on vim.0,000 on the structure of the foundation (node 2):

1. steel grille, 2. insulation (mineral wool), 3. clay plaster on shingles, 4. wooden racks; 5. insulation (pressed straw); 6. ground blocks; 7. ceramic tile, 8. reinforced ground concrete, 9. plywood; 10. wooden farm from a bar of 50x100 mm, height of 400 mm with a step of 600 mm; 11. insulation (pressed straw), 12, 13 – tying

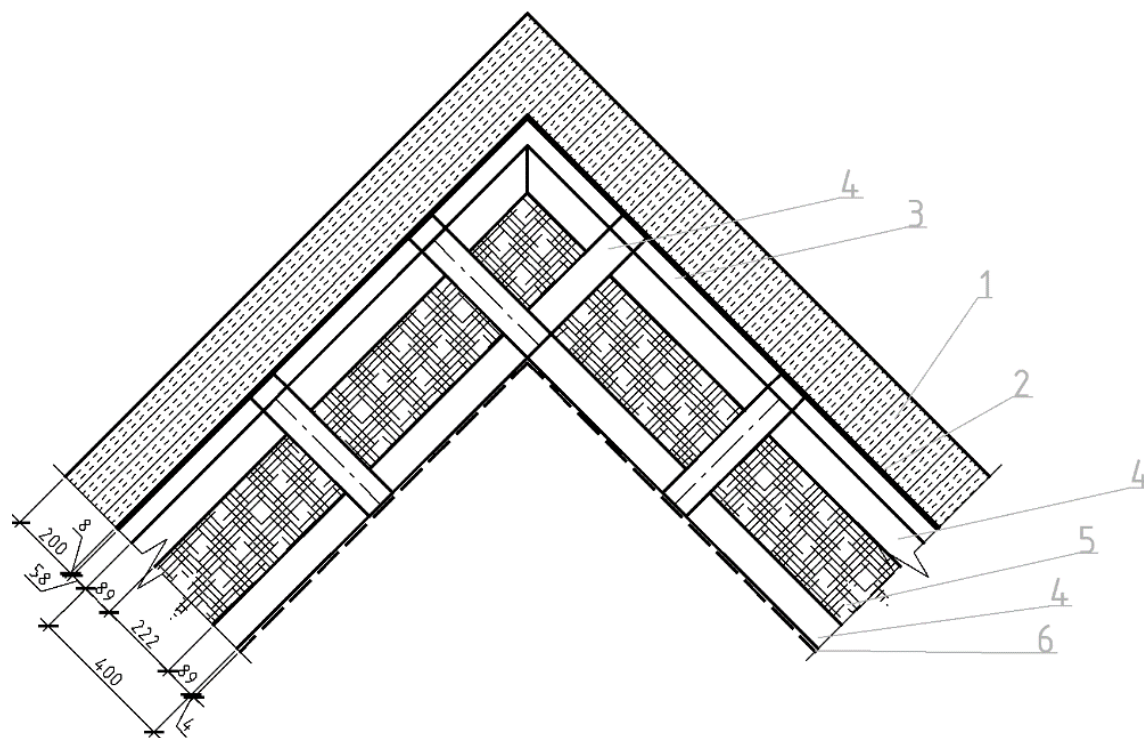


Рис. 5. Коньковий вузол даху (вузол 3):

1. покрівля з очеретяних блоків,
2. фанера,
3. решетування (брус 38x89, шаг 600мм),
4. дерев'яна ферма із бруса 50x100 мм, висотою 400 мм,
5. утеплювач (прес. солома), 6. підшивка (фанера)

Fig. 5. Ridge node of the roof (node 3):

1. Roof of reed blocks,
2. Plywood,
3. Lattice (bar 38x89, step 600mm),
4. Wooden truss from a bar of 50x100 mm, height of 400 mm,
5. Heater (press straw),
6. Binder (plywood).

Для оцінки ефективності конструктивних рішень огорожуючих конструкцій екологічної будівлі досліджено втрати тепла через найбільш характерні вузли сполучення конструктивних елементів будівлі, в яких можливо утворення містків холоду: опирання перекриття на зовнішню стіну (вузол 1a і 1б); опирання зовнішньої стіни і перекриття на відм. 0,000 на конструкцію фундаменту (вузли 2a і 2б); коньковий вузол даху (вузли 3a і 3б).

Моделювання теплових полів виконувалось засобами програмного комплексу Elcut [8].

Для моделювання були прийняті наступні вихідні дані:

- температура зовнішнього повітря: $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$ - середнє значення за січень для м. Дніпра (варіант I), що відповідає 268 K, і $-24\text{ }^{\circ}\text{C}$ – найбільш холодна п'ятиденка, забезпеченістю 0,92(варіант II), що відповідає 249K згідно;

- температура внутрішнього повітря $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$, що відповідає 293 K[9];

- коефіцієнти тепловіддачі на поверхнях, що межують із зовнішнім і внутрішнім повітрям приймалися згідно нормативного документу [7].

За результатами розрахунку в табл. 1 представлені приклади схем розподілу тем-

ператур і теплового потоку в розглянутих вузлах.

Табл. 1. Приклад результатів моделювання теплотехнічних характеристик вузлів сполучення конструктивних елементів будівлі (Вузол 1а - Опирання перекриття на зовнішню стіну).

Table. 1. An example of the results of modeling the thermal characteristics of the nodes of the structural elements of the building (Node 1a - Support of the floor on the outer wall).

Вузол 1а - Опирання перекриття на зовнішню стіну (в місцях розташування стоек дерев'яного каркасу)	
Розподіл температур $t_{\text{зовн}} = -5^{\circ}\text{C}$	Розподіл температур $t_{\text{зовн}} = -24^{\circ}\text{C}$
<p>Температура на внутрішній поверхні конструкції: $T_{\text{Вmin}} = 291,82 \text{ K}$; Температурний перепад на внутрішній поверхні конструкції: $\Delta t = 0,58 \text{ K}$</p>	<p>Температура на внутрішній поверхні конструкції: $T_{\text{Вmin}} = 290,6 \text{ K}$; Температурний перепад на внутрішній поверхні конструкції: $\Delta t = 0,9791 \text{ K}$</p>
Тепловий потік, $\text{Вт}/\text{м}^2$, $t_{\text{зовн}} = -5^{\circ}\text{C}$	Тепловий потік, $\text{Вт}/\text{м}^2$, $t_{\text{зовн}} = -24^{\circ}\text{C}$
<p>Тепловий потік на внутрішній поверхні конструкції: $Q_{\text{ср}} = 10,582 \text{ Вт}/\text{м}^2$</p>	<p>Тепловий потік на внутрішній поверхні конструкції: $Q_{\text{ср}} = 21,45 \text{ Вт}/\text{м}^2$</p>

Згідно ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель» [7] для зовнішніх огорожувальних конструкцій будівель і споруд, які опалюються і охолоджуються, обов'язкове виконання умов:

$$R_{\Sigma пр} \geq R_{qmin} , \quad (1)$$

$$T_{пр} \leq T_{cr} , \quad (2)$$

$$T_{Bmin} \leq T_{min} . \quad (3)$$

в якій: $R_{\Sigma пр}$ - приведений опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції, $m^2 \cdot K/Вт$;

R_{qmin} - мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції, $m^2 \cdot K/Вт$;

$\Delta T_{пр}$ - температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, $^{\circ}C$;

$\Delta T_{пр}$ - допустима за санітарно-гігієнічними вимогами різниця між температурою внутрішнього повітря і приведе-

ною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, $^{\circ}C$;

T_{Bmin} - мінімальне значення температури внутрішньої поверхні в зонах теплопровідних включень в огорожувальній конструкції, $^{\circ}C$;

T_{min} - мінімально допустиме значення температури внутрішньої поверхні при розрахункових значеннях температур внутрішнього і зовнішнього повітря, $^{\circ}C$.

Аналіз результатів розрахунків представлено в табл. 2, який засвідчує, що найбільші втрати тепла спостерігаються в зоні сполучення зовнішньої стіни, перекриття і фундаментної конструкції (вузол 2), де середнє значення теплового потоку на внутрішній поверхні конструкції

дорівнює $13,46 \text{ Вт}/m^2$ при температурі зовнішнього повітря $-5^{\circ}C$ і $27,11 \text{ Вт}/m^2$ при температурі $-24^{\circ}C$; найменші втрати – через коньковий вузол даху (вузол 3), середнє значення теплового потоку становить $5,4 \text{ Вт}/m^2$ при температурі

зовнішнього повітря $-5^{\circ}C$ і $10,43 \text{ Вт}/m^2$ при температурі $-24^{\circ}C$.

Табл. 2. Аналіз теплотехнічних показників вузлів сполучень конструктивних елементів «зеленої» житлової будівлі.

Table. 2. Analysis of thermal performance of nodes of structural elements of the "green" residential building.

Найменування конструкції	$R_{\Sigma пр}$, $m^2 \cdot K/Вт$	R_{qmin} , $m^2 \cdot K/Вт$	$\Delta T_{пр}$, $^{\circ}C$		ΔT_{cr} , $^{\circ}C$	T_{Bmin} , $^{\circ}C$		T_{min} $^{\circ}C$
			при $t_3 = -5^{\circ}C$	при $t_3 = -24^{\circ}C$		при $t_3 = -5^{\circ}C$	при $t_3 = -24^{\circ}C$	
Вузол 1а. Опирання перекриття на зовнішню стіну (в місцях розташування стояків дерев'яного каркасу)	6,8	3,3	0,58	0,98	4,0	18,82	17,6	12
Вузол 1б. Опирання перекриття на зовнішню стіну (між стояками дерев'яного каркасу)	6,8	3,3	0,7	1,54	4,0	19,3	18,4 6	12
Вузол 2а. Опирання зовнішньої стіни і перекриття на відм.0,000 на конструкцію фундаменту (в місцях розташування стояків дерев'яного каркасу)	6,7	3,75	1,47	2,98	2,0	18,53	17,0 2	12

Продовження табл. 2
Continued Table. 2

Вузол 2б. Опирання зовнішньої стіни і перекриття на відм.0,000 на конструкцію фундаменту (між стояками дерев'яного каркасу)	6,7	3,75	0,82	1,83	2,0	19,18	18,11	12
Вузол 3а. Коньковий вузол даху (в місцях розташування стояків дерев'яного каркасу)	11,1	4,95	0,62	1,18	3,0	19,38	18,82	12
Вузол 3б. Коньковий вузол даху (між стояками дерев'яного каркасу)	11,1	4,95	0,5	1,3	3,0	19,5	18,7	12

Приведений опір теплопередачі конструкцій $R_{\Sigma пр}$ всіх розглянутих вузлів в 2 рази перевищує R_{qmin} , тобто виконується перша умова для зовнішніх огорожувальних конструкцій будівель і споруд згідно [7].

Стосовно другої умови для зовнішніх огорожувальних конструкцій будівель і споруд $T_{пр} \leq T_{cr}$, то для вузлів 1а, 1б, 2б, 3а і 3б сполучення конструкцій, умова виконується, а в вузлі 2а - опирання зовнішньої стіни і перекриття на відм. 0,000 на конструкцію фундаменту (в місцях сполучення дерев'яного каркасу) при зовнішній температурі -24°C - $\Delta T_{пр} = 2,98^{\circ}\text{C}$, що на $0,8^{\circ}\text{C}$ перевищує нормативне значення $\Delta T_{cr} = 2,0^{\circ}\text{C}$ згідно [7].

Спираючись на викладене вище, можна зробити висновок, що для вузлів опирання зовнішньої стіни і перекриття на відм.0,000 на конструкцію фундаменту необхідно передбачити заходи щодо додаткового теплозахисту конструкції перекриття на відм. 0,000 м. Температура внутрішньої поверхні в зонах теплопровідних включень в огорожувальних конструкціях T_{Bmin} для всіх розглянутих вузлів перевищує мінімально допустиме значення ΔT_{min} .

З отриманих даних можна зробити висновок, що запропоновані конструктивні рішення вузлів сполучень несучих та огорожувальних конструкцій «зелених» будівель відповідають вимогами світових стандартів енергоефективності (стандарт активного будинку) та сталого розвитку за рахунок використання екологічно безпечних відновлюваних матеріалів рослинного походження.

Розглянемо ефективність конструктивних рішень огорожуючих типових конструкцій. Аналогічним способом ми виконуємо розрахунок для цих вузлів [7].

Аналіз результатів розрахунків представлено в табл. 3, який засвідчує, що найбільші втрати тепла спостерігаються в зоні сполучення зовнішньої стіни, перекриття і фундаментної конструкції (вузол 1), де середнє значення теплового потоку на внутрішній поверхні конструкції дорівнює $12,17 \text{ Вт/м}^2$ при температурі зовнішнього повітря -5°C і $21,42 \text{ Вт/м}^2$ при температурі -24°C ; найменші втрати – через опирання перекриття на зовнішню стіну (вузол 2), середнє значення теплового потоку становить $10,76 \text{ Вт/м}^2$ при температурі зовнішнього повітря -5°C і $18,96 \text{ Вт/м}^2$ при температурі -24°C

Табл. 3. Аналіз теплотехнічних показників вузлів сполучень конструктивних елементів житлової будівлі.

Table 3. Analysis of thermal performance of nodes of structural elements of a residential building.

Найменування конструкції	$R_{\Sigma пр}$, м ² ·К/Вт	R_{qmin} , м ² ·К/Вт	$\Delta T_{пр}$, °С		ΔT_{cr} , °С	T_{Bmin} , °С		T_{min} , °С
			при $t_3 = -5$ °С	при $t_3 = -24$ °С		при $t_3 = -5$ °С	при $t_3 = -24$ °С	
Вузол 1. Опирання зовнішньої стіни і перекриття на відм. 0,000 на конструкцію фундаменту.	3,8	3,75	1,24	2,19	2	15,2	3,95	2
Вузол 2. Опирання перекриття на зовнішню стіну.	6,06	3,3	1,03	1,81	4	16,69	4,18	2
Вузол 3. Коньковий вузол даху.	5,44	4,95	1,21	2,12	3	15,93	2,8	2

Приведений опір теплопередачі конструкцій $R_{\Sigma пр}$ всіх розглянутих вузлів перевищує R_{qmin} , тобто виконується перша умова для зовнішніх огорожувальних конструкцій будівель і споруд згідно [7].

Стосовно другої умови для зовнішніх огорожувальних конструкцій будівель і споруд $\Delta T_{пр} \leq \Delta T_{cr}$, то для вузлів 2 і 3 сполучення конструкцій, умова виконується, а в вузлі 1 - опирання зовнішньої стіни і перекриття на відм. 0,000 на конструкцію фундаменту при зовнішній температурі -24°C $T_{\Delta пр} = 2,19^\circ\text{C}$, що на $0,19^\circ\text{C}$ перевищує нормативне значення $T_{cr} = 2,0^\circ\text{C}$ згідно [7]. Спираючись на викладене вище, можна зробити висновок, що для вузлів опирання зовнішньої стіни і перекриття на відм. 0,000 на конструкцію фундаменту необхідно передбачити заходи щодо додаткового теплозахисту конструкції перекриття на відм. 0,000 м. Температура внутрішньої поверхні в зонах теплопровідних включень в огорожувальних конструкціях T_{Bmin} для всіх розглянутих вузлів перевищує мінімально допустиме значення T_{min} .

З отриманих даних можна зробити висновок, що запропоновані конструктивні рішення вузлів сполучень несучих та ого-

роджувальних конструкцій будівель відповідають вимогам світових стандартів енергоефективності та сталого розвитку за рахунок використання звичайних будівельних матеріалів

ПОРІВНЯННЯ ТЕПЛОВИТРАТ ВУЗЛІВ СПОЛУЧЕНЬ КОНСТРУКЦІЙ «ЗЕЛЕНИХ» БУДІВЕЛЬ ТА ЗВИЧАЙНИХ БУДІВЕЛЬ.

В попередніх розділах було визначено, якими тепловими характеристиками володіють «зелені» та типові будівлі. Посилаючись на ці данні, нижче буду наведено таблицю порівняння, де основним показником ефективності конструктивного рішення є приведений опір теплопередачі $R_{\Sigma пр}$ (табл. 4).

Як бачимо, «зелена» будівля має значно вищий показник ефективності $R_{\Sigma пр}$, який перевищує показник типового рішення майже в 2 рази в усіх узлах.

Далі наведено порівняння температурного перепаду $T_{\Delta пр}$ при температурі -5°C для конструктивних рішень вузлів сполучень конструктивних елементів (табл. 5)

Табл. 4. Приведений опір тепелопередачі $R_{\Sigma пр}$ конструктивних рішень вузлів сполучень конструктивних елементів

Table 4. The resistance of heat transfer $R_{\Sigma пр}$ of constructive decisions of knots of connections of constructive elements is resulted.

Найменування конструкції	Типове рішення, $R_{\Sigma пр}$, м ² ·К/Вт	«Зелена» будівля, $R_{\Sigma пр}$, м ² ·К/Вт	% різниця між «Зеленою» будівлею та типовим рішенням
Вузол 1. Опирання зовнішньої стіни і перекриття на відм. 0,000 на конструкцію фундаменту.	3,8	6,7	1,76
Вузол 2. Опирання перекриття на зовнішню стіну.	6,06	6,8	1,12
Вузол 3. Коньковий вузол даху.	5,44	11,1	2,04

Табл. 5. Температурний перепад $T_{\Delta пр}$ при 5 °С для конструктивних рішень вузлів сполучень конструктивних елементів.

Table 5. Temperature difference $T_{\Delta пр}$ at 5 °С for constructive decisions of joints of constructive elements.

Найменування конструкції	Типове рішення, $R_{\Sigma пр}$, м ² ·К/Вт	«Зелена» будівля, $R_{\Sigma пр}$, м ² ·К/Вт	% різниця між «Зеленою» будівлею та типовим рішенням
Вузол 1. Опирання зовнішньої стіни і перекриття на відм. 0,000 на конструкцію фундаменту.	1,24	1,47	1,19
Вузол 2. Опирання перекриття на зовнішню стіну.	1,03	0,58	0,56
Вузол 3. Коньковий вузол даху.	1,21	0,62	0,51

Згідно з цією таблицею, в узлах 2 і 3 температурний перепад $T_{\Delta пр}$ в «зеленій» будівлі в 2 рази менший за температурний перепад $T_{\Delta пр}$ в типовій будівлі. З отриманих результатів робимо висновок, що запропоновані природні екологічно-чисті матеріали, які були підібрані для проектування конструкції «зеленої» будівлі, значно кращі та ефективніші за звичайні будівельні матеріали.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. Для забезпечення енергоефективності «зелених» будівель були запропоновані конструктивні рішення критичних з точки зору тепловтрат вузлів сполучення конструктивних елементів будівлі.

2. Шляхом моделювання засобами програмного комплексу Elcut були отримані

схеми розподілу температур і теплового потоку в розглянутих вузлах сполучення конструкцій; а також значення теплового потоку, що проходить через вузлове з'єднання і температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішніх поверхонь огорожувальних конструкцій, а також визначено приведений опір теплопередачі $R_{\square np}$

3. Приведений опір теплопередачі конструкцій $R_{\square np}$ всіх розглянутих вузлів в 2 рази перевищує R_{qmin} . Умова щодо температурного перепаду між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції виконується. Значення температури внутрішньої поверхні в зонах теплопровідних включень в огорожувальних конструкціях T_{Bmin} для всіх розглянутих вузлів перевищує мінімально допустиме T_{min} . Таким чином, запропоновані конструктивні рішення вузлів сполучення для «зеленої» будівлі відповідають сучасним вимогам енергоефективності (стандарт активного будинку) та сталого розвитку за рахунок використання екологічно безпечних відновлюваних матеріалів рослинного походження.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Anon**, 2020 climate & energy package - European Commission. Available at: http://ec.europa.eu/clima/policies/strategies/2020/index_en.htm.
2. **Europe** / European Commission/ Belgium, Luxembourg: Publications Office of the European Union, Good practice in energy efficiency. *For a sustainable, safer and more competitive - 2017. - 52p.* <https://ec.europa.eu/energy/sites/ener/files/publication/version2-web.pdf>
3. **European Commission**, "Directive 2010/31/eu of the european parliament and of the council of 19 May 2010 on the energy performance of buildings (recast)", *Official Journal of the European Communities*, 2010. – 35 p. <http://eurlex.europa.eu/legalcontent/EN/TXT/PDF/?uri=CELEX:32010L0031&from=EN>

4. **Active house** – the specifications for residential buildings [Електроний ресурс]: <http://www.buildup.eu/en/node/44110>
5. **Ascione F.** et al. Concept, Design and Energy Performance of a Net Zero-Energy Building in Mediterranean Climate // *Procedia Engineering*. – 2016. – Т. 169. – С. 26-37.
6. **Тетиор А.Н.** Городская экология: учеб, пособие для студ. высш. учеб, заведений. 2008. [Електронний ресурс] - <http://uchebniki-besplatno.com/osnovi-ekologii-uchebnik/ekologichnyie-zdaniya-50916.html>.
7. **ДБН В.2.6-31:2016** «Теплова ізоляція будівель», К.: *Мінрегіонбуд України*, 2017. – 30 с.
8. **Elcut.** Комплекс программ для инженерного моделирования электромагнитных, тепловых и механических задач методом конечных элементов: https://elcut.ru/feat_r.htm.
9. **ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010.** Будівельна кліматологія – Київ: *Мінрегіонбуд України*, - 2011.-123 с.
10. **Косячевский Д., Бабенко М., Савицький М., Шмідт М., Перегінець І.** Основні параметри ізоляції для проектування БНЕБ з біоресурсних матеріалів / *Матеріалознавство, Машино-будування. Серія Створення високо-технологічних екокомплексів в Україні на основі концепції збалансованого (сталого) розвитку.* – Дніпро : ПДАБА, 2017. – Вип. №99. – С. 95 – 100.
Режим доступу: smt.pgasa.dp.ua/article/download/104986/100136

REFERENCES

1. **Anon**, 2020 climate & energy package - European Commission. Available at: http://ec.europa.eu/clima/policies/strategies/2020/index_en.htm.
2. **Europe** / European Commission/ Belgium, Luxembourg: Publications Office of the European Union, Good practice in energy efficiency. *For a sustainable, safer and more competitive Europe / European Commission/ Belgium, Luxembourg: Publications Office of the European Union, - 2017. - 52p.* <https://ec.europa.eu/energy/sites/ener/files/publication/version2-web.pdf>
3. **European Commission**, "Directive 2010/31/eu of the european parliament and of the council of 19 May 2010 on the energy performance of

buildings (recast)", *Official Journal of the European Communities*, 2010. – 35 p.
<http://eurlex.europa.eu/legalcontent/EN/TXT/PDF/?uri=CELEX:32010L0031&from=EN>

4. **Active house** – the specifications for residential buildings [Электронні ресурс]: <http://www.buildup.eu/en/node/44110>
5. **Ascione F.** et al. Concept, Design and Energy Performance of a Net Zero-Energy Building in Mediterranean Climate // *Procedia Engineering*. – 2016. – T. 169. – S. 26-37.
6. **Tetyor A.N.** Horodskaia ekolohyia: ycheb, posobye dlia stud. vyssh. ucheb, zavedenyi. 2008. [Электронні ресурс] – <http://uchebniki-besplatno.com/osnovi-ekologii-uchebnik/ekologichnyie-zdaniya-50916.html>.
7. **DBN V.2.6-31:2016** «Теплова ізоляція будівель», К.: *Minrehionbud Ukrainy*, 2017. – 30 s.
8. **Elcut.** Kompleks prohramm dlia inzhenerenoho modelyrovanyia elektromahnytnikh, teplovikh i mekhanycheskykh zadach metodom konechnikh elementov: https://elcut.ru/feat_r.htm.
9. **DSTU-N B V.1.1-27:2010.** Budivelna klimatolohiia – Kyiv: *Minrehionbud Ukrainy*, - 2011.-123 s.
10. **Kosiachevskyi Dmytro, Babenko Maryna, Savytskyi Mykola, Shmidt Maikl, Perehinets I. I.** Osnovni parametry izoliatsii dlia proektuvannia BNEB z bioresursnykh materialiv /Materialoznavstvo, Mashynobuduvannia. Seriia Stvorennia vysokotekhnolohichnykh ekokompleksiv v Ukraini na osnovi kontseptsii zbalansovanoho (staloho) rozvytku. – Dnipro : *PDABA*, 2017. – Вып. №99. – S. 95 – 100. *Rezhym dostupu:* smm.pgasa.dp.ua/article/download/104986/100136

Investigation of heat loss of nodal connections of structures of energy -efficient "green" buildings

Mark Berdnykov, Svetlana Shekhorkina, Marina Bordun

Summary. The construction industry is the main consumer of natural resources, characterized by significant consumption of non-renewable resources and the impact on environmental pollution. Up to 50% of carbon dioxide emissions are accounted for by the construction industry. In addition, the main feature of the traditional construction industry is the overuse of energy, which affects the process of global warming and climate change. Energy is consumed in the extraction of raw materials, production and transportation of materials, in the process of construction, operation, repair and liquidation of buildings. Awareness of global environmental problems has led to a rethinking of the process of design, construction, operation and disposal of buildings in the European Union, the United States, Canada and others and the emergence of the concept of sustainable development and "green" construction. In this aspect, the main criteria for designing buildings are to minimize the impact on the environment, as well as reduce energy costs, reduce waste and harmful emissions.

The solution of the above problems, taking into account national specifics, can be achieved by developing typical resource- and energy-efficient, cost-effective design solutions for load-bearing and enclosing elements and their joints using environmentally friendly materials of local origin (wood and materials based on it, clay materials, straw, reeds, etc.

Keywords. Energy efficiency; "green" buildings; design solutions; interconnection nodes.

Оцінка вогнестійкості залізобетонних колон уточненими розрахунковими методами

Євген Дмитренко¹, Тарас Донець², Катерина Одноліток³, Олег Фесенко⁴

^{1,3} Національний університет біоресурсів і природокористування України
15, вул. Героїв Оборони, Київ, Україна, 03041

^{2,4} Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»
5/2, вул. Преображенська, Київ, Україна, 03037

¹zdmitrenko26@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-9737-943X>

²donets@ndibk.gov.ua, <http://orcid.org/0000-0002-2203-5824>

³kateooo014@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-9302-5749>

⁴fesenko@ndibk.gov.ua, <http://orcid.org/0000-0001-8154-2239>

DOI: 10.32347/2522-4182.8.2021.82-96

Анотація. Стаття містить результати розрахунку на вогнестійкість залізобетонних колон уточненими методами.

Для колон, які випробовують без навантаження, визначають розподілення значень температури по перерізу та в арматурі. Вогнестійкість колон, які були випробувані без навантаження, визначають за даними вимірювань температури, розрахунковими методами, що відповідають вимогам ДБН В.1.1-7 і ДБН В.1.2-7.

Відповідно до основних положень табличного методу вогнестійкість залізобетонних колон визначається залежно від геометричних параметрів (розміри перерізу, відстань до осі арматури, коефіцієнт армування, довжина або висота елемента), рівня навантаження під час пожежі, умов нагрівання під час пожежі (кількість обігріваних сторін).

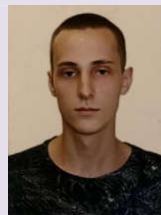
Аварійне розрахункове сполучення навантажень під час пожежі складається із характерних значень постійних та змінних тривалих навантажень, із урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n для класу наслідків (відповідальності) об'єкта (СС2) і типу розрахункової ситуації (аварійна).

Теплофізичний розрахунок колони було виконано за умов, що моделюють вогневий вплив пожежі, яка розвивається за стандартним температурним режимом. За таких умов прийнято, що колона зазнає вогневого впливу з чотирьох сторін протягом 120 хв, що відповідає нормованому класу вогнестійкості R 120.

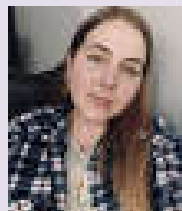
Тепловий стан колони було визначено із



Євген Дмитренко
старший викладач
Кафедри будівництва,
к.т.н.



Тарас Донець
інженер 3-ї категорії
сектору вогнестійкості
будівельних конструкцій



Катерина Одноліток
магістерка 2-року навчання



Олег Фесенко
завідувач сектору вогнестійкості
будівельних конструкцій,
к.т.н.

застосуванням нестационарних моделей, що враховують радіаційно-конвективний теплообмін у газовому середовищі від джерела теплового впливу до поверхні конструкцій, конвективний теплообмін у конструкції, радіаційно-конвективний теплообмін від конструкції у

навколишнє середовище. Залишкову несучу здатність залізобетонної колони після вогневого впливу пожежі було обчислено для її приведеного перерізу, який визначено за допомогою зонального методу згідно з положеннями ДСТУ-Н Б В.2.6-197 і ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2.

Межу вогнестійкості колон за ознакою втрати несучої здатності було визначено на підставі аналізу результатів теплофізичного і статичного розрахунку.

Ключові слова: вогнестійкість; колона; теплофізичний розрахунок; статичний розрахунок.

ВСТУП

Згідно з ДСТУ Б В.1.1-14 [1] для колон нормованим граничним станом з вогнестійкості є граничний стан за ознакою втрати несучої здатності (R).

Визначення межі вогнестійкості колон за ознакою втрати несучої здатності шляхом випробування часто є ускладненим через технічну неможливість прикладення навантаження.

Для колон, які випробовують без навантаження, необхідно отримати розподілення значень температури по перерізу та в арматурі. Вогнестійкість колон, які були випробувані без навантаження, визначають за даними вимірювань температури, розрахунковими методами, що відповідають вимогам ДБН В.1.1-7 і ДБН В.1.2-7 [2, 3].

У разі застосування методів розрахунку на вогнестійкість необхідно забезпечити належну точність і достовірність їх результатів [4-13].

У сучасних програмних комплексах на основі методу скінченних елементів, таких як Ansys Mechanical [14], ЛІРА-САПР [15], SCAD Office, Robot Structure та ін., реалізовані розрахункові методи оцінки вогнестійкості будівельних конструкцій.

Застосування програмних комплексів для оцінки вогнестійкості було розглянуто на прикладі розрахунку залізобетонних колон громадської будівлі.

Будівля шестиповерхова, прямокутна в плані розмірами в осях 16,75x32,66 м. Конструктивна схема будівлі – монолітний каркас із ядрами жорсткості у вигляді стін сходової клітки, та ліфтових шахт. Поздовжній крок колон 6,35, 6,0 та 7,0 м. Поперечний – 8,0 м та 6,15. Колони прямокутного і квадратного перерізу розмірами 400x600 мм та 400x400 мм.

Клас наслідків (відповідальності) будівлі – СС2 за ДБН В.1.2-14:2018 [16]. Ступінь вогнестійкості будівлі – II.

Розрахункова схема будівлі була розроблена у ПК ЛІРА-САПР. Апроксимація конструкцій будівлі була виконана стрижневими і пластинчастими скінченними елементами, див. рис. 1.

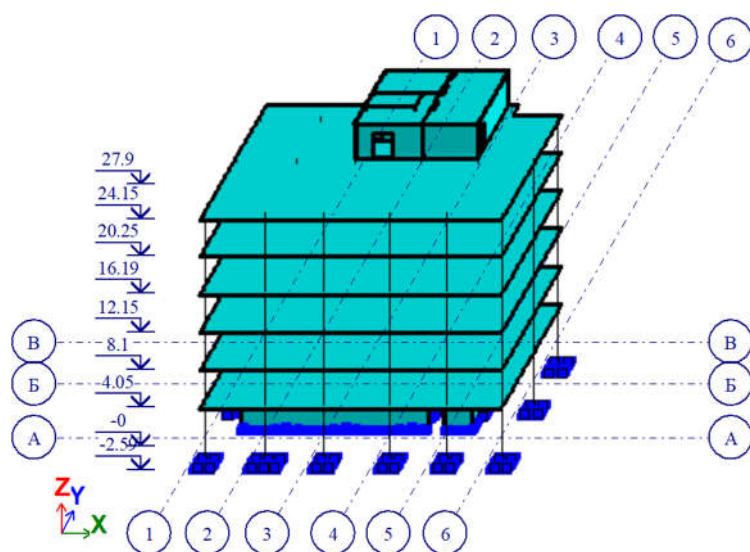


Рис. 1. Розрахункова схема будівлі
Fig. 1. Design scheme of the building

МЕТА І МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою дослідження є визначення межі вогнестійкості залізобетонних колон чисельними методами розрахунку.

Предметом дослідження є вогнестійкість залізобетонних колон за ознакою втрати несучої здатності (R).

Об'єктом дослідження є вогнестійкість позацентрово-стиснутих залізобетонних конструкцій.

Під час дослідження було вирішено такі задачі:

1) Аналіз розрахункових методів оцінки вогнестійкості будівельних конструкцій;

2) Встановлення нормативних вимог щодо вогнестійкості колон;

3) Визначення розподілу температури в перерізі залізобетонної колони внаслідок вогневого впливу за стандартним температурним режимом пожежі (теплофізичний розрахунок вогнестійкості);

4) Визначення залишкової несучої залізобетонної колони, що зазнала вогневого впливу за стандартним температурним режимом пожежі (статичний розрахунок вогнестійкості).

Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість виконують такими методами за ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 [17]:

- табличні дані;
- спрощені методи розрахунку;
- уточнені методи розрахунку.

ОЦІНКА ВОГНЕСТІЙКОСТІ КОЛОН ЗА ТАБЛИЧНИМИ ДАНИМИ

Відповідно до основних положень табличного методу вогнестійкість залізобетонних колон визначається залежно від геометричних параметрів (розміри перерізу, відстань до осі арматури, коефіцієнт армування, довжина або висота елемента), рівня навантаження під час пожежі, умов нагрівання під час пожежі (кількість обігріваних сторін).

Мінімальні значення розмірів поперечного перерізу та відстані до осі арматури колон, що необхідні для забезпечення їх нормованого класу вогнестійкості, наведені в таблиці 1 відповідно до вимог ДСТУ-Н Б В.2.6-197 [18].

Мінімальні значення ширини колони b_{min} та відстані до осі поздовжньої арматури a , що наведені в таблиці 1, чинні, зокрема, за таких умов:

- коефіцієнт зниження розрахункового рівня навантаження у разі пожежі – $\eta_{fi} \leq 0,7$;
- довжина колони – $l_{o,fi} = 0,5l \leq 4$ м;
- ступінь армування – $A_s / A_c < 0,04$.

Табл. 1 Мінімальні розміри та відстань до осі арматури колон
Table 1. Minimum column dimensions and axis distances for columns

Нормований клас вогнестійкості	Мінімальні розміри, мм		
	Ширина колони/ відстань до осі робочої арматури, b_{min}/a		
	$\mu_{fi}=0,2$	$\mu_{fi}=0,5$	$\mu_{fi}=0,7$
1	2	3	4
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**

** – мінімум 8 стрижнів

Для оцінки вогнестійкості табличним методом визначальним критерієм є коефіцієнт використання колон під час пожежі μ_{fi} :

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}, \quad (1)$$

де

$N_{Ed,fi}$ – розрахункове навантаження (зусилля) під час пожежі, кН;
 N_{Rd} – несуча здатність колони за нормальної температури, кН.

Зусилля в колонах від розрахункового сполучення навантажень у разі пожежі, $N_{Ed,fi}$, були визначені за результатами ста-

тичного розрахунку будівлі у програмному комплексі Лира-САПР 2020.

Аварійне розрахункове сполучення навантажень під час пожежі складалося із характеристичних значень постійних та змінних тривалих навантажень, із урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю $\gamma_n=0,975$ для класу наслідків (відповідальності) об'єкта (СС2) і типу розрахункової ситуації (аварійна). Схеми розподілу зусиль N (кН) в елементах колон будівлі від основного та аварійного

розрахункового сполучення навантажень наведені на рис. 2.

На підставі аналізу розрахункових зусиль в елементах колон будівлі було встановлено їх максимальні значення:

- для основного РСН – $N_{Ed}=4298,5$ кН (рис. 2а);
- для аварійного РСН – $N_{Ed,fi}=3132,0$ кН (рис. 2б).

Значення характеристик колон, що необхідні для розрахунку на вогнестійкість, наведені в таблиці 2.

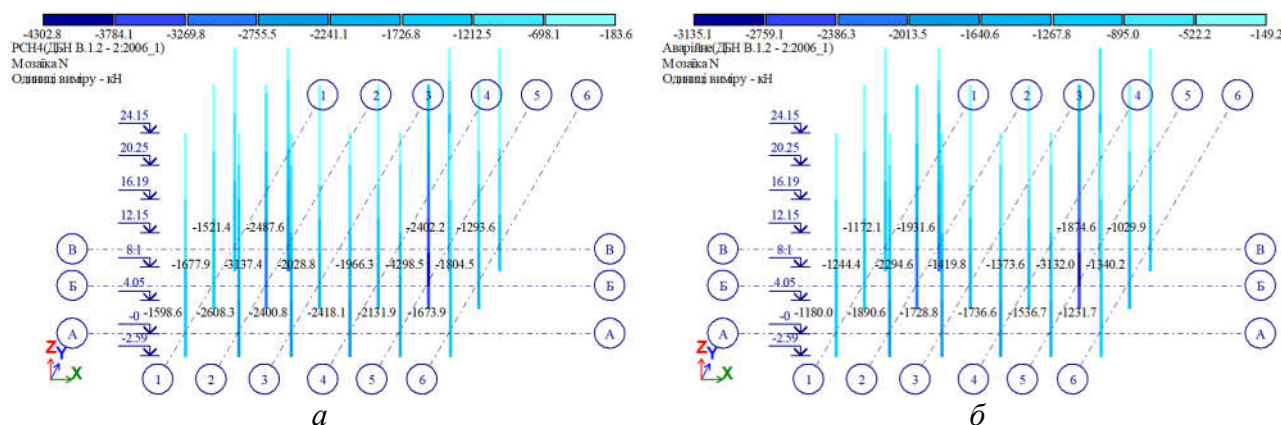


Рис.2. Зусилля N (кН) в елементах колон:
 а - основне розрахункове сполучення навантажень (РСН);
 б - аварійне розрахункове сполучення навантажень

Fig. 2. Internal forces N (kN) of column elements:
 а - the main design load combination;
 б - an accidental design load combination

Табл. 2 Характеристики колони для оцінки вогнестійкості
Table 2. Column characteristics for the fire resistance assessment

Позначення колони	Розміри перерізу, мм	Висота, мм	Клас бетону	Армування		Відстань до осі арматури, мм	Вогневий вплив, сторін
				Поздовжнє	Поперечне		
1	2	3	4	5	6	7	8
Км-2.1	400x600	3800	C25/30	6Ø20+6Ø16 A500C	Ø10 A240C	45	4

Розрахунок несучої здатності залізобетонних колон за нормальної температури, N_{Rd} , було виконано деформаційним методом відповідно до вимог ДБН В.2.6-98 [19] і ДСТУ Б В.2.6-156 [20], а також згідно з

рекомендаціями посібника до ДБН [21]. Напружено-деформований стан поперечного перерізу колон при позacentровому стиску було визначено для першої форми рівноваги перерізу за ДСТУ Б В.2.6-156 [20]:

$$\frac{bf_{cd}}{\chi} \sum_{k=1}^s \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0 \quad (2)$$

$$\frac{bf_{cd}}{\chi^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0 \quad (3)$$

За результатами розв'язання системи рівнянь (2) і (3) було побудовано діаграму «поздовжнє зусилля-деформація стиснутої грані» для поперечного перерізу залізобетонних колон. Найбільше значення нормальної сили на графіку відповідає несучій

здатності колони і становить $N_{Rd,1}=5445,8$ кН, див. рис. 3.

Коефіцієнт використання під час пожежі для колони становить:

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} = 3132,0 / 5445,8 = 0,575.$$

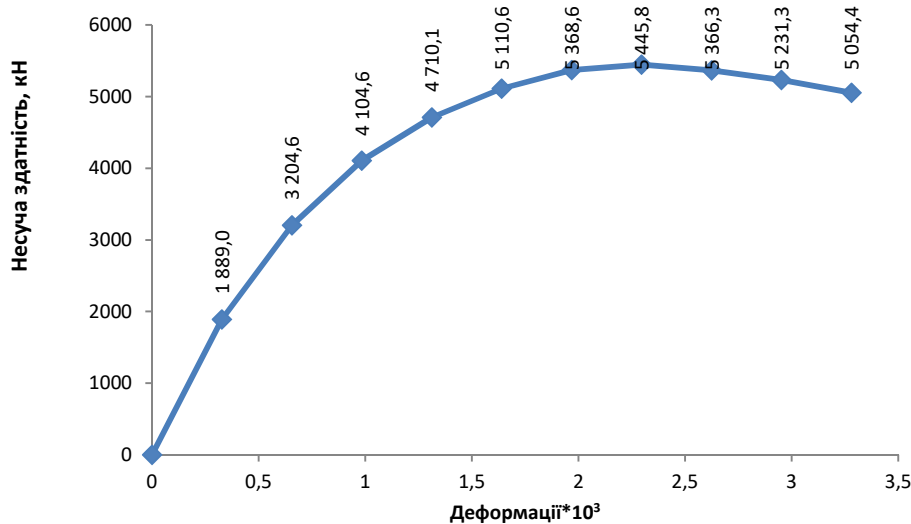


Рис. 3. Діаграма «стискальна сила-деформація» колони за нормальних температур

Fig. 3. Compressive force-strain relationship of column at normal temperature

Коефіцієнт зниження η_{fi} розрахункового рівня навантаження у разі пожежі для колони становить:

$$\eta_{fi} = E_{d,fi} / E_d = 3132,0 / 4298,5 = 0,73 > 0,7.$$

Довжина колони під час пожежі –

$$l_{o,fi} = 0,5l = 0,5 \cdot 4,05 = 2,025 < 4 \text{ м.}$$

Ступінь армування колони –

$$A_s / A_c = (1407 + 2199) / (400 \cdot 600) = 0,015 < 0,04.$$

Результати оцінки вогнестійкості колони зведено до таблиці 3.

Табл. 3. Результати оцінки вогнестійкості колони

Table 3. Results for fire resistance assessment

Колона	Довжина колони, м	Рівень навантаження η_{fi}	Ступінь армування	Коефіцієнт використання μ_{fi}	Ширина перерізу, мм	Відстань до осі, мм
1	2	3	4	5	6	7
КМ-2.1	2,025	0,73	0,015	0,575	400	45

За результатами аналізу табличних даних було встановлено, що значення Коефіцієнт зниження $\eta_{fi}=0,73$ розрахункового рівня навантаження у разі пожежі для колони перевищує допустиме значення 0,7.

Це не відповідає умовам застосування табличних даних для оцінки вогнестійкості колон.

Далі було виконано теплофізичний і статичний розрахунок колон на вогнестійкість.

РЕЗУЛЬТАТИ ТЕПЛОФІЗИЧНОГО РОЗРАХУНКУ

Теплофізичний розрахунок колони було виконано за умов, що моделюють вогневий вплив пожежі, яка розвивається за стандартним температурним режимом. За таких умов прийнято, що колона зазнає вогневого впливу з чотирьох сторін протягом 120 хв, що відповідає нормованому класу вогнестійкості R 120.

Тепловий стан колони було визначено із застосуванням нестационарних моделей, що враховують радіаційно-конвективний теплообмін у газовому середовищі від джерела теплового впливу до поверхні конструкції, конвективний теплообмін у конструкції, радіаційно-конвективний теплообмін від конструкції у навколишнє середовище [2, 3].

Розрахунок розподілу температури у перерізах колони, що зазнає вогневого впливу пожежі, було виконано за допомогою програмних комплексів Ansys Mechanical 2021 і Ліра-САПР 2020.

Розрахунок за допомогою ПК Ліра-САПР 2020 R3 було виконано із застосу-

ванням двох підходів: експрес-аналіз в режимі підбору арматури та динамічний розрахунок теплопровідності.

Сітка скінченних елементів у перерізі колони була прийнята розмірами 20x20 мм, як така що показала найкращу збіжність результатів розрахунку.

Суттєвою відмінністю у розрахунках є те, що у Ansys Mechanical 2021 R1 Academic були використані нелінійні залежності теплофізичних характеристик від підвищених температур, натомість у Ліра-САПР 2020 R3 використано значення теплофізичних характеристик при температурі в бетоні 300 °С.

Аналіз результатів теплофізичного розрахунку колони було виконано на підставі отриманих ізополів розподілу температури в колоні, графіків зміни температури в перерізі колони і в арматурі, які наведено на рис. 4-10.

Порівняльний аналіз результатів теплофізичних розрахунків колони при 120 хв вогневого впливу за стандартним температурним режимом пожежі, що були виконані у різних програмних комплексах, виконуємо щодо значень результатів за Ansys Mechanical 2021 R1 Academic, див. таблицю 4 і рис. 11.

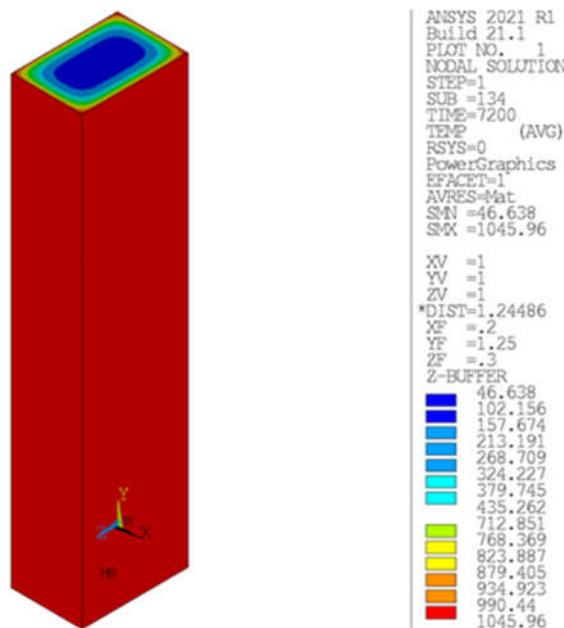


Рис. 4. Розподіл температури в колоні після 120 хв вогневого впливу пожежі (Ansys 2021)

Fig. 4. Thermal distribution in column after 120 min in fire exposure (Ansys 2021)

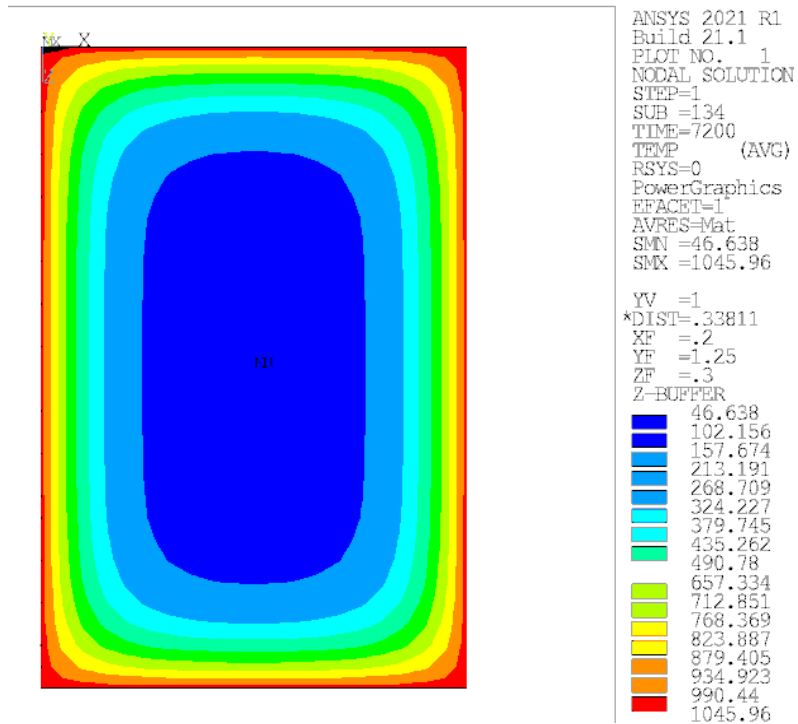


Рис. 5. Розподіл температури в перерізі колони після 120 хв вогневого впливу пожежі (Ansys)
Fig. 5. Cross-sectional temperature distribution in column after 120 min of fire exposure (Ansys)

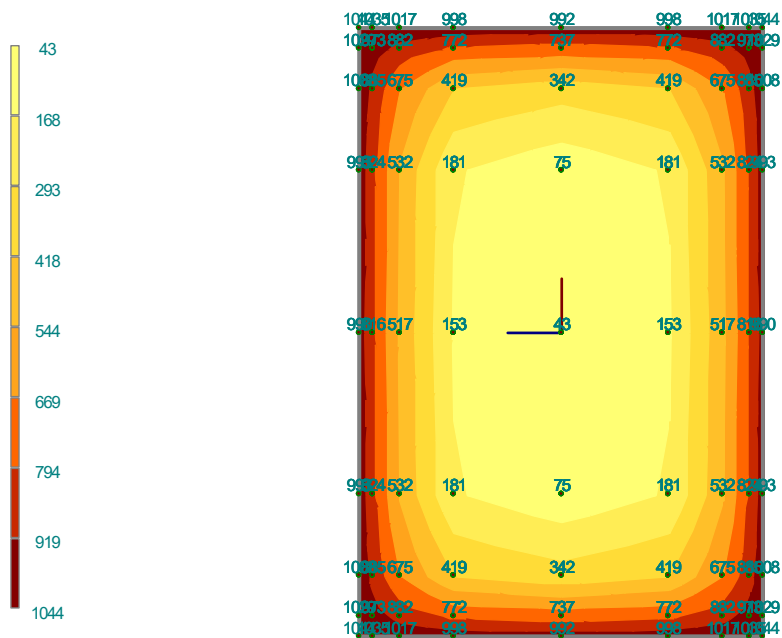


Рис. 6. Ізополя температури в перерізі колони (ПК Ліра-САПР 2020, експрес аналіз)
Fig. 6. Temperature isofields of column cross-section (SP LIRA-SAPR 2020, express analysis)

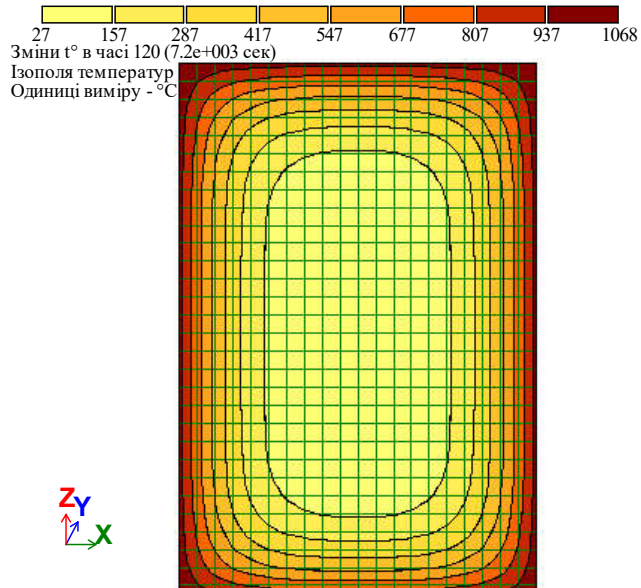


Рис. 7 Ізополя температури в перерізі колони (ПК Ліра-САПР, динамічний розрахунок)
Fig. 7. Thermal isofields for column cross-section (SP LIRA-SAPR, dynamic analysis)

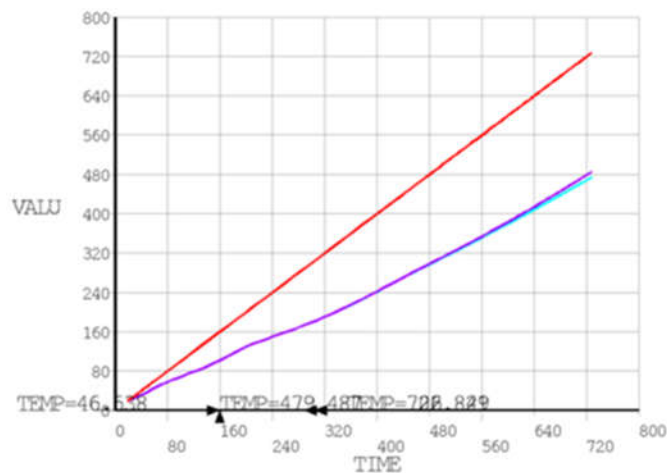


Рис. 8. Графіки зміни температури в арматурі колони (Ansys)
Fig. 8. The variation of column reinforcement temperature (Ansys)

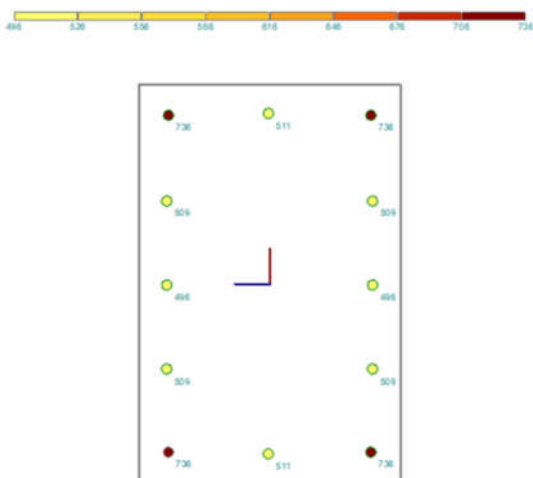


Рис. 9. Температура в арматурі колони (ПК Ліра-САПР 2020, експрес аналіз)

Fig. 9. Values of temperature in reinforcement of column (SP LIRA-SAPR 2020, express analysis)

Табл. 4. Результати теплофізичного розрахунку колони
Table 4. Comparison of thermal analysis results for RC column

Температура, °C	Значення параметру для різних програмних комплексів					
	Ansys Mechanical 2021 R1 Academic	Ліра-САПР 2020 R3				
		Експрес-аналіз	Похибка щодо Ansys, %	Динамічний розрахунок	Похибка щодо Ansys, %	Похибка щодо Ліра, %
1	2	3	4	5	6	7
Мінімальна в бетоні	46,6	43	7,7	27	42,1	37,2
Максимальна в бетоні	1046	1044	0,2	1068	-2,1	-2,3
Мінімальна в арматурі	474	496	-4,6	509	-7,4	-2,6
Максимальна в арматурі	726,8	736	-1,3	759	-4,4	-3,1

Найбільше відхилення значень температури зафіксована щодо мінімальної температури в ядрі перерізу колони і становить 37,2% та 42,1%. Однак, це значне відхилення не є суттєвим, оскільки значення температури не перевищують 100 °C і не спричи-

няють зниження міцності бетону колони. В цілому, сходиність результатів у різних програмних комплексах Ansys Mechanical 2021 R1 Academic і Ліра-САПР 2020 R3 є задовільною.

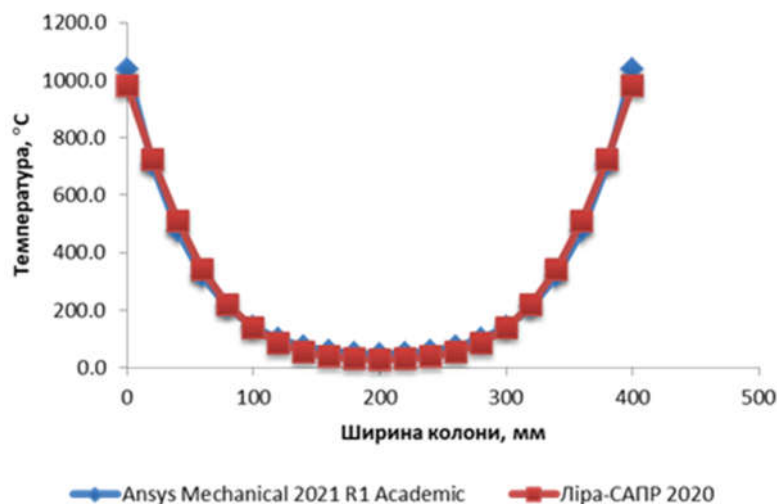


Рис. 10. Графіки розподілу температури по ширині перерізу колони

Fig. 10. Thermal distribution diagram for column cross-section

РЕЗУЛЬТАТИ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ

Залишкову несучу здатність залізобетонної колони після вогневого впливу пожежі було обчислено для її приведеного перерізу, який визначено за допомогою зонального методу згідно з положеннями ДСТУ-Н Б В.2.6-197 [18] і ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 [17].

Зональний метод розрахунку на вогнестійкість передбачає розділення половини перерізу колони на $n \geq 3$ паралельних зон однакової товщини, для яких визначається середня температура θ_m і відповідна середня міцність бетону на стиск $f_{cd,(\theta)}$ [17, 18].

Пошкоджений внаслідок пожежі поперечний переріз колони було представлено приведеним (зменшеним) поперечним перерізом. Зменшення поперечного пере-

різу колони базується на визначенні товщини a_{z1} пошкодженої зони обігріваних поверхонь.

Ширину пошкодженої зони a_{z1} перерізу колони було визначено в такій послідовності:

а) половину перерізу колон розділено на $n=10$ паралельних зон однакової товщини;

б) значення середньої температури бетону $\theta_{c,(i)}$ для кожної зони перерізу колони було отримано за результатами теплофізичного розрахунку, див. рис. 11;

в) коефіцієнти зниження міцності бетону на стиск $k_c(\theta_i)$ для відповідної температури було визначено згідно з ДСТУ-Н Б В.2.6-197 [18] за допомогою графіка зниження характеристичної міцності бетону від температури, див. рис. 12.

Значення середньої температури бетону, °С, і відповідні коефіцієнти зниження

міцності бетону на стиск $k_{c,(\theta_i)}$ наведено в таблиці 5.

г) середній коефіцієнт зниження міцності бетону, що враховує зміну температури кожної зони перерізу, було визначено за формулою:

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \cdot \sum_{i=1}^n k_{c,(\theta_i)} = 0,8. \quad (4)$$

Ширину пошкодженої зони перерізу колон a_{z1} було розраховано за формулою:

$$a_{z1} = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_{c,(\theta_M)}} \right)^{1,3} \right] = 50,36 \text{ мм}, \quad (5)$$

де

$w=200$ мм – половина ширини перерізу колони, мм;

$k_{c,(\theta_M)} = 1,00$ – коефіцієнт зниження міцності бетону на стиск у точці М на осі симетрії перерізу колони.

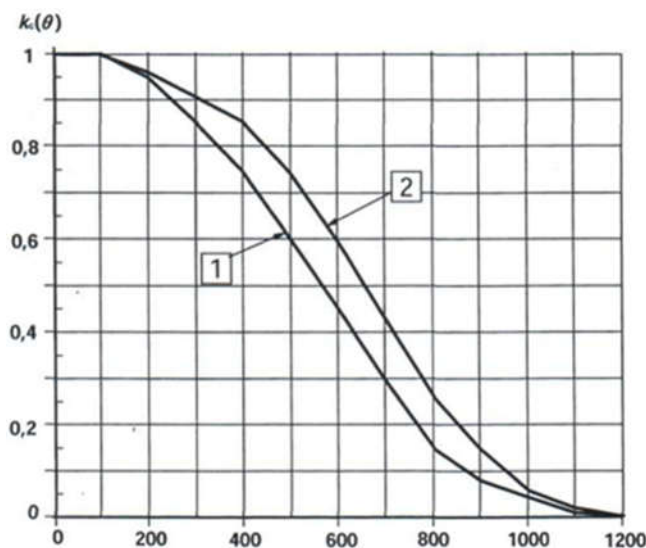


Рис. 11. Коефіцієнт зниження характеристичної міцності бетону

Fig. 11. Coefficient $k_c(\theta)$ allowing for decrease of characteristic strength f_{ck} of concrete

Табл. 5. Середня температура в паралельних зонах перерізу колон

Table 5. Average temperature of column cross-sectional parallel zones

Позначення	Значення температури, °С, і коефіцієнтів зниження $k_c(\theta_i)$ міцності бетону											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	М	
Колона	$\theta_{c,(i)}$	871,1	588,4	396,6	265,9	176,5	119,6	86,6	66,59	54,21	48,29	46,9
Км-2.1	$k_{c,(i)}$	0,1	0,467	0,753	0,884	0,962	0,99	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Розміри поперечного перерізу колон було зменшено на величину a_{z1} із тих сторін, що зазнали вогневого впливу внаслідок пожежі. Розрахункові значення ширини і висоти перерізу колони становлять:

$$b_{fi} = b - 2 \cdot a_{z1} = 400 - 2 \cdot 50,4 = 299,2 \text{ мм},$$

$$h_{fi,ich} = h - 2 \cdot a_{z1} = 600 - 2 \cdot 50,4 = 499,2 \text{ мм}.$$

Міцність бетону та арматури колони було прийнято з урахуванням їх зниження внаслідок вогневого впливу пожежі.

Температура в арматурі колони визначена за теплофізичним розрахунком, див. рис. 8. Значення температури, коефіцієнти зниження та міцність арматури наведені в таблиці 6; графіки зниження міцності арматури наведені на рис. 13

Табл. 6. Значення характеристик арматури колони за підвищених температур
Table 6. Values for the parameters of the reinforcing steel at elevated temperatures

Позначення характеристики	Кутові стрижні	Стрижні біля короткої сторони	Стрижні біля довгої сторони	
1	2	3	4	5
$\theta_s, \text{°C}$	736	511	509	496
$k_{s,(\theta)}$	0,093	0,544	0,549	0,575
$f_{sd,fi(\theta_m)}, \text{МПа}$	46,4	272,1	274,4	287,6

Зменшену міцність арматури колони було обчислено за формулою:

$$f_{sd,fi(\theta_m)} = k_{s,(\theta)} \times f_{sd}, \quad (6)$$

θ – температура i -того стрижня;
 $k_{s,(\theta_i)}$ – коефіцієнт зниження міцності i -го стрижня;
 f_{sd} – розрахункова міцність арматури за нормальних температур.

де

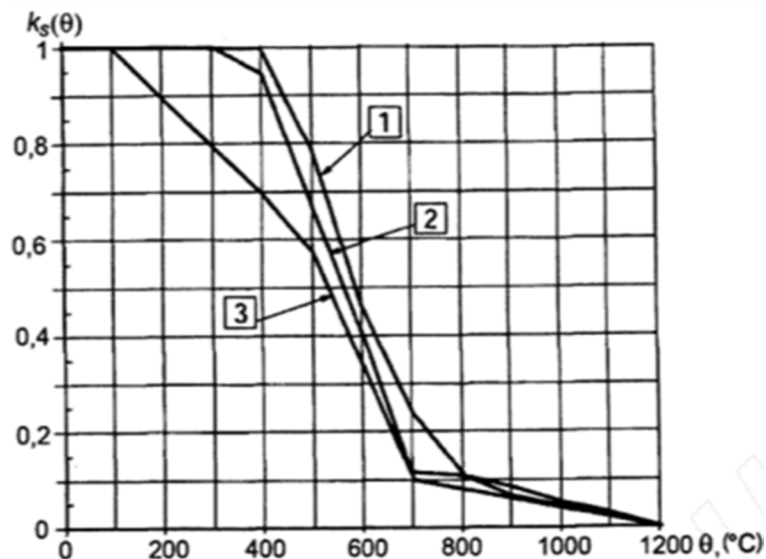


Рис. 12. Коефіцієнт зниження характеристичного опору f_{yk} розтягнутої та стиснутої арматури (значення класу N)

Fig. 12. Coefficient allowing for decrease of characteristic strength f_{yk} of tension and compression reinforcement (Class N)

Залишкову несучу здатність приведенного перерізу колони за нормальних температур при стиску було визначено деформаційним методом для 1-ї форми рівноваги перерізу згідно з ДСТУ Б В.2.6-156 [20].

За результатами розв'язання системи рівнянь (2) і (3) було побудовано графік «подовжня сила-деформація стиснутої грані» (рис. 14) для приведенного перерізу колони. Найбільше значення нормальної сили на

графіку відповідає несучій здатності колони під час пожежі $N_{u,fi}$.

Значення залишкової несучої здатності колони Км-2.1 становить $N_{u,fi} = 3802,8$ кН і перевищує розрахункове зусилля в колоні $N_{Ed,fi} = 3132$ кН від аварійного РСН (рис. 4). Таким чином, несуча здатність колони після 120 хв вогневого впливу за стандартним температурним режимом пожежі забезпечена.

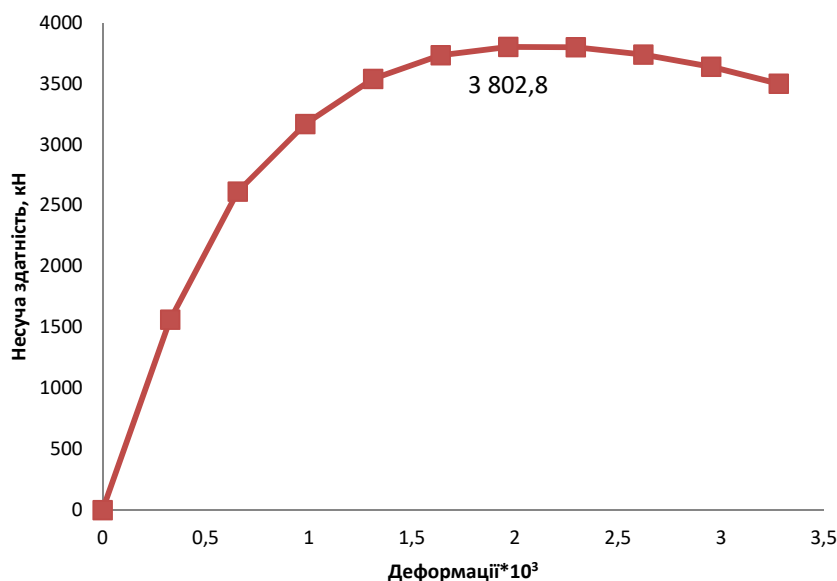


Рис. 13. Діаграма «стискальна сила-деформація стиснутої грані» колони після 120 хв вогневого впливу пожежі

Fig. 13. Compressive force-strain relationship of column after 120 minutes in fire exposure

На підставі аналізу результатів теплофізичного і статичного розрахунку було встановлено, що межа вогнестійкості колон за ознакою втрати несучої здатності R становить щонайменше 120 хв. Нормований клас вогнестійкості $R120$ для колон будівлі забезпечено.

ВИСНОВКИ

За результатами оцінки вогнестійкості залізобетонних колон розрахунковими методами було зроблено такі висновки:

1. Коефіцієнт зниження розрахункового рівня навантаження у разі пожежі для найбільш навантаженої колони будівлі становить $\eta_{fi}=0,73$, що перевищує допустиме зна-

чення 0,7. Це не відповідає умовам застосування табличних даних для оцінки вогнестійкості колон.

2. Порівняльний аналіз результатів теплофізичних розрахунків колони при 120 хв вогневого впливу за стандартним температурним режимом пожежі, що були виконані програмних комплексах Ansys Mechanical 2021 R1 Academic і Ліра-САПР 2020 R3, показав їх задовільну збіжність.

3. Статичний розрахунок приведенного перерізу колони, пошкодженого внаслідок вогневого впливу тривалістю 120 хв за стандартним температурним режимом пожежі, виконано деформаційним методом за ДБН

В.2.6-98:2009. Несуча здатність залізобетонної колони забезпечена.

4. На підставі аналізу результатів теплофізичного і статичного розрахунку було встановлено, що межа вогнестійкості колон за ознакою втрати несучої здатності R перевищує 120 хв. Нормований клас вогнестійкості R120 для колон будівлі забезпечено.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ Б В.1.1-14:2007. Захист від пожежі. Колони. Метод випробування на вогнестійкість (EN 1365-4:1999, NEQ): чинний від 2008-01-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2007 – 12 с. (Національний стандарт України).
2. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: – чинні від 2017-06-01. – К.: Мінрегіон України, 2017. – 47 с. – (Державні будівельні норми)
3. ДБН В.1.2-7:2008. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека: – чинні з 2008-10-01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2008 – 30 с. – (Державні будівельні норми)
4. Немчинов Ю.І., Поклонський В.Г., Коник Х.З., Рясюк Р.В., Фесенко О.А. Дослідження вогнестійкості будівельних конструкцій. *Наука та будівництво. К., ДП НДІБК. 2014. №2. С.11 – 16*
5. Поклонський В.Г., Фесенко О.А., Тарасюк В.Г., Немчинов Ю.І., Байтала Х.З. і ін. Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 2. Практичний посібник. Київ: *Інтертехнологія, 2016. - 83 с.*
6. Колякова В.М., Божинський М.О., Фесенко О.А. Розподіл температури в перерізі залізобетонної плити. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Луцьк: ЛНТУ. 2016. №5.- С.232-239*
7. Барашиков А.Я., Колякова В.М., Халік Н. Теплотехнічні властивості бетону. *Зб. наук. праць. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, Рівне: НУВГП. 2008. С. 3-7*
8. Колякова В.М., Божинський М.О. Розрахунково-теоретичні дослідження розподілу температури в перерізі залізобетонної конструкції східчастих складок. *Будівельні конструкції. Теорія і практика, Вип. № 1 (2017). С. 149-157.*

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.149-157>

9. Поклонський В.Г., Фесенко О.А., Байтала Х.З., Круковський П.В., Новак С.В. Розрахункові методи оцінки вогнестійкості будівельних конструкцій за Єврокодами. *Будівельні конструкції. К., ДП НДІБК. 2016. Вип. 83 (2).-С. 380-389*
10. Бакін П.І., Немчинов Ю.І., Поклонський В.Г., Рясюк Р.В., Тарасюк В.Г., Фесенко О.А. Визначення вогнестійкості будівельних конструкцій розрахунковими методами відповідно до стандартів, що впроваджують Єврокоди. *Світ геотехніки. Вип. 1. 2011. – С. 12-15*
11. Байтала Х.З., Бакін П.І., Донець Т.П., Фесенко О.А. Практична реалізація уточнених методів розрахунку будівельних конструкцій на вогнестійкість. *Збірник тез доповідей II Міжнародної науково-практичної конференції «Агроінженерія: сучасні проблеми та перспективи розвитку», присвячена 90-й річниці з дня заснування механіко-технологічного факультету НУБіП України. К., НУБіП України. 2019. С.238-240*
12. Фомін С.Л., Поклонський В.Г. Вогнестійкість залізобетонних конструкцій при проектуванні за національними стандартами, гармонізованими з Єврокодами. *Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). К., ДП НДІБК, 2011. Вип. 74: в 2-х кн.: Книга 1. — С. 68-88*
13. Фомін С.Л. Огнестойкость статически неопределимых железобетонных конструкций. *Макіївка: Вестник ДонГАСА: Сучасні будівельні конструкції і матеріали. 2006. Вып. 2006-5(61) – С. 66-70*
14. Калінін Є.І. Основи роботи в скінченно-елементному програмному комплексі ANSYS. Конспект лекцій. Частина 2. *Харків: Видавництво ХНАДУ, 2013. – 135 с.*
15. Водопьянов Р.Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е., Ромашкина М.А. Программный комплекс ЛИРА-САПР. Руководство пользователя. Обучающие примеры. *Под редакцией академика РААСН Городецкого А.С. Электронное издание. 2017. – 535 с.*
16. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – чинні від 2019-01-01. – Київ: Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми)
17. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій.

- Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість. (EN 1992-1-2:2004, IDT) – Чинний від 2014-07-01 – К.: *Мінрегіон України*, 2013. – 135 с. – (Національний стандарт України)
18. **ДСТУ-Н Б В.2.6-197:2014**. Настанова з проектування залізобетонних колон. Розрахунок на вогнестійкість. – Чинний з 2015-07-01. – К.: *Мінрегіонбуд України*, 2015. – 42 с. – (Національний стандарт України)
19. **ДБН В.2.6-98:2009**. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. - чинні від 2011-06-01. – Київ: *Мінрегіонбуд України*, 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми)
20. **ДСТУ Б В.2.6-156:2010**. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Чинний з 2011-06-01. – Київ: *Мінрегіонбуд України*, 2011. – 118 с. (Національний стандарт України)
21. **Бабасєв В.М., Бамбура А.М., Пустовойтова О.М. та ін.** Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2). За заг. ред. В.С. Шмуклера. *Харків: Золоті сторінки*. 2015 — 208 с.

REFERENCES

1. **DSTU B V.1.1-14:2007**. Zakhyst vid pozhezhni. Kolony. Metod vyprovuvannia na vohnestiikist (EN 1365-4:1999, NEQ): chynnyi vid 2008-01-01. – К.: *Minrehionbud Ukrainy*, 2007 – 12 s. (*Natsionalnyi standart Ukrainy*) (in Ukrainian)
2. **DBN V.1.1-7:2016**. Pozhezhna bezpeka ob'ektiv budivnytstva. Zahalni vymohy: – chynni vid 2017-06-01. – К.: *Minrehion Ukrainy*, 2017. – 47 s. – (*Derzhavni budivelni normy*) (in Ukrainian)
3. **DBN V.1.2-7:2008**. Osnovni vymohy do budivel i sporud. Pozhezhna bezpeka: – chynni z 2008-10-01. – Kyiv: *Minrehionbud Ukrainy*, 2008 – 30 s. – (*Derzhavni budivelni normy*) (in Ukrainian)
4. **Nemchynov Yu.I., Poklonskyi V.H., Konyk Kh.Z., Rasiuk R.V., Fesenko O.A.** Doslidzhennia vohnestiikosti budivelnykh konstrukttsii. Nauka ta budivnytstvo. K., *DP NDIBK*. 2014. №2. S.11 – 16 (in Ukrainian)
5. **Poklonskyi V.H., Fesenko O.A., Tarasiuk V.H., Nemchynov Yu.I., Baitala Kh.Z. i in.** Rozrakhunok zalizobeton-nykh konstrukttsii na vohnestiikist vidpovid-no do Yevrokodu 2. *Praktychnyi posibnyk*. Kyiv: *Intertekhnolohiia*, 2016. - 83 s. (in Ukrainian)
6. **Koliakova V.M., Bozhynskyi M.O., Fesenko O.A.** Rozpodil temperatury v pererizi zalizobetonnoi plyty. *Suchasni tekhnolohii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi*. Lutsk: *LNTU*. 2016. №5. S.232-239 (in Ukrainian)
7. **Barashykov A.Ia., Koliakova V.M., Khalik N.** Teplotekhnichni vlastyvosti betonu. *Zb. nauk. prats. Resursoekonomni materialy, konstrukttsii, budivli ta sporudy*, Rivne: *NUVHP*. 2008. S. 3-7 (in Ukrainian)
8. **Koliakova V.M., Bozhynskyi M.O.** Rozrakhunkovo-teoretychni doslidzhennia rozpodilu temperatury v pererizi zalizobetonnoi konstrukttsii skhidchastykh skladok. *Budivelni konstrukttsii. Teoriia i praktyka*, Vyp. № 1 (2017). S. 149-157. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.149-157> (in Ukrainian)
9. **Poklonskyi V.H., Fesenko O.A., Baitala Kh.Z., Krukovskyi P.H., Novak S.V.** Rozrakhunkovi metody otsinky vohnestiikosti budivelnykh konstrukttsii za Yevrokodamy. *Budivelni konstrukttsii*. K., *DP NDIBK*. 2016. Vyp. 83 (2).-S. 380-389 (in Ukrainian)
10. **Bakin P.I., Nemchynov Yu.I., Poklonskyi V.H., Rasiuk R.V., Tarasiuk V.H., Fesenko O.A.** Vyznachennia vohnestiikosti budivelnykh konstrukttsii rozrakhunkovymy metodamy vidpovidno do standartiv, shcho vprovadzhuut Yevrokody. *Svit heotekhniky*. Vyp. 1. 2011. – S. 12-15 (in Ukrainian)
11. **Baitala Kh.Z., Bakin P.I., Donets T.P., Fesenko O.A.** Praktychna realizatsiia utochnenykh metodiv rozrakhunku budivelnykh konstrukttsii na vohnestiikist. *Zbirnyk tez dopovidei II Mizhnarodnoi naukovo-praktychnoi konferentsii «Ahroinzheneriia: suchasni problemy ta perspektyvy rozvytku»*, prysviachena 90-y richnytsi z dnia zasnuvannia mekhaniko-tekhnolohichnoho fakultetu *NUBiP Ukrainy*. K., *NUBiP Ukrainy*. 2019. S.238-240 (in Ukrainian)
12. **Fomin S.L., Poklonskyi V.H.** Vohnestiikist zalizobetonnykh konstrukttsii pry proektuvanni za natsionalnymy standartamy, harmonizovanymy z Evrokodamy. *Budivelni konstrukttsii: Mizhvidomchyi naukovo-tekhnichniy zbirnyk naukovykh prats (budivnytstvo)*. K., *DP NDIBK*, 2011. Vyp. 74: v 2-kh kn.: *Knyha 1.* — S. 68-88 (in Ukrainian)
13. **Fomyn S.L.** Ohnestoikost statychesky neopredelymykh zhelezobetonnykh konstrukttsiyi. *Makiivka: Vestnyk DonHASA: Suchasni budivelni konstrukttsii i materialy*. 2006. Vyp.

2006-5(61) – S. 66-70 (in Russian)

14. **Kalinin Ye.I.** Osnovy roboty v skinchenno-elementnomu prohrannomu kompleksi ANSYS. *Konspekt leksii. Chastyna 2. Kharkiv: Vydavnytstvo KhNADU, 2013. 135 s. (in Ukrainian)*
15. **Vodopianov R.Iu., Tytok V.P., Artamonova A.E., Romashkyna M.A.** Prohrannnyi kompleks LYRA-SAPR. *Rukovodstvo polzovatelia. Obuchaiushchye prymeri. Pod redaktsiyei akademika RAASN Horodetskoho A.S. Elektronnoe yzdanye. 2017. – 535 s. (in Ukrainian)*
16. **DBN V.1.2-14:2018.** Zahalni pryntsyupy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud. – chynni vid 2019-01-01. – Kyiv: *Minrehion Ukrainy, 2018. – 36 s. – (Derzhavni budivelni normy) (in Ukrainian)*
17. **DSTU-N B EN 1992-1-2:2012.** Yevrokod 2. Proektuvannia zalizobetonnykh konstruksii. Chastyna 1-2. Zahalni polozhennia. Rozrakhunok konstruksii na vohnestiikist. (EN 1992-1-2:2004, IDT) – *Chynnyi vid 2014-07-01 – K.: Minrehion Ukrainy, 2013. – 135 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy) (in Ukrainian)*
18. **DSTU-N B V.2.6-197:2014.** Nastanova z proektuvannia zalizobetonnykh kolon. Rozrakhunok na vohnestiikist. – Chynnyi z 2015-07-01. – K.: *Minherionbud Ukrainy, 2015. – 42 s. – (Natsionalnyi standart Ukrainy) (in Ukrainian)*
19. **DBN V.2.6-98:2009.** Betonni ta zalizobetonni konstruksii. Osnovni polozhennia. - chynni vid 2011-06-01. – Kyiv: *Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 71 s. – (Derzhavni budivelni normy) (in Ukrainian)*
20. **DSTU B V.2.6-156:2010.** Konstruksii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruksii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannia. – *Chynnyi z 2011-06-01. – Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 118 s. (Natsionalnyi standart Ukrainy) (in Ukrainian)*
21. **Babaiev V.M., Bambura A.M., Pustovoitova O.M. ta in.** Praktychni rozrakhunok elementiv zalizobetonnykh konstruksii za DBN V.2.6-98:2009 u porivnianni z rozrakhunkamy za SNyP 2.03.01-84* i EN 1992-1-1 (*Eurocode 2*). *Za zah. red. V.S. Shmuklera. Kharkiv: Zoloti storinky. 2015 – 208 s. (in Ukrainian)*

Fire resistance assessment of RC columns with advanced calculation methods

Yevhen Dmytrenko, Taras Donets, Kateryna Odnolitok, Oleg Fesenko

Summary This paper contains the results of fire resistance calculation of reinforced concrete columns with advanced calculation methods.

For columns that are tested unloaded, determine the cross-sectional temperature distribution and values of temperature in reinforcement. The fire resistance of columns that have been tested without load is determined according to temperature measurements, with calculation methods according to the requirements of DBN B.1.1-7 and DBN B.1.2-7.

According to the tabulated method, the fire resistance of reinforced concrete columns is determined by geometric parameters such as cross-section width, axis distance of the reinforcement, amount of reinforcement, length or height of the element, load level during the fire exposure, heating conditions during the fire exposure (number of fire exposed sides).

Accidental combination of actions during the fire situation consists of characteristic values of permanent and variable long-term actions taking into account the safety factor for the consequence class of the object (CC2) and the type of design situation (accidental).

Thermal analysis of the column was performed under conditions of the standard fire exposure. In such conditions it was assumed that the column is exposed to fire with four sides for 120 minutes that corresponds to the required fire resistance class R120.

The thermal state of the column was determined using transient thermal models that take into account radiation-convective heat transfer in the ambient from the heat source to the structural surface, convective heat transfer in the structure, radiation-convective heat exchange from the structure to the ambient environment.

The residual load-bearing capacity of the reinforced concrete column after the fire exposure was calculated with the reduced cross-section determined using zone method in accordance with the requirements of DSTU-N B B.2.6-197 and DSTU-N B EN 1992-1-2.

The fire resistance period of columns for the load-bearing criterion was determined on the basis of the results of of thermal and static analysis.

Keywords. Fire resistance; column; thermal analysis; static analysis.

Особливості виведення формул для обчислення вузлових реакцій і коефіцієнтів матриці жорсткості скінченого елемента з усередненими механічними і геометричними параметрами

Юрій Максим'юк¹, Андрій Козак², Іван Мартинюк³, Олександр Максим'юк⁴

^{1,2,3,4}Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹maksymiuk.iuv@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-5814-6227>

²kozak.aa@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-3192-1430>

³ivan.martinyuk@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-7957-2068>

⁴sashamaksymiuk@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-2367-3086>

DOI: 10.32347/2522-4182.8.2021.97-108

Анотація. В даний час для розрахунку просторових конструкцій найбільш широко застосовується метод скінчених елементів, значні успіхи в розвитку, якого пов'язані з працями вітчизняних і зарубіжних вчених. В українських публікаціях розглянуті проблеми теоретичного обґрунтування методу скінчених елементів і його зв'язку з іншими методами, вивчені конкретні типи скінчених елементів і їх застосування до різних завдань механіки суцільного середовища. Велику увагу приділено вибору відповідної форми скінченого елемента, виду і ступеня апроксимуючих функцій, а також розробці методики виведення матриць жорсткості.

Дослідження призматичних тіл з постійними вздовж однієї з координат механічними і геометричними параметрами найбільш доцільно проводити на основі напіваналітичного методу скінчених елементів. Суть його полягає в поєднанні скінчено елемента дискретизації і розкладанні переміщень в характерному напрямку по системі тригонометричних координатних функцій.

Проведений аналіз літературних джерел показує, що питання, пов'язані із застосуванням напіваналітичного методу скінчених елементів до розрахунку тонкостінних призматичних тіл, в пружно-пластичній, а масивних навіть в пружній постановках, не знайшло належного відображення. Крім того відсутні публікації з даного напрямку, присвячені розробці універсальних призматичних скінчених елементів, що дозволяють досліджувати масивні, тонкостінні і комбіновані конструкції. Напрямок даного дос-



Максим'юк Юрій
професор кафедри будівельної механіки
Д.т.н., професор.



Козак Андрій
доцент кафедри будівельної механіки
К.т.н.



Мартинюк Іван
докторант кафедри будівельної механіки
К.т.н.



Максим'юк Олександр
аспірант КНУБА

лідження полягає в створенні на основі напіваналітичного методу скінчених елементів ефективного апарату чисельного аналізу напружено-деформованого стану масивних і тонкостінних довільно навантажених властивостей матеріалу і вирішення на цій основі ряду нових практично важливих задач.

Тому в даній роботі на основі моментної схеми скінчених елементів виведені формули обчислення вузлових реакцій і коефіцієнтів матриці жорсткості скінченого елемента з усередненими механічними і геометричними параметрами для дослідження масивних, тонкостінних і комбінованих конструкцій.

Ключові слова. Метод скінчених елементів (МСЕ); напіваналітичний метод скінчених елементів (НМСЕ); призматичний скінчений елемент (СЕ2); масивні; тонкостінні призматичні тіла; вектор вузлових реакцій; коефіцієнти матриці жорсткості.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Значна кількість досліджень, пов'язаних з розробкою і застосуванням НМСЕ, як правило, використовуються співвідношення тонких оболонок. Розглянуто різні питання, пов'язані з урахуванням локальних впливів, розрахунком розгалужених і складових систем, визначенням напружено-деформованого стану ребристих оболонок змінної товщини при термосиловому навантаженні, орієнтацією набору конструктивно-анізотропної оболонки.

У роботах, що відображають застосування напіваналітичного методу скінчених елементів до розрахунку тіл обертання, використані трикутні СЕ з лінійним і квадратичним розподілом переміщень, прямокутні чотирьохвузлові і чотирикутні криволінійні восьмивузлові. Достовірність отриманих на їх основі результатів підтверджена розв'язанням контрольних прикладів. Розв'язані також конкретні завдання при

пружному і пружно-пластичному деформуванні ряду об'єктів.

Різні аспекти розробки і застосування підходу, заснованого на використанні універсального скінченого елемента, що дозволяє досліджувати в пружній і пружно-пластичній постановці масивні і тонкостінні не вісесиметричні навантажені силовими і температурними впливами тіла обертання. Основні принципи узагальнення даної модифікації НМСЕ на розв'язання задач пружного і пластичного деформування циклічних об'єктів зі змінними по окружній координаті механічними і геометричними параметрами, присвячені реалізації цих принципів стосовно зазначеного класу об'єктів.

Присвячене дослідженню тіл обертання на основі НМСЕ, як системи координатних функцій використані ряди Фур'є. В якості системи координатних функцій при дослідженні призматичних тонкостінних конструкцій, як правило, застосовуються ряди Фур'є і блочні функції [1, 2, 3, 8, 9].

ФОРМУЛИ ДЛЯ ОБЧИСЛЕННЯ ВУЗЛОВИХ РЕАКЦІЙ І КОЕФІЦІЄНТІВ МАТРИЦІ ЖОРСТКОСТІ СКІНЧЕНОГО ЕЛЕМЕНТА З УСЕРЕДНЕНИМИ МЕХАНІЧНИМИ І ГЕОМЕТРИЧНИМИ

Приймемо, що компоненти тензора пружних постійних і визначник матриці, складеної з компонент метричного тензора, незначно змінюються в межах поперечного перерізу скінченого елемента і рівні їх значенням в центрі представлені на рис. 1

$$C^{ilk\ell} = C^{ilk\ell} = C^{ilk\ell} \Big|_{x^\alpha=0}, \mathbf{g} = \mathbf{g} = \mathbf{g} \Big|_{x^\alpha=0} \quad (1)$$

Запишемо для деякої компоненти тензора напружень, наприклад σ^{11} , закон Гука, представляючи деформації відрізком ряду Маклорена відповідно [10]:

$$\begin{aligned} \sigma^{11} = & C^{1111} \left(\varepsilon_{11}^0 + \varepsilon_{11,2}^0 X^2 \right) + 2 C^{1112} \varepsilon_{12}^0 + \\ & + C^{1122} \left(\varepsilon_{22}^0 + \varepsilon_{22,1}^0 X^1 \right) + 2 C^{1113} \left(\varepsilon_{13}^0 + \varepsilon_{13,2}^0 X^2 \right) + \\ & + 2 C^{1123} \left(\varepsilon_{23}^0 + \varepsilon_{23,1}^0 X^1 \right) + \\ & + C^{1133} \left(\varepsilon_{33}^0 + \varepsilon_{33,1}^0 X^1 + \varepsilon_{33,2}^0 X^2 \right) \end{aligned} \quad (2)$$

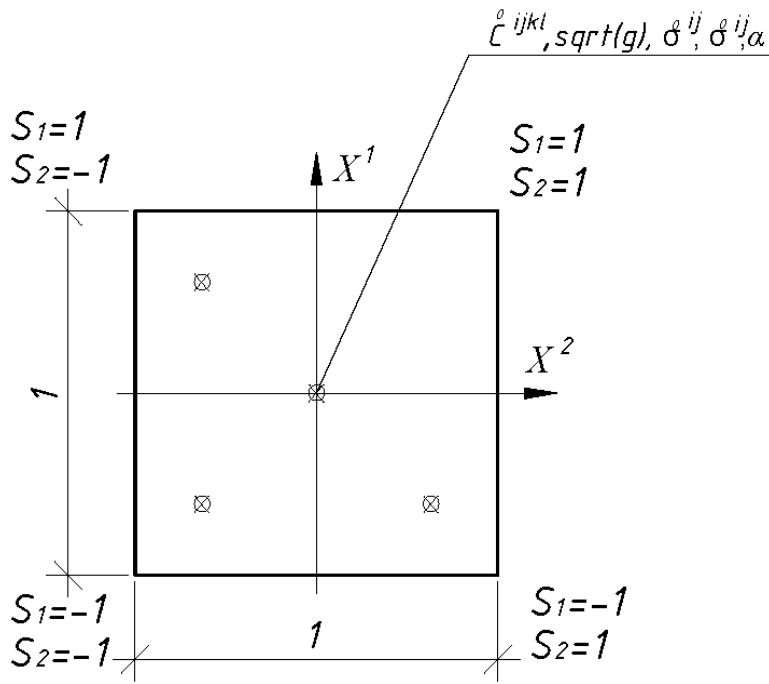


Рис.1. Поперечний переріз скінченного елемента.

Fig.1. Cross section of a finite element.

Ввівши наступні позначення:

$$\begin{aligned} \sigma^{11} &= C^{11iI} \varepsilon_{i,I} \\ \sigma_{,2}^{11} &= C^{1111} \varepsilon_{11,2} + C^{1113} \varepsilon_{13,2} + C^{1133} \varepsilon_{33,2}, \\ \sigma_{,1}^{11} &= C^{1122} \varepsilon_{22,1} + C^{1123} \varepsilon_{23,1} + C^{1133} \varepsilon_{33,1}, \end{aligned} \quad (3)$$

отримаємо:

$$\sigma^{11} = \sigma^{11} + \sigma_{,2}^{11} X^2 + \sigma_{,1}^{11} X^1 \quad (4)$$

$$\sigma^{\alpha 3} = \sigma^{\alpha 3} + \sigma_{,(3-\alpha)}^{\alpha 3} X^{(3-\alpha)}$$

Виконуючи такі ж перетворення для інших компонент і відкидаючи члени $\sigma_{,\alpha}^{i\alpha}$, такі, що не виконують зміни в енергії деформування елемента, уявімо напруження відрізком ряду Маклорена:

$$\sigma^{33} = \sigma^{33} + \sigma_{,\alpha}^{33} X^\alpha \quad (5)$$

де

$$\begin{aligned} \sigma^{\alpha(\alpha)} &= \sigma^{\alpha(\alpha)} + \sigma_{,(3-\alpha)}^{\alpha(\alpha)} X^{(3-\alpha)} \\ \sigma^{12} &= \sigma^{12} \end{aligned}$$

коефіцієнти розкладання σ^{il} і $\sigma_{,\alpha}^{il}$ обчислюються в деякій кількості точок інтегрування вздовж осі Z^3 (рис. 1.6).

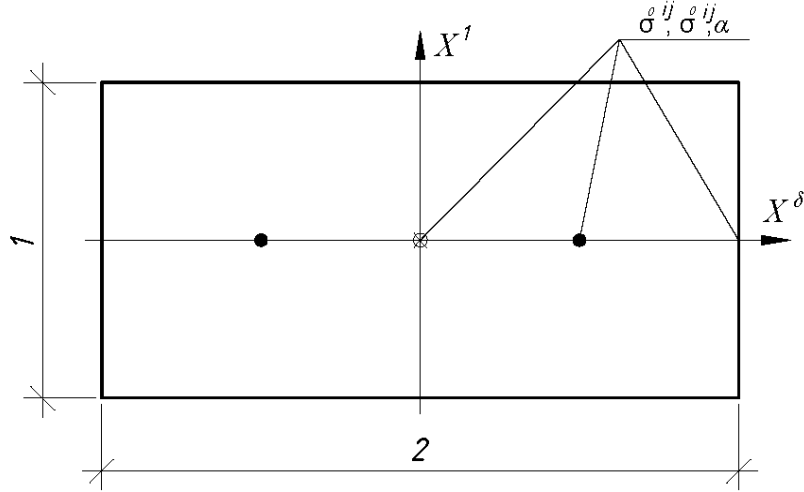


Рис.2. Точки інтегрування вздовж осі Z^3 .

Fig.2. Integration points along the axis Z^3 .

Виразимо коефіцієнти розкладання деформацій через переміщення:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\alpha(\alpha)}^0 &= Z_{,\alpha}^{\gamma'} U_{\gamma',\alpha}^0, \quad \varepsilon_{12}^0 = \frac{1}{2} \left(Z_{,1}^{\gamma'} U_{\gamma',2}^0 + Z_{,2}^{\gamma'} U_{\gamma',1}^0 \right), \quad \varepsilon_{23}^0 = \frac{1}{2} \left(Z_{,\alpha}^{\gamma'} U_{\gamma',3}^0 + Z_{,3}^{\gamma'} U_{3',\alpha}^0 \right), \quad \varepsilon_{33}^0 = Z_{,3}^{\gamma'} U_{3',3}^0, \\ \varepsilon_{\alpha(\alpha),(3-\alpha)}^0 &= Z_{,12}^{\gamma'} U_{\gamma',\alpha}^0 + Z_{,\alpha}^{\gamma'} U_{\gamma',12}^0, \quad \varepsilon_{33,\alpha}^0 = Z_{,3}^{\gamma'} U_{3',3\alpha}^0 \end{aligned} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{\alpha 3,(3-\alpha)}^0 = \frac{1}{2} \left(Z_{,12}^{\gamma'} U_{\gamma',3}^0 + Z_{,\alpha}^{\gamma'} U_{\gamma',3(3-\alpha)}^0 + Z_{,3}^{\gamma'} U_{3',12}^0 \right),$$

Подамо в співвідношеннях (5) переміщення через їх вузлові значення:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\alpha(\alpha)}^0 &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \frac{1}{2} Z_{,\alpha}^{\gamma'} S_{(\alpha)} U_{\gamma'(S_1,S_2)}^0 \\ \varepsilon_{12}^0 &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \frac{1}{4} \left(Z_{,1}^{\gamma'} S_2 + Z_{,2}^{\gamma'} S_1 \right) U_{\gamma'(S_1,S_2)}^0, \\ \varepsilon_{\alpha 3}^0 &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \frac{1}{8} \left(Z_{,\alpha}^{\gamma'} U_{\gamma'(S_1,S_2),3}^0 + 2 Z_{,3}^{\gamma'} S_2 U_{3'(S_1,S_2)}^0 \right), \quad \varepsilon_{33}^0 = \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \frac{1}{4} Z_{,3}^{\gamma'} U_{3'(S_1,S_2),3}^0, \\ \varepsilon_{\alpha(\alpha),(3-\alpha)}^0 &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \frac{1}{2} \left(Z_{,12}^{\gamma'} S_2 + 2 Z_{,\alpha}^{\gamma'} S_1 S_2 \right) U_{\gamma'(S_1,S_2)}^0, \\ \varepsilon_{\alpha 3,(3-\alpha)}^0 &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \left\{ \frac{1}{8} \left(Z_{,12}^{\gamma'} + 2 Z_{,\alpha}^{\gamma'} S_{(3-\alpha)} \right) U_{\gamma'(S_1,S_2),3}^0 + \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} Z_{,3}^{\gamma'} S_1 S_2 U_{3'(S_1,S_2)}^0 \right\}, \quad \varepsilon_{33,\alpha}^0 = \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \frac{1}{2} Z_{,3}^{\gamma'} S_{\alpha} U_{3'(S_1,S_2),3}^0 \end{aligned} \quad (6)$$

Перейшовши до амплітудних значень вузлових переміщень маємо:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{\alpha(\alpha)}^0 &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \sum_{i=1}^L \frac{1}{2} Z_{,\alpha}^{\gamma'} S_{(\alpha)} \sin \frac{i\pi(X^3+1)}{2} U_{\gamma'(S_1,S_2)}^i, \\
 \varepsilon_{12}^0 &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \sum_{i=1}^L \frac{1}{4} \left(Z_{,1}^{\gamma'} S_2 + Z_{,2}^{\gamma'} S_1 \right) \sin \frac{i\pi(X^3+1)}{2} U_{\gamma'(S_1,S_2)}^i, \\
 \varepsilon_{\alpha 3}^0 &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \sum_{i=1}^L \left(\frac{i\pi}{16} Z_{,\alpha}^{\gamma'} U_{\gamma'(S_1,S_2)}^i + \frac{1}{4} Z_{,3}^{\gamma'} S_{\alpha} U_{\gamma'(S_1,S_2)}^i \right) \cos \frac{i\pi(X^3+1)}{2}, \\
 \varepsilon_{33}^0 &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \sum_{i=1}^L -\frac{i\pi}{8} Z_{,3}^{\gamma'} \sin \frac{i\pi(X^3+1)}{2} U_{\gamma'(S_1,S_2)}^i, \\
 \varepsilon_{\alpha(\alpha),(3-\alpha)}^0 &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \sum_{i=1}^L \frac{1}{2} \left(Z_{,12}^{\gamma'} S_{\alpha} + Z_{,\alpha}^{\gamma'} S_1 S_2 \cdot \sin \frac{i\pi(X^3+1)}{2} U_{\gamma'(S_1,S_2)}^i \right), \\
 \varepsilon_{\alpha 3(3-\alpha)}^0 &= \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \sum_{i=1}^L \left[\frac{i\pi}{16} \left(Z_{,12}^{\gamma'} + 2Z_{,\alpha}^{\gamma'} S_{(3-\alpha)} \right) U_{\gamma'(S_1,S_2)}^i + \frac{1}{2} Z_{,3}^{\gamma'} S_1 S_2 U_{\gamma'(S_1,S_2)}^i \right] \cos \frac{i\pi(X^3+1)}{2} \quad \varepsilon_{33,\alpha}^0 = \sum_{S_1=\pm 1} \sum_{S_2=\pm 1} \sum_{i=1}^L -\frac{i\pi}{4} Z_{,3}^{\gamma'} S_2 U_{\gamma'(S_1,S_2)}^i \sin \frac{i\pi(X^3+1)}{2} \quad (7)
 \end{aligned}$$

Подаємо в вираженні варіації енергії деформації відрізками ряду Маклорена: скінченного елемента напруження і

$$\begin{aligned}
 \delta\omega &= \int_{X^1=-\frac{1}{2}}^{X^1=\frac{1}{2}} \int_{X^2=-\frac{1}{2}}^{X^2=\frac{1}{2}} \int_{X^3=-1}^{X^3=1} \left[\begin{aligned} &\left(\sigma_{\alpha(\alpha)}^0 + \sigma_{,(3-\alpha)}^0 X^{(3-\alpha)} \right) \sigma \cdot \\ &\left(\varepsilon_{\alpha(\alpha)}^0 + \varepsilon_{\alpha(\alpha),(3-\alpha)}^0 X^{(3-\alpha)} \right) + \\ &+ 2 \sigma^{012} \delta \varepsilon_{12}^0 + \left(\sigma^{\alpha 3} + \sigma_{,(3-\alpha)}^0 X^{(3-\alpha)} \right) \sigma \cdot \\ &\cdot \left(\varepsilon_{\alpha 3}^0 + \varepsilon_{\alpha 3,(3-\alpha)}^0 X^{(3-\alpha)} \right) + \\ &+ \left(\sigma^{33} + \sigma_{,\alpha}^{33} X^{\alpha} \right) \delta \left(\varepsilon_{33}^0 + \varepsilon_{33,\beta}^0 X^{\beta} \right) \end{aligned} \right] \cdot \sqrt{g^0} dx^1 dx^2 dx^3 \quad (8)
 \end{aligned}$$

Виконаємо інтегрування по X^1 і X^2 в замкнутому вигляді:

$$\int_{x^1=-\frac{1}{2}}^{x^1=\frac{1}{2}} \int_{x^2=-\frac{1}{2}}^{x^2=\frac{1}{2}} dx^1 dx^2 = 1, \quad \int_{x^1=-\frac{1}{2}}^{x^1=\frac{1}{2}} \int_{x^2=-\frac{1}{2}}^{x^2=\frac{1}{2}} x^\alpha dx^1 dx^2 = 0,$$

$$\int_{x^1=-\frac{1}{2}}^{x^1=\frac{1}{2}} \int_{x^2=-\frac{1}{2}}^{x^2=\frac{1}{2}} x^\alpha x^\beta dx^1 dx^2 = \begin{cases} 0, & \alpha \neq \beta \\ \frac{1}{12}, & \alpha = \beta \end{cases} \quad (9)$$

запишемо варіацію енергії скінченного елемента коефіцієнтами розкладання напружень і деформацій:

$$\delta\omega = \int_{x^3=-1}^{x^3=1} \left[\sigma^{ij} \delta \varepsilon_{ij} + \frac{1}{12} \left(\begin{matrix} \sigma_{,(3-\alpha)}^{\alpha(\alpha)} \delta \varepsilon_{\alpha(\alpha),(3-\alpha)} + \\ + \sigma_{,(3-\alpha)}^{\alpha 3} \delta \varepsilon_{\alpha 3,(3-\alpha)} + \\ + \sigma_{,\alpha}^{33} \delta \varepsilon_{33,\alpha} \end{matrix} \right) \right] \sqrt{g} dx^3 \quad (10)$$

або в матричній формі:

$$\delta\omega = \int_{x^3=-1}^{x^3=1} \left\{ \begin{matrix} \left(\delta \left\{ \varepsilon \right\}^T \right) \left\{ \sigma \right\} + \\ + \frac{1}{12} \left[\left(\delta \left\{ \varepsilon_{,1} \right\} \right) \left\{ \sigma_{,1} \right\} + \right. \\ \left. + \left(\delta \left\{ \varepsilon_{,2} \right\} \right) \left\{ \sigma_{,2} \right\} \right] \end{matrix} \right\} \sqrt{g} dx^3 \quad (11)$$

де

$$\left\{ \varepsilon \right\}^T = \left\{ \varepsilon_{11}^0 \ \varepsilon_{22}^0 \ \varepsilon_{33}^0 \ 2\varepsilon_{12}^0 \ 2\varepsilon_{13}^0 \ 2\varepsilon_{23}^0 \right\}, \quad \left\{ \varepsilon_{,1} \right\}^T = \left\{ \varepsilon_{22,1}^0 \ \varepsilon_{33,1}^0 \ 2\varepsilon_{23,1}^0 \right\}, \quad \left\{ \varepsilon_{,2} \right\}^T = \left\{ \varepsilon_{11,2}^0 \ \varepsilon_{33,2}^0 \ 2\varepsilon_{13,2}^0 \right\},$$

$$\left\{ \sigma \right\}^T = \left\{ \sigma^{11} \ \sigma^{22} \ \sigma^{33} \ \sigma^{12} \ \sigma^{13} \ \sigma^{23} \right\}, \quad \left\{ \sigma_{,1} \right\} = \left\{ \sigma_{,1}^{22} \ \sigma_{,1}^{33} \ \sigma_{,1}^{23} \right\},$$

$$\left\{ \sigma_{,2} \right\} = \left\{ \sigma_{,2}^{11} \ \sigma_{,2}^{33} \ \sigma_{,2}^{13} \right\} \quad (12)$$

Зв'язок між коефіцієнтами розкладання деформацій в ряд Маклорена і коефіцієн-

тами розкладання переміщень в ряди Фур'є визначається співвідношенням:

$$\left\{ \varepsilon \right\} = \sum_{\ell=1}^L \left(\left[B_1 \right]_{\ell} \sin \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} + \left[B_2 \right]_{\ell} \cos \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} \right) \{U\}_{\ell},$$

$$\left\{ \varepsilon_{1,1} \right\} = \sum_{\ell=1}^L \left(\left[B_{1,1}^0 \right]_{\ell} \sin \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} + \left[B_{2,1}^0 \right]_{\ell} \cos \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} \right) \{U\}_{\ell},$$

$$\left\{ \varepsilon_{2,2} \right\} = \sum_{\ell=1}^L \left(\left[B_{1,2}^0 \right]_{\ell} \sin \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} + \left[B_{2,2}^0 \right]_{\ell} \cos \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} \right) \{U\}_{\ell} \quad (13)$$

де

$$\left[B_1^0 \right]_{\ell} = \left[\left[B_1^0 \right]_{\ell}^{(-1,-1)} \left[B_1^0 \right]_{\ell}^{(+1,-1)} \left[B_1^0 \right]_{\ell}^{(-1,+1)} \left[B_1^0 \right]_{\ell}^{(+1,+1)} \right],$$

$$\left[B_2^0 \right]_{\ell} = \left[\left[B_2^0 \right]_{\ell}^{(-1,-1)} \left[B_2^0 \right]_{\ell}^{(+1,-1)} \left[B_2^0 \right]_{\ell}^{(-1,+1)} \left[B_2^0 \right]_{\ell}^{(+1,+1)} \right],$$

$$\left[B_{1,1}^0 \right]_{\ell} = \left[\left[B_{1,1}^0 \right]_{\ell}^{(-1,-1)} \left[B_{1,1}^0 \right]_{\ell}^{(+1,-1)} \left[B_{1,1}^0 \right]_{\ell}^{(-1,+1)} \left[B_{1,1}^0 \right]_{\ell}^{(+1,+1)} \right],$$

$$\left[B_{2,1}^0 \right]_{\ell} = \left[\left[B_{2,1}^0 \right]_{\ell}^{(-1,-1)} \left[B_{2,1}^0 \right]_{\ell}^{(+1,-1)} \left[B_{2,1}^0 \right]_{\ell}^{(-1,+1)} \left[B_{2,1}^0 \right]_{\ell}^{(+1,+1)} \right],$$

$$\left[B_{1,2}^0 \right]_{\ell} = \left[\left[B_{1,2}^0 \right]_{\ell}^{(-1,-1)} \left[B_{1,2}^0 \right]_{\ell}^{(+1,-1)} \left[B_{1,2}^0 \right]_{\ell}^{(-1,+1)} \left[B_{1,2}^0 \right]_{\ell}^{(+1,+1)} \right],$$

$$\left[B_{2,2}^0 \right]_{\ell} = \left[\left[B_{2,2}^0 \right]_{\ell}^{(-1,-1)} \left[B_{2,2}^0 \right]_{\ell}^{(+1,-1)} \left[B_{2,2}^0 \right]_{\ell}^{(-1,+1)} \left[B_{2,2}^0 \right]_{\ell}^{(+1,+1)} \right] \quad (14)$$

Елементи підматриці $\left[B_1^0 \right]_{\ell}^{(S_1, S_2)}$,

$$\left[B_2^0 \right]_{\ell}^{(S_1, S_2)}, \left[B_{1,1}^0 \right]_{\ell}^{(S_1, S_2)}, \left[B_{2,1}^0 \right]_{\ell}^{(S_1, S_2)}, \left[B_{1,2}^0 \right]_{\ell}^{(S_1, S_2)}$$

і $\left[B_{2,2}^0 \right]_{\ell}^{(S_1, S_2)}$ які обчислюються згідно (7) і

$$\left[B_2^0 \right]_{\ell}^{(S_1, S_2)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{8} \ell \pi Z_{1,1}^0 & \frac{1}{8} \ell \pi Z_{1,2}^0 & \frac{1}{2} S_1 Z_{1,3}^0 \\ \frac{1}{8} \ell \pi Z_{2,1}^0 & \frac{1}{8} \ell \pi Z_{2,2}^0 & \frac{1}{2} S_2 Z_{2,3}^0 \end{bmatrix} \quad (16)$$

приведені у виразах 15 - 20 відповідно.

$$\left[B_1^0 \right]_{\ell}^{(S_1, S_2)} = \begin{bmatrix} \frac{1}{2} Z_1^0 S_1 & \frac{1}{2} Z_1^0 S_1 & 0 \\ \frac{1}{2} Z_2^0 S_2 & \frac{1}{2} Z_2^0 S_2 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{8} \ell \pi Z_3^0 \\ \frac{1}{2} (Z_1^0 S_2 + Z_2^0 S_1) & \frac{1}{2} (Z_1^0 S_2 + Z_2^0 S_1) & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$\left[B_{1,1}^0 \right]_{\ell}^{(S_1, S_2)} = \begin{bmatrix} \frac{1}{2} (Z_{12}^0 S_2 + Z_{12}^0 S_2) & \frac{1}{2} (Z_{12}^0 S_2 + Z_{12}^0 S_2) & 0 \\ \frac{1}{2} (Z_{12}^0 S_2 + Z_{12}^0 S_2) & \frac{1}{2} (Z_{12}^0 S_2 + Z_{12}^0 S_2) & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{4} \ell \pi Z_3^0 S_1 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (17)$$

$$\begin{bmatrix} 0 \\ B_{2,1} \end{bmatrix}^{(S_1, S_2)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{8} \ell \pi \begin{pmatrix} Z_{1,2}^1 + \\ +2Z_{2,2}^1 S_1 \end{pmatrix} & \frac{1}{8} \ell \pi \begin{pmatrix} Z_{1,2}^2 + \\ +2Z_{2,2}^2 S_1 \end{pmatrix} & 0 \end{bmatrix} \quad (18)$$

$$\begin{bmatrix} 0 \\ B_{1,2} \end{bmatrix}^{(S_1, S_2)} = \begin{bmatrix} \frac{1}{2} \begin{pmatrix} Z_{1,2}^1 S_1 + \\ +2Z_{2,1}^1 S_1 S_2 \end{pmatrix} & \frac{1}{2} \begin{pmatrix} Z_{1,2}^2 S_1 + \\ +2Z_{2,1}^2 S_1 S_2 \end{pmatrix} & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{4} \ell \pi Z_{3,3}^0 S_2 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (19)$$

$$\begin{bmatrix} 0 \\ B_{2,2} \end{bmatrix}^{(S_1, S_2)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{8} \ell \pi \begin{pmatrix} Z_{1,2}^1 + \\ +2Z_{2,1}^1 S_2 \end{pmatrix} & \frac{1}{8} \ell \pi \begin{pmatrix} Z_{1,2}^2 + \\ +2Z_{2,1}^2 S_2 \end{pmatrix} & 0 \end{bmatrix} \quad (20)$$

Виразимо варіацію енергії через коефіцієнти розкладання переміщень в ряди Фур'є і вузлові реакції $\left\{ r \right\}^0$ скінченного елемента:

$$\delta \omega = \sum_{\ell=1}^L \left(\delta \{U\}_\ell^T \left\{ r \right\}_\ell^0 \right) \quad (21)$$

$$\begin{aligned} \left\{ r \right\}_\ell^0 &= \begin{bmatrix} \left[B_1 \right]_\ell^T \int_{x^3=-1}^{x^3=1} \left\{ \sigma \right\} \sin \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} dx^3 + \\ + \left[B_2 \right]_\ell^T \int_{x^3=-1}^{x^3=1} \left\{ \sigma \right\} \cos \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} dx^3 \end{bmatrix} + \\ \text{де} &+ \frac{1}{12} \begin{bmatrix} \left[B_{1,1} \right]_\ell^T \int_{x^3=-1}^{x^3=1} \left\{ \sigma_{,1} \right\} \sin \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} dx^3 + \\ + \left[B_{2,1} \right]_\ell^T \int_{x^3=-1}^{x^3=1} \left\{ \sigma_{,1} \right\} \cos \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} dx^3 + \\ + \left[B_{1,2} \right]_\ell^T \int_{x^3=-1}^{x^3=1} \left\{ \sigma_{,2} \right\} \sin \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} dx^3 + \\ + \left[B_{2,2} \right]_\ell^T \int_{x^3=-1}^{x^3=1} \left\{ \sigma_{,2} \right\} \cos \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} dx^3 \end{bmatrix} \cdot \sqrt{g} \end{aligned} \quad (22)$$

Виконуючи в (22) інтегрування по x^3 чисельно у відповідності до формул гармонійного аналізу отримуємо:

$$\begin{aligned} \left\{ \sigma_1 \right\}_\ell^0 &= \frac{2}{M} \sum_{m=1}^M \left(\left\{ \sigma \right\} \sin \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} \right)_m, \quad \left\{ \sigma_2 \right\}_\ell^0 = \frac{2}{M} \sum_{m=1}^M \left(\left\{ \sigma \right\} \cos \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} \right)_m, \\ \left\{ \sigma_{1,1} \right\}_\ell^0 &= \frac{2}{M} \sum_{m=1}^M \left(\left\{ \sigma_{,1} \right\} \sin \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} \right)_m, \quad \left\{ \sigma_{2,1} \right\}_\ell^0 = \frac{2}{M} \sum_{m=1}^M \left(\left\{ \sigma_{,1} \right\} \cos \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} \right)_m, \\ \left\{ \sigma_{1,2} \right\}_\ell^0 &= \frac{2}{M} \sum_{m=1}^M \left(\left\{ \sigma_{,2} \right\} \sin \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} \right)_m, \quad \left\{ \sigma_{2,2} \right\}_\ell^0 = \frac{2}{M} \sum_{m=1}^M \left(\left\{ \sigma_{,2} \right\} \cos \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} \right)_m, \end{aligned} \quad (23)$$

Отримуємо формулу для обчислення вузлових реакцій призматичного

скінченного елемента з усередненими механічними і геометричними параметрами

(CE2) через коефіцієнти розкладання напружень в ряд Маклорена:

$$\begin{aligned} \left\{ r \right\}_\ell &= \left[\begin{matrix} 0 \\ B_1 \end{matrix} \right]_\ell^T \left\{ \sigma_1 \right\}_\ell + \left[\begin{matrix} 0 \\ B_2 \end{matrix} \right]_\ell^T \left\{ \sigma_2 \right\}_\ell + \\ &+ \frac{1}{12} \left(\left[\begin{matrix} 0 \\ B_{1,1} \end{matrix} \right]_\ell^T \left\{ \sigma_{1,1} \right\}_\ell + \left[\begin{matrix} 0 \\ B_{2,1} \end{matrix} \right]_\ell^T \left\{ \sigma_{2,1} \right\}_\ell + \right. \\ &\left. + \left[\begin{matrix} 0 \\ B_{1,2} \end{matrix} \right]_\ell^T \left\{ \sigma_{1,2} \right\}_\ell + \left[\begin{matrix} 0 \\ B_{2,2} \end{matrix} \right]_\ell^T \left\{ \sigma_{2,2} \right\}_\ell \right] \sqrt{g^0} \end{aligned} \quad (24)$$

Закон Гука для коефіцієнтів розкладу напружень в матричній формі має вигляд:

$$\begin{aligned} \left\{ \sigma \right\} &= \left[\begin{matrix} 0 \\ D \end{matrix} \right] \left\{ \varepsilon \right\} \\ \left\{ \sigma_{,1} \right\} &= \left[\begin{matrix} 0 \\ D_1 \end{matrix} \right] \left\{ \varepsilon_{,1} \right\} \end{aligned} \quad (25)$$

де матриці $\left[\begin{matrix} 0 \\ D \end{matrix} \right]$, $\left[\begin{matrix} 0 \\ D_1 \end{matrix} \right]$ і $\left[\begin{matrix} 0 \\ D_2 \end{matrix} \right]$, наведені у виразах 25 – 27.

$$\left[\begin{matrix} 0 \\ D \end{matrix} \right] = \begin{bmatrix} C_{1111}^0 & C_{1122}^0 & C_{1133}^0 & C_{1112}^0 & 0 & 0 \\ C_{2211}^0 & C_{2222}^0 & C_{2233}^0 & C_{2212}^0 & 0 & 0 \\ C_{3311}^0 & C_{3322}^0 & C_{3333}^0 & C_{3312}^0 & 0 & 0 \\ C_{1211}^0 & C_{1222}^0 & C_{1233}^0 & C_{1212}^0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{1313}^0 & C_{1323}^0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{2313}^0 & C_{2323}^0 \end{bmatrix} \quad (26)$$

$$\left[\begin{matrix} 0 \\ D_1 \end{matrix} \right] = \begin{bmatrix} C_{2222}^0 & C_{2233}^0 & 0 \\ C_{3322}^0 & C_{3333}^0 & 0 \\ 0 & 0 & C_{2323}^0 \end{bmatrix} \quad (27)$$

$$\left[\begin{matrix} 0 \\ D_2 \end{matrix} \right] = \begin{bmatrix} C_{1111}^0 & C_{1133}^0 & 0 \\ C_{3311}^0 & C_{3333}^0 & 0 \\ 0 & 0 & C_{1313}^0 \end{bmatrix} \quad (28)$$

Основні співвідношення теорії пружності і пластичності в криволінійній системі координат викладені в роботах [4, 5, 6, 7].

Виразимо в співвідношенні (11) напруження через деформації:

$$\begin{aligned} \delta\omega = & \int_{x^3=-1}^{x^3=1} \left\{ \left(\delta \left\{ \varepsilon \right\}^T \right) \left[\overset{0}{D} \right] \left\{ \varepsilon \right\} + \right. \\ & + \frac{1}{12} \left[\left(\delta \left\{ \varepsilon_{,1} \right\}^T \right) \left[\overset{0}{D}_1 \right] \left\{ \varepsilon_{,1} \right\} + \right. \\ & \left. \left. + \left(\delta \left\{ \varepsilon_{,2} \right\}^T \right) \left[\overset{0}{D}_2 \right] \left\{ \varepsilon_{,2} \right\} \right] \right\} \sqrt{g} dx^3 \end{aligned} \quad (29)$$

а деформації через переміщення відповідно до формулами (13):

$$\begin{aligned} \delta\omega = & \int_{x^3=-1}^{x^3=1} \left\{ \sum_{\ell=1}^L \left(\delta \left\{ U \right\}_\ell^T \right) \left(\left[\overset{0}{B}_1 \right]_{(\ell)}^T \sin \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} + u \right) \right. \\ & + \left[\overset{0}{B}_2 \right]_{(\ell)}^T \cos \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} \left[\overset{0}{D} \right] \sum_{n=1}^L \left(\left[\overset{0}{B}_1 \right]_{(n)} \sin \frac{\eta \pi (x^3 + 1)}{2} + \right. \\ & + \left. \left[\overset{0}{B}_2 \right]_{(n)} \cos \frac{\eta \pi (x^3 + 1)}{2} \right) \left\{ U \right\}_n + \\ & + \frac{1}{12} \left[\sum_{\ell=1}^L \left(\delta \left\{ U \right\}_\ell^T \right) \left(\left[\overset{0}{B}_{1,1} \right]_{(\ell)}^T \sin \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} + \right. \right. \\ & + \left. \left[\overset{0}{B}_{2,1} \right]_{(\ell)}^T \cos \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} \right) \left[\overset{0}{D}_1 \right] \sum_{n=1}^L \left(\left[\overset{0}{B}_{1,1} \right]_{(n)} \sin \frac{\eta \pi (x^3 + 1)}{2} + \right. \\ & + \left. \left[\overset{0}{B}_{2,1} \right]_{(n)} \cos \frac{\eta \pi (x^3 + 1)}{2} \right) \left\{ U \right\}_n + \\ & + \sum_{\ell=1}^L \left(\delta \left\{ U \right\}_\ell^T \right) \left(\left[\overset{0}{B}_{1,2} \right]_{(\ell)}^T \sin \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} + \right. \\ & + \left. \left[\overset{0}{B}_{2,2} \right]_{(\ell)}^T \cos \frac{\ell \pi (x^3 + 1)}{2} \right) \left[\overset{0}{D}_2 \right] \sum_{n=1}^L \left(\left[\overset{0}{B}_{1,2} \right]_{(n)} \sin \frac{\eta \pi (x^3 + 1)}{2} + \right. \\ & \left. \left. + \left[\overset{0}{B}_{2,2} \right]_{(n)} \cos \frac{\eta \pi (x^3 + 1)}{2} \right) \left\{ U \right\}_n \right\} \sqrt{g} dx^3 \end{aligned} \quad (30)$$

Інтегруючи по x^3 в замкнутому вигляді, отримуємо такий вираз для варіації енергії:

$$\delta\omega = \sum_{\ell=1}^L \left(\delta \left\{ U \right\}_\ell^T \left[\overset{0}{K} \right]_{(\ell)} \left\{ U \right\}_\ell \right) \quad (31)$$

де

коефіцієнти матриці жорсткості $[K_{t(t)}]$ і призматичного скінченного елемента з усередненими механічними і геометричними параметрами (CE2) обчислюються за формулою:

$$\begin{aligned}
\begin{bmatrix} 0 \\ K \end{bmatrix}_{\ell(\ell)} &= \left\{ \left(\begin{bmatrix} 0 \\ B_1 \end{bmatrix}_{\ell}^T + \begin{bmatrix} 0 \\ B_2 \end{bmatrix}_{\ell}^T \right) [D] \left(\begin{bmatrix} 0 \\ B_1 \end{bmatrix}_{\ell} + \begin{bmatrix} 0 \\ B_2 \end{bmatrix}_{\ell} \right) + \right. \\
&+ \frac{1}{12} \left[\left(\begin{bmatrix} 0 \\ B_{1,1} \end{bmatrix}_{\ell}^T + \begin{bmatrix} 0 \\ B_{2,1} \end{bmatrix}_{\ell}^T \right) [D_1] \left(\begin{bmatrix} 0 \\ B_{1,1} \end{bmatrix}_{\ell} + \begin{bmatrix} 0 \\ B_{2,1} \end{bmatrix}_{\ell} \right) + \right. \\
&\left. \left. \left(\begin{bmatrix} 0 \\ B_{1,2} \end{bmatrix}_{\ell}^T + \begin{bmatrix} 0 \\ B_{2,2} \end{bmatrix}_{\ell}^T \right) [D_2] \left(\begin{bmatrix} 0 \\ B_{1,2} \end{bmatrix}_{\ell} + \begin{bmatrix} 0 \\ B_{2,2} \end{bmatrix}_{\ell} \right) \right] \right\} \sqrt{g}
\end{aligned} \tag{32}$$

ВИСНОВКИ

Завдяки використанню МССЕ отримані в цій роботі співвідношення універсального скінченого елемента (СЕ2) забезпечують можливість розрахунку напіваналітичним методом скінчених елементів як масивних, так і тонкостінних довільно навантажених призматичних тіл складної форми з урахуванням пластичних властивостей матеріалу.

Розглянуто другу модифікації призматичного скінченого елемента (СЕ2), порівняння в подальшому, яких дозволяє обґрунтувати вибір оптимального з точки зору досягнення заданої точності результатів при мінімальному обсязі обчислень варіанту.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Bazhenov V.A., Shkriľ A.A., Maksimyuk Yu.V., Martyniuk I.Yu., Maksimyuk O.V.** Semi-analytical method of finished elements in elastic and elastic-plastic position for curviline prismatic objects/ V.A. Bazhenov, A.A. Shkriľ, Yu.V. Maksimyuk, I.Yu. Martyniuk, O.V. Maksimyuk // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-&Technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2020. – Issue 105. – P. 24-32.*
2. **Maksimyuk Yu.V.** Basic relations for physically and geometrically nonlinear problems of deformation of prismatic bodies/ Yu.V. Maksimyuk, S.O. Pyskunov, A.A. Shkriľ, O.V. Maksimyuk // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-&Technical collected articles – 2020. – Bun. 104. – C. 255–264.*
3. **Баженов В. А.** Напіваналітичний метод скінчених елементів в задачах континуального руйнування просторових тіл: Монографія / В.А. Баженов, О.І. Гулярь, С.О. Пискунов, О.С. Сахаров – К. : «Каравела», 2014. – 236 с.

4. **Гулярь А.И., Сахаров А.С., Топор А.Г.** Алгоритм решения задач пластичности для неоднородных тел. Вращения. – Киев, 1986, 23с. – Рукопис деп. в УкрНИИНТИ, 1986, №1415 УК-86.
5. **Качанов Л.М.** Основы теории пластичности. – М.: Физматгиз, 1960. – 456 с.
6. **Левитас В.И.** Большие упруго - пластические деформации материалов при высоком давлении/ В. И. Левитас. – Киев: Наук. думка, 1987. – 232 с.
7. **Лурье А.И.** Нелинейная теория упругости/ А. И. Лурье. – М. : Наука, 1980. – 512с.
8. **Максим'юк Ю.В.** Вихідні співвідношення нелінійного динамічного формозмінення віссиметричних та плоскодеформівних тіл / Ю.В. Максим'юк, І.І. Солодей, Р.Л. Стригун // *Опір матеріалів і теорія споруд – 2019. – Bun. 102. – С. 252–262.*
9. **Максим'юк Ю.В.** Розв'язувальні співвідношення моментної схеми скінчених елементів в задачах термов'язкопружнопластичного деформування / Ю.В. Максим'юк, А.А. Козак, О.В. Максим'юк // *Будівельні конструкції. Теорія і практика: збірник наукових праць / К.:КНУБА, Bun.4, 2019. С.10-20.*
10. **Метод конечных элементов в механике твердых тел. / [Сахаров А.С., Кислюцкий В.Н., Киричевский В.В. и др.].** - Киев: Вуца школа, 1982.- 479с.

REFERENCES

1. **Bazhenov V.A., Shkriľ A.A., Maksimyuk Yu.V., Martyniuk I.Yu., Maksimyuk O.V.** Semi-analytical method of finished elements in elastic and elastic-plastic position for curviline prismatic objects/ V.A. Bazhenov, A.A. Shkriľ, Yu.V. Maksimyuk, I.Yu. Martyniuk, O.V. Maksimyuk // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-&Technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2020. – Issue 105. – P. 24-32.*
2. **Maksimyuk Yu.V.** Basic relations for physically and geometrically nonlinear problems of deformation of prismatic bodies/

- Yu.V. Maksimyuk, S.O. Pyskunov, A.A. Shkriil', O.V. Maksimyuk // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-&Technical collected articles – 2020. – Bun. 104. – P. 255–264.*
3. **Bazhenov V.A.** Semi Analytical method of finite elements in problems of continuous destruction of spatial bodies: Monograph / V.A. Bazhenov, A.I. Gulyar, S.O. Piskunov, O.S. Sakharov – K. : «Caravela», 2014. – 236 p.
 4. **Gulyar A.I., Sakharov A.S., Topor A.G.** Algorithm for Solving Plasticity Problems for Inhomogeneous Bodies. Rotation. - Kiev, 1986, 23p. - Manuscript dep. In UkrNIINTI, 1986, №1415 UK-86.
 5. **Kachanov L.M.** Foundations of the theory of plasticity. - M. : Fizmatgiz, 1960. -- 456 p.
 6. **Levitas V.I.** Large elastic - plastic deformations of materials at high pressure / V. I. Levitas. - Kiev: Nauk. dumka, 1987. -- 232 p.
 7. **Lurie A.I.** Nonlinear theory of elasticity / *AI Lurie*. - M.: Nauka, 1980. -- 512p.
 8. **Maksimyuk Yu.V.** Initial relations of nonlinear dynamic shape change of axisymmetric and plane-deformable bodies / Yu.V Maksimyuk, I.I. Solodey, R.L. Strygun // *Resistance of materials and theory of structures - 2019. - Issue. 102. - P. 252–262.*
 9. **Maksimyuk Yu.V.** Solving relations of the moment scheme of finite elements in problems of thermoviscoelastic deformation / Yu.V. Maksimyuk, A.A. Kozak, O.V. Maksimyuk // *Building constructions. Theory and practice: a collection of scientific works / K. : KNUBA, Issue 4, 2019. P.10-20.*
 10. The finite element method in solid mechanics. / [Sakharov A.S., Sour V.N., Kirichevsky V.V. and etc.]. - Kiev: Vishcha school, 1982.- 479p.

Features of derivation of formulas for calculation of nodal reactions and coefficients of matrix of rigidity of a finite element with averaged mechanical and geometrical parameters

*Yurii Maksymiuk, Andrii Kozak,
Ivan Martyniuk, Oleksandr Maksymiuk*

Summary. Currently, the most widely used finite element method for the calculation of spatial structures, significant progress in the development of which is associated with the work of domestic and foreign scientists. In Ukrainian publications the problems of theoretical substantiation of the finite element method and its connection with other methods are considered, concrete types of finite elements and their application to various problems of mechanics of a continuous environment are studied. Much attention is paid to the choice of the appropriate shape of the finite element, the type and degree of approximating functions, as well as the development of methods for deriving stiffness matrices.

The study of prismatic bodies with constants along one of the coordinates of mechanical and geometric parameters is most appropriate to carry out on the basis of the semi-analytical method of finite elements. Its essence is a combination of finite element sampling and decomposition of displacements in the characteristic direction by a system of trigonometric coordinate functions.

The analysis of the literature shows that the issues related to the application of the semi-analytical finite element method to the calculation of thin-walled prismatic bodies in elastic-plastic, and massive even in elastic formulations, have not been properly reflected. In addition, there are no publications in this area devoted to the development of universal prismatic finite elements that allow you to explore massive, thin-walled and combined structures.

The direction of this study is to create on the basis of the semi-analytical method of finite elements of an effective apparatus for numerical analysis of the stress-strain state of massive and thin-walled arbitrarily loaded properties of the material and solve a number of new practically important problems. Therefore, in this work, based on the moment diagram of finite elements, formulas for calculating nodal reactions and stiffness matrix coefficients of a finite element with averaged mechanical and geometric parameters for the study of massive, thin-walled and combined structures are derived.

Keywords. finite element method (FEM); semi-analytical finite element method (SAFEM); prismatic finite element (PFE); massive; thin-walled prismatic bodies; vector of nodal reactions, stiffness matrix coefficients.

Особливості реконструкції зовнішніх фасадних елементів

Ганна Шпакова ¹, Андрій Шпаков ²

^{1,2}Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037

¹shpakova.gv@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0003-2124-0815>

²shpakov.av@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-7498-4271>

DOI: 10.32347/2522-4182.8.2021.109-117

Анотація. В статті розглянуті актуальні питання реконструкції найбільш вразливих, з точки зору експлуатації, елементів будівель та споруд – фасадних несучих елементів, виносіть та балконів. Актуальність теми дослідження визначається розповсюдженістю дефектів даного типу конструкцій, які виникають в процесі будівництва, експлуатації та відновлювального ремонту.

Наведено приклади типових проектно-конструкторських рішень балконів та проаналізовано фактори впливу на лабільність будівельних конструкцій даного типу в залежності від джерел їх виникнення та етапу життєвого циклу будівлі та самої конструкції.

Описані види експлуатаційних навантажень та типові деформаційні процеси в конструкціях балконів та проектно-конструкторські рішення, які спрямовані на нівелювання негативних наслідків впливу на конструкції факторів зовнішнього середовища, організаційно-технологічних помилок при зведенні та експлуатації, а також сполучення зазначених факторів, що можуть призвести до зниження експлуатаційних характеристик та несучої спроможності конструкцій, що розглядаються.

Визначені найбільш ефективні, з конструктивної, економічної та організаційної точок зору, рішення для реконструкції та відновлення різних типів зовнішніх елементів фасадів, балконів.

В статті наголошується на важливості забезпечення відповідності характеристик зовнішніх елементів фасадних конструкцій шляхом створення регламентів обслуговування конструкцій на основі державних нормативних документів та методики раціонального вибору відповідних систем технологій для реконструкції та відновлення такого важливого для нормальної



Ганна Шпакова
професор кафедри
будівельних технологій
д.е.н., професор.



Андрій Шпаков
доцент кафедри
менеджменту в будівництві
к.т.н., доцент

експлуатації цивільних будівель та споруд конструктивного елемента як балконні конструкції різних типів.

Ключові слова. Відновлювальний ремонт; експлуатація; підсилення балконної плити; реконструкція, «глухий» анкер.

ВСТУП

Великий обсяг аварійно-відновлювальних робіт житлового фонду припадає сьогодні на ремонт конструкцій, які мають контакт з агресивним зовнішнім середовищем – покрівля, зовнішні стіни, балкони. Особливої уваги та занепокоєння викликають саме балкони. Причини незадовільного стану балконів пов'язані з низькою якістю їх виготовлення, монтажу та експлуатації. Балкони знаходяться в умовах експлуатації значно важчих, ніж інші конструкції будинків. Вони піддаються багаторазовому впливу

атмосферних опадів та значних перепадів температури.

Основним недоліком виготовлення залізобетонних балконних плит є нещільна структура бетону [1, 2]. Це зазвичай викликається незадовільним підбором складу бетонної суміші порушенням технології теплової обробки виробу (пересушування), що різко знижує морозостійкість бетону [3].

Крім зазначених вище причин руйнування існують ще, як мінімум, дві причини для цього. По-перше, через тривалу неврегульованість вимог містобудівних норм щодо фасадів житлових будинків з аспектами приватної власності виникло несистемне та неконтрольоване переобладнання балконів, що призвело до повного руйнування архітектурного ансамблю міст (рис. 1) [4]. По-друге, виконання робіт з підсилення, реконструкції та повного перефільювання балконів власниками без нагляду спеціалізованих будівельних організацій завдало неконтрольованої, а тому інколи і непрогнозованої (скритої) загрози, як окремим конструкціям так і об'єкту в цілому [5]. В цій статті спробуємо систематизувати найбільш поширені помилки, допущені під час експлуатації та ремонту балконів в житлових будинках.



Рис.1. Добудовані балкони по фасаду житлового будинку

Fig.1. Completed balconies on the facade of a residential building

МЕТА І МЕТОДИ

Балкон – архітектурно-конструктивний елемент, що утворює майданчик, який виступає на деякій висоті за межі фасадної стіни.

Балкони в старих житлових будинках, термін експлуатації яких становить понад 80 років, представляють собою, як правило, дві залізобетонні або металеві консолі, кронштейни, які заведені в кладку на глибину не менше 380 мм. Виліт балконів зазвичай знаходиться в межах 1-1,6 м. Балкони на консольних балках мають низку конструктивних рішень. Консолі влаштовували із сталевих чи залізобетонних (рис. 2) балок. По консольних балках вкладали плити із природного каменю чи залізобетону. Нерідко при сталевих консольних балках заповнення між ними виконували у вигляді цегляних або бетонних склепінь [6, 7].

Металеві балки заводили в стіну на глибину 380-440 мм. Якщо металеві балки не обетонувались, то для запобігання корозії їх фарбували масляною фарбою. Найчастіше балки оштукатурювали сіткою або закривали архітектурними деталями. Щоб кладка під консольною балкою не відчувала великих напруг від зминання, знизу і зверху вкладались металеві підкладки.

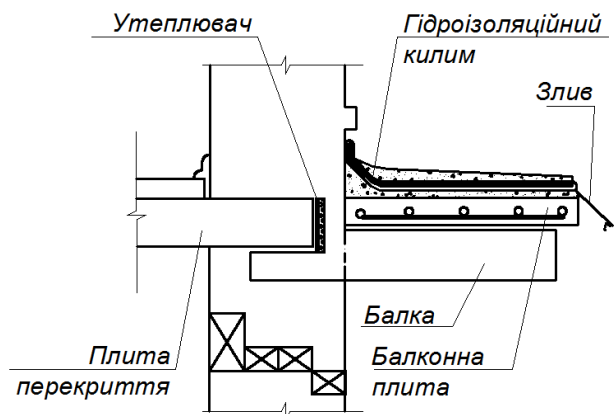


Рис.2. Конструкція балконної плити, влаштованої по залізобетонним балкам

Fig.2. The construction of the balcony slab, arranged on reinforced concrete beams

Залізобетонні консольні балки закладали в стіни також на глибину щонайменше 1,5 цегли. Якщо каркас будівлі виконувався також з монолітного залізобетону, тоді балку монолітно пов'язували з обв'язувальною балкою каркаса. Кількість балок в таких випадках залежить від довжини балкона. Зазвичай їх ставили відстань 1-2 м одна від одної. Частину балок могли влаштовувати як декоративний елемент архітектурного оформлення (рис. 3).



Рис.3. Балкон, влаштований з плити на залізобетонних балках (м. Одеса)

Fig.3. Balcony made of slabs on reinforced concrete beams (Odessa)

Ці горизонтально розташовані залізобетонні елементи знаходяться під довготривалим впливом атмосферних опадів, тому у випадку відсутності гідроізоляція зовнішніх поверхонь (понад 90% досліджень аварійних ситуацій) просочуються вологою [3,



Балкони з невеликим вильотом (або індустріальні збірні залізобетонні плити) виконуються й досі у вигляді несучої консольної залізобетонної плити (рис. 4). Консольне заведення та подальше заземлення конструкції є найбільш відповідальною її частиною.

Є загальні причини руйнування для балконів будь-якої конструктивної схеми.

По-перше, балконні залізобетонні плити особливо схильні до корозійної небезпеки [6, 8].

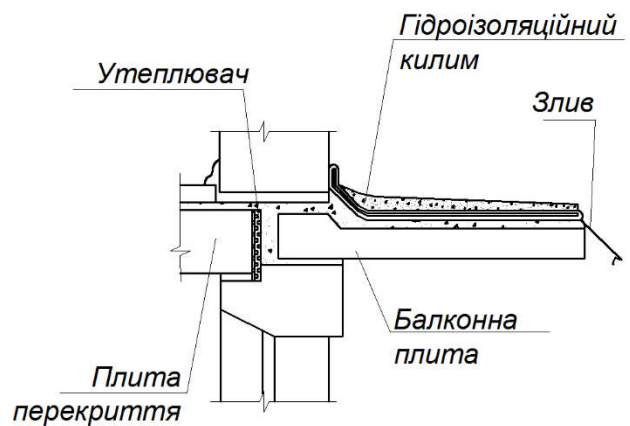


Рис.4. Конструкція балкону із залізобетонних плит

Fig.4. Reinforced concrete slab balcony construction

9]. Відносно тонкі плити взимку швидко промерзають наскрізь, що з часом призводить до утворення тріщин і відшарування бетону – типового явища впливу негативних температур (рис. 5).

Рис.5.Руйнування балконної плити внаслідок корозії

Fig.5. Destruction of the balcony slab due to corrosion

Якщо є гідроізоляція, то вона може відігравати негативну роль, так як за відсутності 100% гарантії захисту від вологи вона швидше підвищує, ніж знижує вміст води в плитах. При дощі вода через наявні нещільності в зовнішніх поверхнях може проникнути всередину плити і завдяки капілярності бетону поширитися по перерізу панелі. При сухій погоді панелі з гідроізоляцією висихають набагато повільніше, ніж бетонні елементи без ізоляції, оскільки гідроізоляція перешкоджає випаровуванню води, що міститься в бетоні.

Сталеві стійки поручнів, розташовані по краях бетонних плит, також сприяють пошкодженням панелей. При наявній ізоляції між сталлю і бетоном, яка часом не здатна виконувати протягом тривалого часу своє призначення, вода може просочуватися в тріщини, які є в місцях контакту. Арматура,



яка знаходиться в тілі бетонної конструкції, може почати кородувати. Внутрішній тиск, що виникає в результаті утворення продуктів корозії металу, викликає розтріскування бетону на краях балконної плити, в місцях закладення стійок перил в бетонну конструкцію [9].

Тепер можна сформулювати другу загальну причину руйнування балконних плит – конструктивну: відсутність на нижній поверхні плити по контуру крапельника, а по верху плити зливів з оцинкованої покривельної сталі або іншого інноваційного будівельного матеріалу, наявність зворотного ухилу балконної плити, встановлення екранів, що захищають від рівня перил до підлоги балкона, тобто не мають зазорів в нижній частині огорожі, цим самим провокуючи накопичення снігу в зимовий період (рис. 6).

Рис.6. Руйнування балкону внаслідок збільшення снігового навантаження

Fig.6. The destruction of the balcony as a result of the increase in snow th load

По-третє, існують також експлуатаційні причини руйнування – несвоєчасне відновлення зруйнованих зливів і захисного шару

залізобетонної плити, влаштування екранів огороження, які не враховують особливостей експлуатації балконної плити.



Рис.7. Навантаження на балконну плиту під час льодіння

Fig.7. Anti-icing loading onto the balcony slab

Проте найголовнішою і непрогнозованою слід вважати руйнування від перевантаження конструкцій, як внаслідок актив-

них атмосферних опадів (рис. 6, 7), так і дій під час експлуатації та ремонту (рис. 1, 8).



Рис.8. Екстремальні навантаження на балконні плити під час експлуатації

Fig.8. Extreme loads on balcony slabs during operation

Особливості обстеження. Зовнішньою ознакою незадовільного стану балконної плити є лущення підлоги на балконі, вихід із ладу гідроізоляції, корозія фартухів з покрівельних матеріалів, поява іржавих плям на нижній поверхні балкона.

У нижній стиснутій зоні плити відбувається розтріскування бетону та його розшарування з оголенням конструктивної (у консольних плитах) або робочої (у плитах, покладених на консольні балки) арматури. Такий стан балконної плити є аварійним.

Обстеження балконних плит, що мають зовнішні дефекти, починають з видалення ділянки підлоги, визначення стану гідроізоляції та арматури верхнього ряду плити. Потім нижній бік плити розчищається до щільних шарів бетону. Виконується простукування плит. Аналогічно перевіряються стан консольних балок та кронштейнів. При виявленні корозії металевих елементів корозію видаляють і заміряють непрокородований переріз металевих елементів, який залишився. Особливо важливо визначити стан металевих консольних балок у місці їх заведення в стіну.

РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПОЯСНЕННЯ

При недостатній несучій здатності елементів балкона роблять їх підсилення. Перед роботою по підсиленню плити розвантажують: видаляють підлогу, стяжку, гідроізоляцію, поверхневий шар бетону, що розшарувався. Це дозволяє швидше включити в роботу конструкцію підсилення, оскільки вона починає працювати на навантаження, що прикладаються тільки після закінчення підсилення.

Розглянемо один з варіантів підсилення збірних залізобетонних плит консольного типу. Виконати підсилення балконних плит, зберігаючи їхню консольну схему роботи, дуже складно. Хоча в літературі [10, 11] є рекомендації щодо підсилення консольних плит нарощуванням залізобетоном зверху. Однак заанкерувати в стіні додаткову арматуру, як це пропонується в [7, 10, 12] без порушення закладення плити в стіні, технологічно навряд чи можливо (рис. 9).

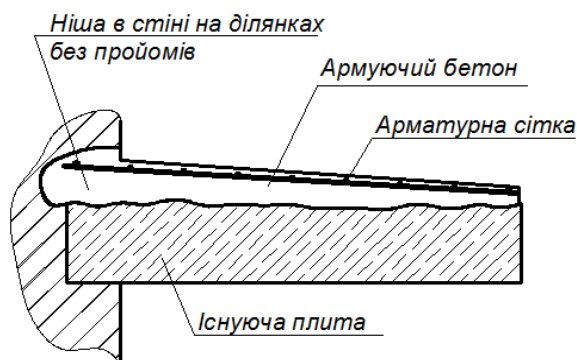


Рис.9. Підсилення балконної плити шаром армованого бетону

Fig.9. Reinforcement of a balcony slab with a layer of reinforced concrete

Тому підсилюють консольні плити балконів зазвичай за допомогою додаткових опор, з якими плити починають працювати як оперті по контуру.

Найбільш поширеним способом підсилення плит є взяття їх по трьох сторонах швелерами [10, 12] в обойму. Для консольних балконних плит використовують зазвичай швелери №№ 12-16. Номер швелера підбирається з умови, щоб між нижньою поверхнею плити і нижньою полицею швелера залишався зазор не менше 5 мм для забезпечення нормальних умов його зако-

нопачення. Верхня полиця швелера повинна бути на рівні стяжки під гідроізоляцію.

Поздовжні та поперечні швелери зварюють у місцях їх сполучення. Поперечні швелери закладають у стіни. Виконати таке закладення швелерів у стіну, щоб вона забезпечувала роботу конструкції посилення як консолі, зазвичай не вдається, а у стінах великопанельних будівель взагалі закладення швелерів неможливе. Тому до стін кріплять похилі тяжі, що підтримують зовнішній край конструкції посилення (рис. 10).

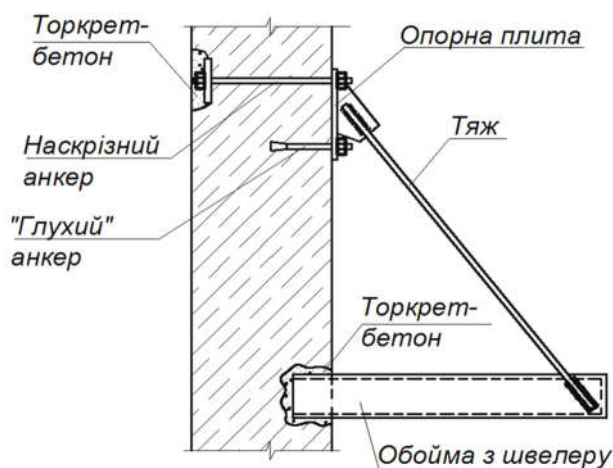


Рис.10. Конструктивна схема підсилення балконної плити металевою обоймою та похилими тяжами

Fig.10. Structural diagram of strengthening the balcony slab with a metal frame and inclined straps

Посилення плит з похилими тяжами можна ввести в роботу, зробивши їх попередньо напруженими. Попередню напругу в похилих тяжах можна створити за допомогою анкерів, що кріплять тяжі до стіни.

При неможливості закладення швелерів у стіну їх приварюють до вертикальних елементів посилення, що виготовляються зазвичай з куточка, прикріпленого наскрізними або «глухими» анкерами до стіни (рис. 11).

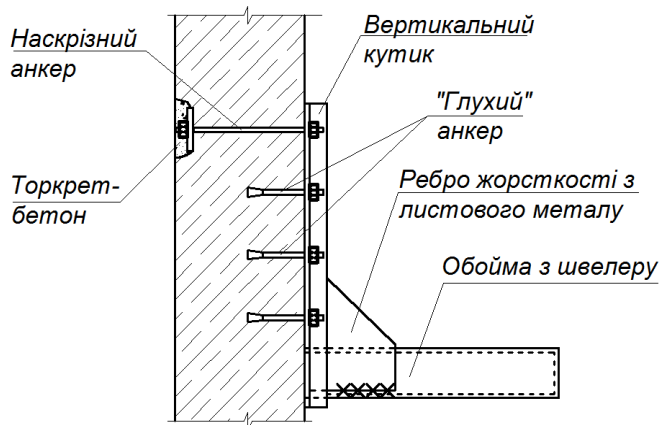


Рис.11. Конструктивна схема підсилення балконної плити металевою обоймою та підкосами

Fig.11. Structural diagram of strengthening the balcony slab with a metal frame and struts

Наскрізні анкери небажані, оскільки вони стають «містками холоду». Їх рекомендується ставити тільки за неможливості використовувати «глухі» анкери (наприклад, при низькій міцності бетону стінової панелі). Одна з можливих конструкцій «глухого» анкера – це анкер з торцевою конічною голівкою, діаметр якої в 1,5 рази більше діаметра стилобатної частини анкера.

Підсилити консольну балконну плиту можна також обрамленням її швелерами з опиранням останніх на похилі підкоси та вертикальні стійки, прикріплені «глухими» анкерами до стіни.

На всі відкриті сталеві конструкції посилення наносять антикорозійне покриття [13]. При сильній корозії верхньої арматури консольних плит і задовільному стані нижньої поверхні плити в зоні її примикання до стіни можна поставити додаткову запобіжно напружену арматуру. Якщо балконні плити спираються на консольні балки, заведені в стіну, то одночасно з визначенням стану плит встановлюється стан консольних балок.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Розглянуті пошкодження балконів, обумовлені корозією та ерозією будівельних матеріалів, дією конструктивних прорахунків, а також неправильною експлуатацією. Відповідальність за руйнування будівельних конструкцій, як результат помилок, допущених при проектуванні та будівництві мають нести будівельні та проектні орга-

нізації, але особливу відповідальність за правильну експлуатацію та професійність ремонту (тим паче реконструкції) має нести власник нерухомості.

Слід пам'ятати, що при значних навантаженнях і без того ослаблених дефектами балконів, вони стають небезпечними не лише для тих, хто проживає в будинках, але і для тих, хто проходить тротуаром вздовж фасаду будівлі. Тому при вирішенні черговості ремонту конструкцій будинків на перше місце потрібно ставити впорядкування балконів.

Лише при дотриманні всіх державних будівельних норм можна розраховувати на необхідну довговічність будівельних конструкцій та їх достатню несучу здатність при зовнішніх впливах. Але практика показує, що вплив навколишнього середовища постійно змінюється [14], стає агресивнішими, тому терміни служби будівельних конструкцій та способи їхнього захисту також повинні змінюватись.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Ruffert, G.** (2016). Schäden an Betonbauwerken: Ursachen – Analysen – Beispiele mit 79 Abbildungen. *Verlagsgesellschaft, Rudolf Muller, GmbH. Köln-Braunsfeld.*
2. **Witzany J., Brožovský J., Čejka T., Kroftová K. a Zigler R.** (2015). The Application of Carbon Composites in the Rehabilitation of Historic Baroque Vaults. *Polymers*. MDPI Open Access Publishing, 7(12), s. 2670-2689.
3. **Setareh M., Darvas R.** (2017). Concrete Structures. *Springer International Publishing Switzerland*. P. 680. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-24115-9>.

4. **Шпакова Г.В.** Застосування BIM при функціональній трансформації об'єктів в період експлуатації із використанням рециклінгу. *Будівельне виробництво*. Київ: НДІБВ, 2019. Вип. 67. С. 75-78.
5. **Bassam A. Tayeh, Ahsen Maqsoom** (2020). Factors affecting defects occurrence in the construction stage of residential buildings in Gaza Strip. *SN Applied Sciences* vol. 2, Article number: 167. – <https://link.springer.com/article/10.1007/s42452-020-1959-1>.
6. **Grunau E. B.** (2008). Verhinderung von Bauschäden. *Verlagsgesellschaft Rudolf Müller. – Köln, Braunsfeld*.
7. **Delgado J. M. P. Q.** Durability of Concrete Structures (2021). *Springer, Cham*, P. 171. DOI: <https://doi.org/10.1007/978-3-030-62825-3>.
8. **Gernay, T.** (2016). Fire performance of columns made of Normal and high strength concrete: A comparative analysis. *Key Engineering Materials*, 711, pp. 564-571. Trans Tech Publications.
9. **Konečný, P., Brožovský, J. a Ghosh, P.** (2011). Modelování vlivu chloridů na vznik trhlin v železobetonu programem KOROZEENECK. *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava. Technical University of Ostrava. Civil engineering series*. Ostrava: Vysoká škola báňská, XI(1), s. 205-212.
10. **Мальганов, А.И., Плевков, В.С., Полищук А.И.** Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. *Атлас схем и чертежей*. Томск, 1990. С. 314.
11. **Kubečka K.** (2010). Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava, *Civil Engineering Series*, 1, 27.
12. **Kraus M., Vondráčková T., Nývlt V.** (2017). Defects, faults and accidents of contemporary constructions // *MATEC Web of Conferences* 93 47, 03004. DOI: 10.1051/mateconf/20179303004.
13. **Panasyuk V.V., Marukha V.I., Sylovanyuk V.P.** Injection Technologies for the Repair of Damaged Concrete Structures (2014). Springer Science+Business Media Dordrecht. XI, P. 273. DOI: <https://doi.org/10.1007/978-94-007-7908-2>.
14. **Шпакова Г.В.** Еколого-економічний механізм розвитку біосферосумісного будівництва в Україні: теорія, методологія, практика

[Текст]: монографія. К.: Видавничий дім «АртЕк», 2019. 340 с.

REFERENCES

1. **Ruffert, G.** (2016). Schäden an Betonbauwerken: Ursachen – Analysen – Beispiele mit 79 Abbildungen. *Verlagsgesellschaft, Rudolf Müller, GmbH. Köln-Braunsfeld. [in Deutsch]*.
2. **Witzany J., Brožovský J., Čejka T., Kroftová K. a Zigler R** (2015). The Application of Carbon Composites in the Rehabilitation of Historic Baroque Vaults. *Polymers*. MDPI Open Access Publishing, 7(12), 2670-2689. *[in Czech]*.
3. **Setareh M., Darvas R.** (2017). Concrete Structures. *Springer International Publishing Switzerland*. P. 680. DOI: <https://doi.org/10.1007/978-3-319-24115-9>. *[in English]*.
4. **Shpakova H.** (2019). Zastosuvannia BIM pry fu-nktsionalnii transformatsii ob'ektiv v period ekspluatatsii iz vykorystanniam retsyklinhu. *Budivelnne vyrobnytstvo. Kyiv, NDIBV. Vol. 67, 75-78. [in Ukrainian]*.
5. **Bassam A. Tayeh, Ahsen Maqsoom** (2020). Factors affecting defects occurrence in the construction stage of residential buildings in Gaza Strip. *SN Applied Sciences* vol. 2, Article number: 167. – <https://link.springer.com/article/10.1007/s42452-020-1959-1>. *[in English]*.
6. **Grunau E. B.** (2008). Verhinderung von Bauschäden. *Verlagsgesellschaft Rudolf Müller. – Köln, Braunsfeld. [in Deutsch]*.
7. **Delgado J. M. P. Q.** Durability of Concrete Structures (2021). *Springer, Cham*, P. 171. DOI: <https://doi.org/10.1007/978-3-030-62825-3>. *[in English]*.
8. **Gernay, T.** (2016). Fire performance of columns made of Normal and high strength concrete: A comparative analysis. *Key Engineering Materials*, 711, 564-571. Trans Tech Publications. *[in English]*.
9. **Konečný, P., Brožovský, J. a Ghosh, P.** (2011). Modelování vlivu chloridů na vznik trhlin v železobetonu programem KOROZEENECK. *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava. Technical University of Ostrava. Civil engineering series*. Ostrava: Vysoká škola báňská, XI(1), 205-212. *[in Czech]*.
10. **Malganov, A.I., Plevkov, V.S., Polischuk, A.I.** (1990). Vosstanovlenie i usilenie stroitelnyih konstruksiy avariynyih i

rekonstruivemyih zdaniy. *Atlas shem i chertezhey*. Tomsk. P. 314. [in Russian].

11. **Kubečka K.** (2010). Transactions of the VŠB - Technical University of Ostrava, *Civil Engineering Series*, 1, 27. [in Czech].
12. **Kraus M., Vondráčková T., Nývlt V.** (2017). Defects, faults and accidents of contemporary constructions. *MATEC Web of Conferences* 93 47, 03004.
DOI: 10.1051/mateconf/20179303004. [in English].
13. **Panasyuk V.V., Marukha V.I., Sylovanyuk V.P.** (2014). Injection Technologies for the Repair of Damaged Concrete Structures. *Springer Science+Business Media Dordrecht*. XI, P. 273.
DOI: <https://doi.org/10.1007/978-94-007-7908-2>. [in English].
14. **Shpakova H.** (2019). Ekoloho-ekonomichnyi mekhanizm rozvytku biosferosumisnoho budivnytstva v Ukraini: teoriia, metodolohiia, praktyka [Tekst]: monohrafiia / H. V. Shpakova. K. : *Vydavnychi dim «ArtEk»*. P. 340. [in Ukrainian]

Features of reconstruction of external facade elements

Hanna Shpakova, Andrew Shpakov

Summary. In the materials of the article, the topical issues of reconstruction of the most vulnerable, from the point of view of operation, elements of buildings and structures - load-bearing facade elements, extensions and balconies are considered. The relevance of the research topic is determined by the prevalence of defects of this type of struc-

tures arising in the process of construction, operation and refurbishment.

Examples of typical design solutions for balconies are given and factors of influence on the lability of building structures of this type are analyzed, depending on the sources of their occurrence and the stage of the life cycle of the building and structure.

The types of operational loads and typical deformation processes in the structures of balconies and design solutions aimed at leveling the negative consequences of the impact on structures of environmental factors, organizational and technological errors during construction and operation, as well as a combination of these factors that can lead to a decrease in operational characteristics and bearing capacity of the structures under consideration. The most effective from a constructive, economic and organizational point of view, solutions for the reconstruction and restoration of various types of external elements of facades and balconies have been determined.

The article notes the importance of ensuring the compliance of the characteristics of the external elements of facade structures by creating regulations for the maintenance of structures based on state regulatory documents and the methodology for the rational choice of appropriate technology systems for the reconstruction and restoration of a structural element so important for the normal operation of civil buildings and structures as balcony structures of various types.

Keywords. Refurbishment repair; exploitation; strengthening the balcony slab; reconstruction, «blind» anchor.

Особливості проектування вертодромного майданчика на даху будівлі

Валерій Першаков¹, Андрій Белятинський², Олександра Акмалдінова³

^{1,2,3}Національний авіаційний університет,
1, просп. Любомира Гузара, Київ, Україна

¹pershakov@nau.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-5414-2782>

²beljatynskij@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0002-2158-512X>

³oleksandra.akmaldinova@npp.nau.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-7732-9179>

DOI: 10.32347/2522-4182.8.2021.118-130

Анотація. Розглядається: вимоги до вертолітних майданчиків, піднятих над рівнем землі; конструктивні рішення вертолітних майданчиків; конструкція плити покриття вертолітного майданчика, розташованого на даху будівлі; конструктивні рішення прийняті при проектуванні вертолітного майданчика; моделювання вертолітного майданчика в ПК ЛИРА САПР; розрахунок багатоповерхової будівлі з вертолітним майданчиком на даху; перевірка на міцність та жорсткість; характеристики вертолітного майданчику на даху будівлі. Розрахункова модель просторової схеми конструкцій кар касу висотного житлового будинку виконана в підсистемі (ПС) «КОМПОНОВКА» програмного комплексу (ПК) «Мономах-САПР» і експортована в програмний комплекс ПК «ЛИРА-САПР».

Ключові слова: конструктивні рішення вертолітних майданчиків; моделювання вертолітного майданчика в ПК ЛИРА САПР; розрахунок багатоповерхової будівлі з вертолітним майданчиком на даху будівлі.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

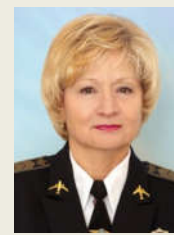
Розрахункова модель просторової схеми конструкцій каркасу висотного житлового будинку виконана в підсистемі (ПС) «КОМПОНОВКА» програмного комплексу (ПК) «Мономах-САПР» і експортована в програмний комплекс ПК «ЛИРА-САПР».



Валерій Першаков,
професор кафедри
реконструкції аеропортів та
автошляхів,
д.т.н., проф.



Андрій Белятинський,
професор кафедри
реконструкції аеропортів та
автошляхів,
д.т.н., проф.



Олександра Акмалдінова,
зав. кафедри іноземних мов,
к.ф.н., професор

Вимоги до вертолітних майданчиків.

В залежності від типу розрахункового вертольоту та ступеня капітальності вертодрому різняться і матеріали, з яких виконуються саме покриття майданчика.

Наприклад, для майданчиків, розташованих на рівні даху будівлі використовуються традиційна конструкція покриття. Але для різнорівневих дахів будівель використовують посадочні майданчики, які спираються на несучі колони та стіни будівлі [1].

Виходячи з конструктивних особливостей припіднятих майданчиків можна сформулювати основні вимоги до них [1]: достатня жорсткість та міцність конструкції; невелика вага; якомога більша механізація робіт.

В залежності від максимальної злітної ваги вертольоту може використовуватися різний матеріал для зведення вертолітного майданчика. Для легких та середніх вертольотів за кордоном часто використовуються готові блоки, з яких на місці монтується сама конструкція безпосередньо на місці будівництва. Але міцність та жорсткість таких покриттів незадовільна для важких вертольотів (наприклад Мі-8). Тому постає потреба в розробці та розрахунку конструкції покриття, яка б мала задовільну міцність, жорсткість та, разом з цим, невелику вагу [4].

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Конструкція плити покриття вертолітного майданчика розташованого на даху будівлі.

Означеним вимогам відповідає інженерне рішення у вигляді балочної кліті із незйомною опалубкою та ребристою плитою покриття. Варіант із несучими елементами у вигляді балочної клітини

найбільш придатний для улаштування вертолітних майданчиків на дахах будівель (особливо багаторівневих) з декількох причин:

- металеві балки кліті здатні сприймати значні навантаження при відносно невеликих перетинах (порівняно із іншими матеріалами);

- метал є однорідним та ізотропним матеріалом, поведінка якого під навантаженням добре описується математичними залежностями;

- таке конструктивне рішення мінімізує роботу безпосередньо на місці будівництва оскільки конструктивні елементи виготовляються на заводі, а на об'єкті будівництва виконується лише їх збірка.

Сама плита покриття в цьому випадку має вигляд ребристої плити. Для зменшення строків будівництва використовується незйомною опалубка у вигляді профнастилу. Враховуючи відповідальність споруди і той факт, що розрахунок ведеться на випадок жорсткого приземлення вертольоту, використовується профнастил із найбільшим гофром – Н114, товщина сталевого листа при цьому складає 1 мм.

Переріз плити покриття наведено на рис.1

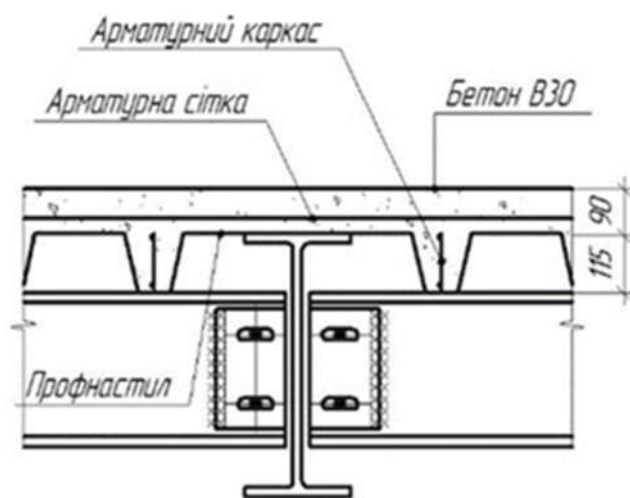


Рис. 1. Поперечний переріз плити покриття вертолітного майданчика на даху будівлі
Fig. 1. Cross section of the helipad plate covering on the building roof

Підбір двотаврів необхідно виконати в ручному режимі на етапі приведення наведеного перерізу до еквівалентного. Втім можливе використання традиційного підходу, щоправда це призведе до деякого збільшення товщини плити покриття. В роботі [11] конструкція даху дозволила використати цементобетон в якості основного матеріалу для будівництва плити вертолiтного майданчика.

Основною причиною такого рішення є те, що дах будівлі плаский, тобто відсутні

архітектурні елементи, які б перешкождали розміщенню майданчика безпосередньо над площиною даху. Розглядалися варіанти улаштування плити вертолiтного майданчика як збірної (в цьому випадку на підготовлену основу укладались плити ПАГ), так і монолітної.

Для улаштування монолітної плити необхідно спорудження опалубки. В плані вертолiтний майданчик [10] виглядає наступним чином, рис. 2.

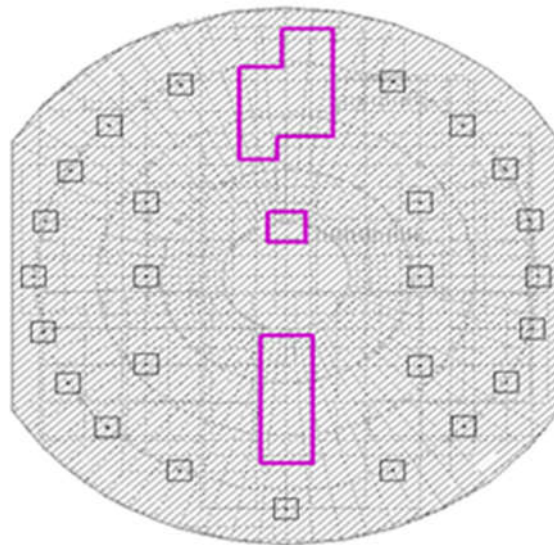


Рис. 2. Вигляд вертолiтного майданчика в плані
Fig. 2. Helipad plan view

На рис. 2 наведено результат моделювання конструкції в МОНОМАХ САПР. Схематично зображено розташування колон та допомiжних елементiв. Мiцнiсть та

жорсткiсть такої конструкції є достатньою для сприйняття навантаження вiд розрахункового вертолiту (рис.3).

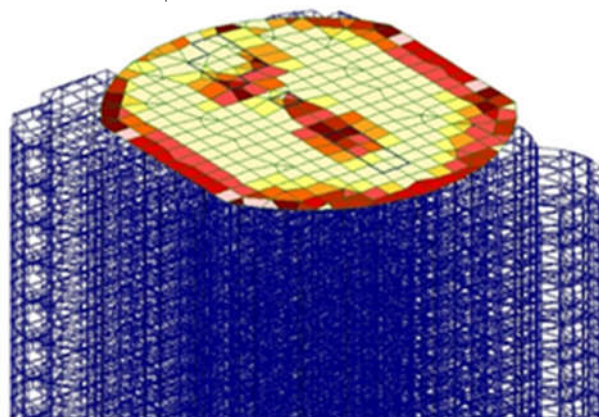


Рис. 3. Результат розрахунку вертолiтного майданчика в ПК ЛІРА САПР
Fig. 3. The result of the helipad calculation in LIRA CAD SP

Розглядаючи сумiсну роботу багатопверхової споруди та вертолiтного майдан-

чика, слiд враховувати одночасну дiю таких факторiв як вiтрове навантаження, власна

вага споруди та динамічна посадка вертольоту. Кут, під яким здійснюється посадка можна прийняти приблизно рівним 90° .

із урахуванням вітрового завантаження, рис. 4.

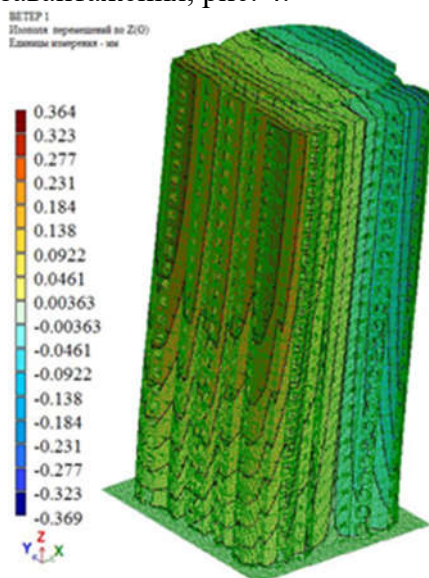


Рис. 4. Результат розрахунку вертолітного майданчика на вплив вітру

Fig. 4. The result of the helipad calculation for the wind impact

Перед посадкою швидкість вертольоту в горизонтальному напрямку знижується практично до 0 км/год. Через це посадка не завдає значного впливу на відхилення багатоповерхівки від вертикалі.

Конструктивні рішення прийняті при проектуванні вертолітного майданчика. Розрахунковим вертольотом для вертолітного майданчика на даху будівлі обрано Мі-8 як найбільш поширений вертоліт в межах України. Окрім цього, за геометричними та ваговими характеристиками Мі-8 можна порівняти із більшістю вертольотів бізнес-класу закордонного виробництва. Тому вертолітний майданчик, розрахований під Мі-8 буде придатний для здійснення злітно-посадочних операцій переважної більшості вертольотів (за виключенням категорії важких машин).

Стосовно розмірів самого майданчика та його елементів слід відзначити наступне [5,7]:

- розміри зони кінцевого заходу на посадку (FATO) повинні дорівнювати як мінімум $1D$ головного гвинта розрахункового вертольоту;

- зона приземлення та відриву (TLOF) для вертольотних майданчиків, піднятих над землею співпадає із розмірами та хара-

Жорстка посадка вертольоту на дах майже не впливає на відхилення осі споруди від вертикалі

ктеристиками зони FATO. Вимоги по міцності покриття висуваються аналогічні до покриття зони FATO;

- навколо зони FATO розташовується зона безпеки, розміри якої теж залежать від розмірів головного гвинта вертольоту. Згідно із [12] оскільки зона безпеки має чотирикутну форму, то з кожної сторони її розміри повинні на $0,25 D$ перевищувати розміри ділянки FATO та TLOF.

- по периметру зони безпеки передбачено улаштування металевої огорожувальної сітки, яка встановлена під кутом 45° та перильне огороження.

Окрім захисної функції металева сітка перешкоджає проникненню висхідних повітряних потоків на вертолітний майданчик.

Враховуючи те, що вертолітний майданчик окрім пасажирських перевезень може використовуватись і для евакуації людей у випадку пожежі, окремо розглядалось питання вогнестійкості конструкції вертолітного майданчика.

Основною вимогою до конструкції вертолітного майданчика можна назвати те, що він не повинен сприяти розповсюдженню пожежі. А ступінь вогнестійкості елементів конструкції

повинен бути не менше ніж ступінь вогнестійкості споруди в цілому.

Вертолітний майданчик повинен бути обладнаний засобами для гасіння пожежі (автоматизованими або роботизованими). Використання води для гасіння пожеж автоматизованими та роботизованими установками небажане оскільки деякі ПММ можна загасити лише піском або піною. Більшість подібних установок використовують піну низького та середнього розширення для гасіння пожеж. Згідно із тестами передові установки здатні за 3-4 секунди вкрити вертоліт середніх розмірів 10-сантиметровим шаром піни. Для гасіння пожеж не пов'язаних із займанням ПММ можна використовувати воду. Тому необхідно забезпечити окремий пожежний трубопровід на дах будинку. Взимку потрібно забезпечити його обігрів [8].

Оскільки вертолітний майданчик розташовано на даху висотної будівлі, тобто вплив вітру суттєвий, необхідно враховувати переважний напрямок вітру при установці протипожежної системи. Можливе використання 2-х систем, встановлених з протилежних боків майданчика.

Матеріали, які застосовуються поблизу від вертолітного майданчика, зокрема теплоізоляційні матеріали та дах безпосередньо під майданчиком повинні відноситися до класу НГ (тобто негорючих). Окремі вимоги висуваються до системи водовідведення вертолітного майданчика.

Оскільки водовідведення виконується за допомогою ухилів поверхні вертолітного майданчика, то у випадку розливу та займання палива необхідно унеможливити розповсюдження пожежі на сам будинок.

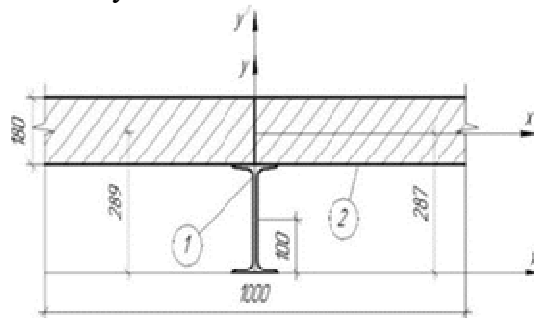


Рис. 5. Приведення бетонного покриття (рис.1) до прямокутного приведенного перерізу
Fig. 5. Bringing the concrete covering (Fig. 1) to a rectangular reduced section

Водовідведення забезпечують 2 стоки в межах вертолітного майданчика, тому для забезпечення цієї вимоги необхідно обладнати їх заслінками. Завдяки цьому навіть у випадку розливу та займання ПММ безпосередньо на майданчику пожежу буде локалізовано.

Оскільки на вертолітному майданчику не передбачається довгострокове базування вертольотів, то він не обладнується якірними кріпленнями. Однак через ухил поверхні покриття та вплив вітру можливе викочування вертольоту за межі майданчика. Для унеможливлення цього по периметру майданчика влаштовується невеликий (висотою 30 см) бортик (комінгс). Для забезпечення безпеки пасажирів та технічних працівників по периметру майданчика встановлюється захисна сітка.

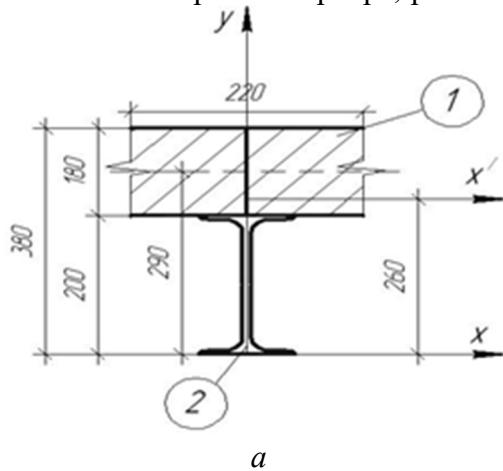
Також для запобігання викочуванню вертольоту за межі майданчика рекомендується використовувати башмаки, які підкладаються під колеса вертольоту на стоянці [5].

Моделювання вертолітного майданчика в ПК ЛИРА САПР.

Для того, щоб змоделювати обрану конструкцію вертолітного майданчика в ПК ЛИРА САПР, необхідно привести конструкцію до еквівалентного перерізу. Через доволі складну конструкцію, приведення до еквівалентного перерізу виконувалось в декілька етапів.

На першому етапі до прямокутного перерізу приводився бетон, залитий в опалубку з профнастилу, рис. 5.

Після цього необхідно визначити параметри ребристої плити для подальшого розрахунку. Спочатку розглядається сумісна робота плити покриття та ребра, рис. 6 (яке



моделює балки настилу в реальній конструкції).

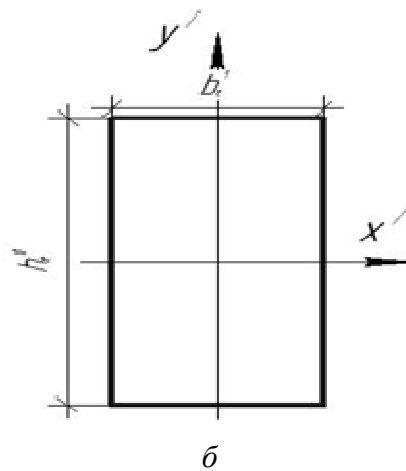


Рис. 6. Схема до визначення розмірів ребра, що моделює балки настилу:
a - вихідна конструкція;
б - приведений переріз

Fig. 6. Scheme for determining the rib size, modeling the floor beams:
a - original structure;
b - reduced cross section

На останньому етапі було обчислено розміри ребра, яке моделює головні балки.

При цьому враховувалось те, що сполучення головних балок та балок настилу виконувалось на одному рівні, рис. 7.

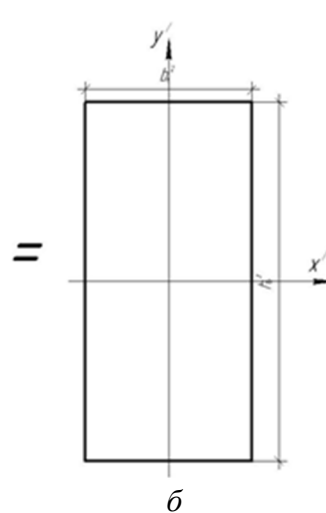
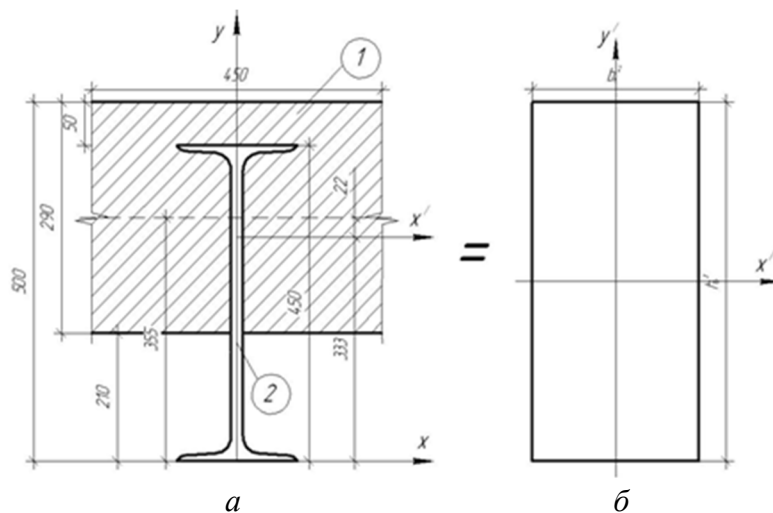


Рис. 7. Схема до визначення розмірів ребра, яке моделює головні балки:
a - вихідна конструкція;
б - приведений переріз

Fig. 7. Scheme for determining the rib size, modeling the main beams:
a - original structure;
b - reduced cross section.

Після всіх перетворень конструкцію вертолїтного майданчика, яка зображена на

рис. 1, можна представити у вигляді ребристої плити, рис. 8. Це дає можливість за-

проекувати доволі складну вихідну конст-
рукцію в ПК ЛИРА САПР та виконати не-

обхідні розрахунки.

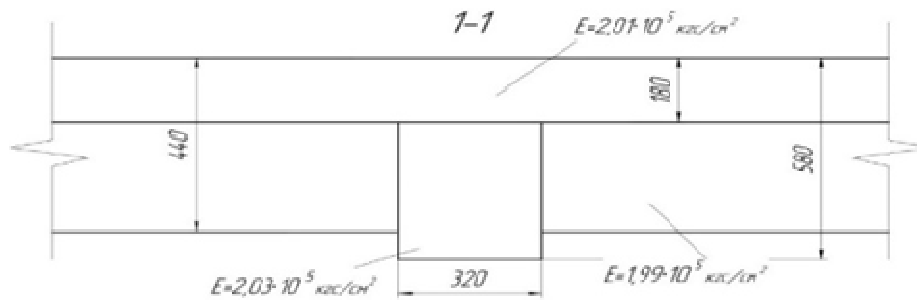


Рис. 8. Розміри еквівалентного перерізу вертолітного майданчика
Fig. 8. Dimensions of the helipad equivalent cross section

Параметри елементів наведеної констру-
кції:

1. Для пластини: товщина $h_e = 18,0$ см; модуль пружності $E_e = 2,01 \cdot 10^5$ кгс/см²; коефіцієнт Пуассона $\nu_e = 0,23$.

2. Для ребер, які моделюють друго-
рядні та головні балки в реальній констру-
кції: модуль пружності $E_e = 2,03 \cdot 10^5$ кгс/см²; коефіцієнт Пуассона $\nu_e = 0,22$.

Приведення реальної конструкції до ек-
вівалентної дає можливість змодельовати її
в ПК ЛИРА САПР. Оскільки увага була
приділена саме розрахунку вертолітного
майданчика, то при його моделюванні в ПК
ЛИРА САПР колони вважались абсолютно
жорсткими тілами. Після моделювання вер-
толітного майданчика в ПК ЛИРА САПР
конструкція виглядатиме наступним чином,
рис. 9

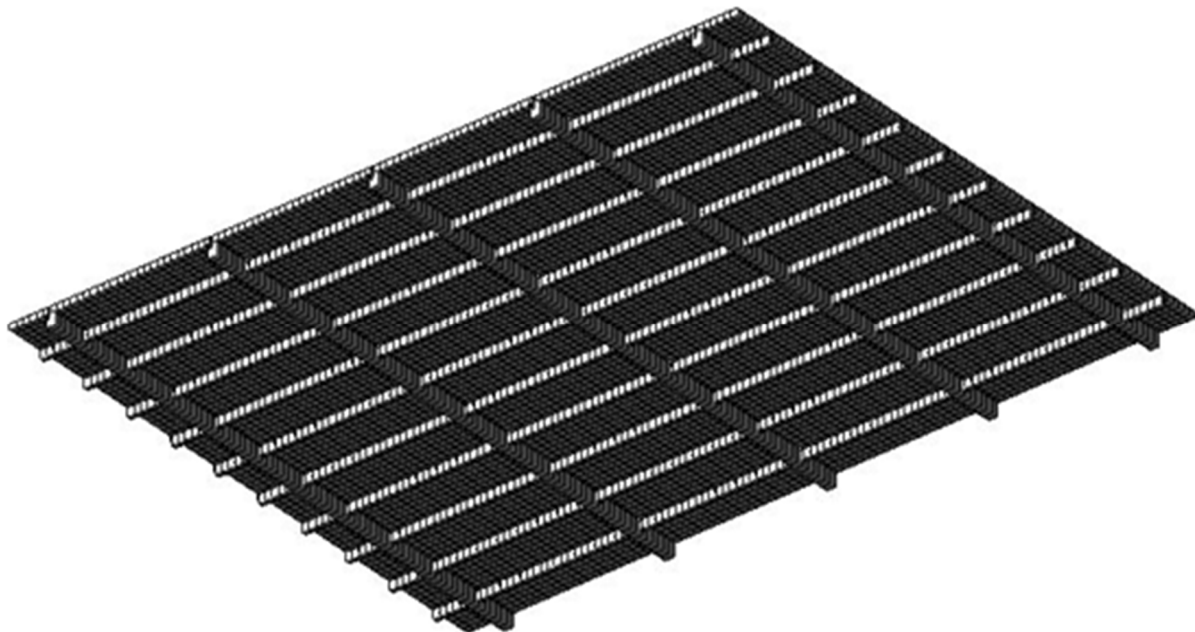


Рис. 9. Схема вертолітного майданчика в ПК ЛИРА САПР
Fig. 9. The helipad scheme in the LIRA CAD SP

При розрахунку необхідно установити
яке положення вертольоту є найбільш небез-
печним. Тобто при якому його розташу-
ванні в елементах конструкції виникають
найбільші внутрішні зусилля.

Розглядалось декілька варіантів заван-
таження конструкції:

– симетричне розташування опор вер-
тольоту Мі-8;

– розміщення вертольоту із зміщенням, головна опора розташовується точно по центру між колонами розміщення голо-

вних опор вертольоту безпосередньо над нерозрізними головними балками;

– Найбільш небезпечну схему завантаження з точки зору міцності наведено на рис 1.

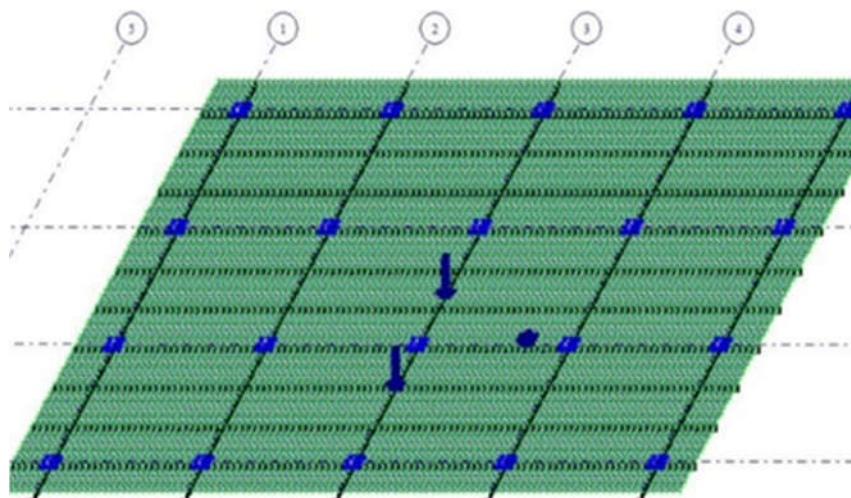


Рис. 10. Небезпечне розташування вертольоту на вертолітному майданчику
Fig. 10. Dangerous location of the helicopter on the helipad

В якості основних критеріїв пошуку небезпечного завантаження виступали: міцність головних та другорядних балок, міцність бетонного шару та жорсткість конструкції (максимальний прогин).

При завантаженні вертолітного майданчика враховувалася так звана «жорстка» посадка вертольоту.

Згідно із [7] при цьому максимальна злітна вага збільшується в 1,5 рази. Максимальний згинальний момент для цього варіанту завантаження становить 181,3 кН·м, рис. 11

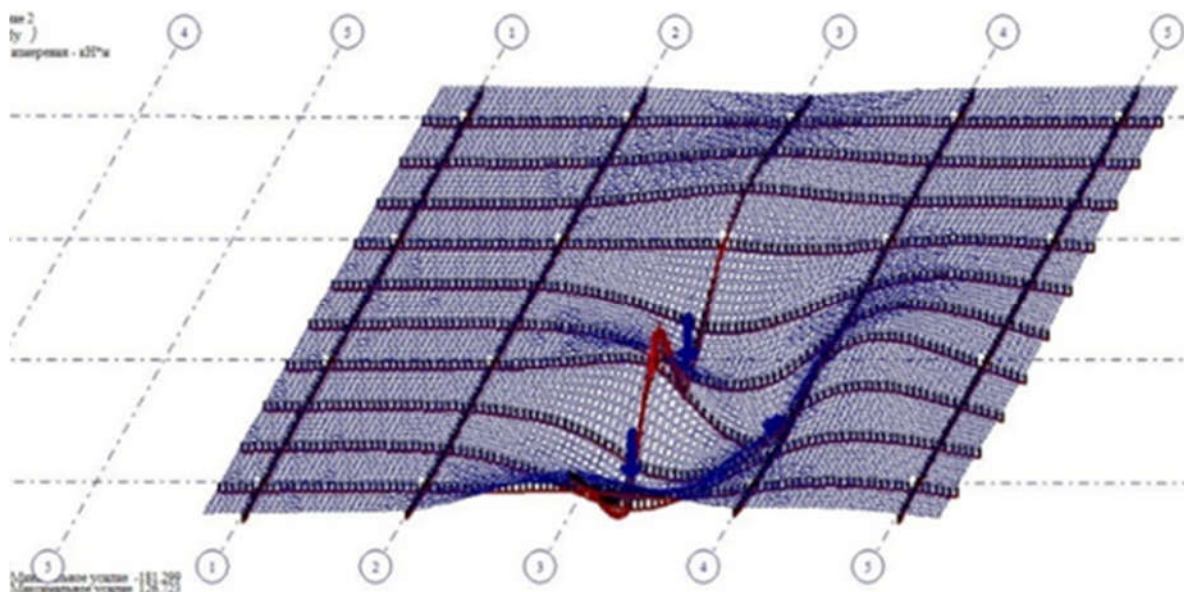


Рис. 11. Результати розрахунку вертолітного майданчика в ПК ЛИРА
Fig. 11. The results of the helipad calculation in the LIRA CAD SP

В конструкції вертолітного майданчика в якості головних балок використовувався двотавр №36 (момент опору становить 743 см³). Головні балки виготовлені із сталі С46/33 для якої R становить 290 МПа

Епюру згинальних моментів в головній балці №3 (див. рис. 11) наведено на рис. 12.

В результаті аварійної (або жорсткої) посадки вертольоту максимальне напруження в балці не перевищує

$$\sigma = \frac{181,3 \cdot 10^{-3}}{743 \cdot 10^{-6}} = 244,01 \text{ МПа} < 290 \text{ МПа.}$$

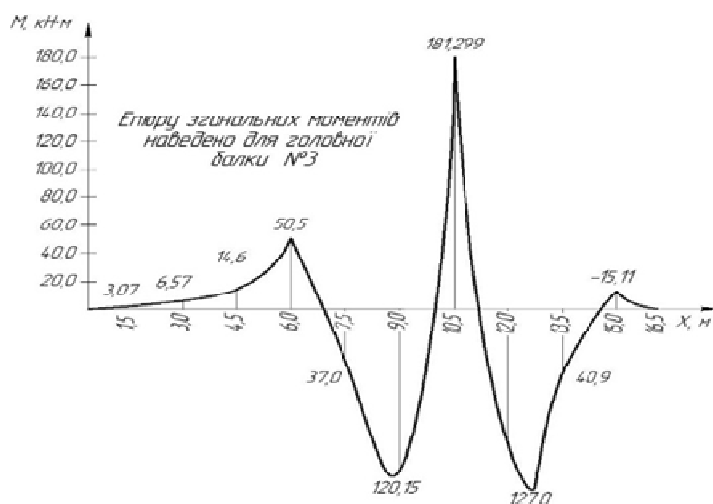


Рис. 12. Епюра згинальних моментів для головної балки
Fig. 12. Bending moment diagram for the main beam

Наведені епюри відображають ефект від динамічної посадки вертольоту. При статичному навантаженні значенні прогинів та внутрішніх зусиль знижується на 40 – 50%.

Розрахунок багатоповерхової будівлі із вертолітним майданчиком на даху.

Розрахункова модель просторової схеми конструкцій каркасу висотного житлового будинку виконана в підсистемі (ПС)

«КОМПОНОВКА» програмного комплексу (ПК) «Мономах-САПР» і експортована в програмний комплекс ПК «ЛИРА-САПР».

Розрахунок виконаний по МКЕ на сумарні постійні, тривалі, короточасні і вітрові навантаження по ПК «ЛИРА-САПР» при коефіцієнті надійності по відповідальності 1.1. Характеристики будівлі наведено в табл.1

Табл. 1. Характеристики багатоповерхової будівлі
Table. 1. Characteristics of a multi-storey building

№ з/п	Матеріал, конструктивні розміри	Бетон класу:
1	2	3
1	Фундаментні плити, ростверки, посилення фундаментів, палі діаметр 62 см	„В30” „В30” „В30”;
2	Плити перекриття (покриття), стіни, пілони, колони, балки	„В30”
3	Арматура класів:	A-500С, A240С
4	Товщина фундамент-них плит 1 та 2 секції	1,5м;
5	Палі: діаметр 62 см, довжина 22 м	$R_{расч}=210тс$; $R_{max}=250тс$

Продовження табл. 1
Continuation of the table. 1

1	2	3
6	Товщина плит перекриття підвальних поверхів	0,2 м;
7	Товщина плит підсилення перекриття підвалу	0,2 м;
8	Товщина плит перекриття типових поверхів та покриття	0,2 м;
9	Товщина плити покриття	0,4 м, 0,3 м, 0,2 м, 0,3 м
10	Товщина стін, діафрагм поверхів	0,4 м
11	Товщина діафрагм підсилення	0,5 м
12	Несучі пілони типових поверхів	0,8 м
13	Несучі колони підвалу, 1 та 2 поверхи	4,6 м
14	Висота підземних поверхів	4,6 м
15	Висота надземних поверхів	3,3 м

При розрахунку використовувались такі розрахункові вертикальні навантаження:

1. Власна вага несучих конструкцій збирається і враховується автоматично виходячи з об'ємного ваги залізобетону - $2.50 \times 1.1 = 2.75$ тс/м³ (модуль Юнга - 3.0×10^6 тс/м²).

2. Розрахункове навантаження на фундаментну плиту на - 3,0 м (постійне 100кг/м² + довгострокове навантаження 100кг/м² + короткочасне навантаження 100кг/м²).

3. Розрахункове навантаження на плиту над підвалом, першого і другого поверхів: (відм. 0,000 м, + 4,2м, + 7,20м): постійне 200 кг/м² + довгострокове навантаження 200 кг/м² + короткочасне навантаження на перекриття 350 кг/м² – 0,750 тс/м².

4. Розрахункове навантаження від конструкцій підлоги, перегородок і корисного навантаження на плити типового перекриття - вага конструкцій підлоги 200 кг/м² + довгострокове навантаження 50 кг/м² (додаткове навантаження штамп – 100 кг/м²) + короткочасне навантаження на перекриття 150 кг/м² (додаткове в ліфтових шахтах = 100 кг/м²) – 0,40 тс/м².

5. Розрахункове навантаження від зовнішніх стін на плити 1-2-го поверхів - 0,7 тс/п.м.; від зовнішніх стін на плити типових поверхів - 1,2 тс/п.м;

6. Розрахункове навантаження від закритих балконів на плити типових поверхів - 0,4 тс/п.м; від відкритих балконів на

плити перекриття типових поверхів - 0,2 тс/п.м;

7. Розрахункове навантаження на плиту покриття: снігове $0.05 \cdot 1.4 \cdot 3 = 0.2$ + конструкція даху 0,2 - 0,4 тс/м².

8. Корисні короткочасні навантаження в ліфтових шахтах - 250 кг/м²;

Характеристики вертолiтного майданчику на даху будiвлi. Вертолiтний майданчик призначається для забезпечення зльоту i посадки вертольоту (без використання повітряної подушки) з метою доставки в район надзвичайної ситуації (НС) рятувальників i фахівців загону. Також він може використовуватись к проміжний пункт при здійсненні екскурсійних польотів.

Польоти виконуються цілодобово, епізодично в простих i складних метеоумовах. Умови польотів - за правилами візуальних польотів. На майданчику не передбачається постійне базування вертольоту. Технічне обслуговування виконується в обсязі тимчасової стоянки i підготовки до повторного вильоту.

Стаціонарні системи запуску двигунів та електропостачання бортової мережі не встановлюються. Заправка вертольоту паливом та ПММ на вертолiтному майданчику не виконується. Не передбачається наявність спеціальної техніки, що забезпечує усунення обмерзання вертольоту i підігріву основних агрегатів в зимовий час.

В якості розрахункового вертольоту було обрано Мі-8, його характеристики: мак-

симальна злітна вага – 12,0 т; вага пустого вертольоту – 7,0 т; діаметр несучого гвинта – 21,3 м; головна опора – однокольна.

Конструкція вертолітного майданчика виконана з монолітного бетону та залізобетонних балок, що спираються на випуски колон каркаса і стін діафрагми будівлі над дахом на висоті 3 м. Для видалення (розтоплення) снігу та запобігання зледеніння поверхні покриття необхідно передбачити закладку в конструкції покриття вертолітного майданчика системи електропідігріву [8, 9].

Водовідвід атмосферних опадів з поверхні покриття вертолітного майданчика ор-

ганізувати в водовідвідну систему, прийняту в будівельній частині проекту будівлі.

Вертолітний майданчик розташований на даху житлового висотного будинку. Потрапити на майданчик можна через сходи, ними облаштовані 2 сторони майданчика (рис. 13).

Усі будівельні конструкції на даху, в тому числі сходові марші та огорожі, виконані з негорючих матеріалів. Всі виступаючі над поверхнею покриття вертолітного майданчика споруди не виходять за площини обмеження висотних перешкод [7].

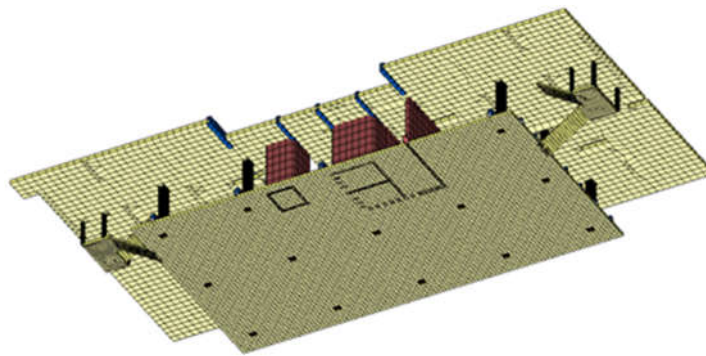


Рис. 13. Фрагмент кінцево-елементної схеми каркасу (зображено вертолітний майданчик та плита покриття)

Fig. 13. Fragment of the finite-element frame scheme (helipad and covering slab are shown).

При розрахунку опори вертольоту розміщувались по центру плити вертолітного майданчика. Результати розрахунку до-

дять, що жорсткість та міцність вертолітного майданчика забезпечено, рис. 14.

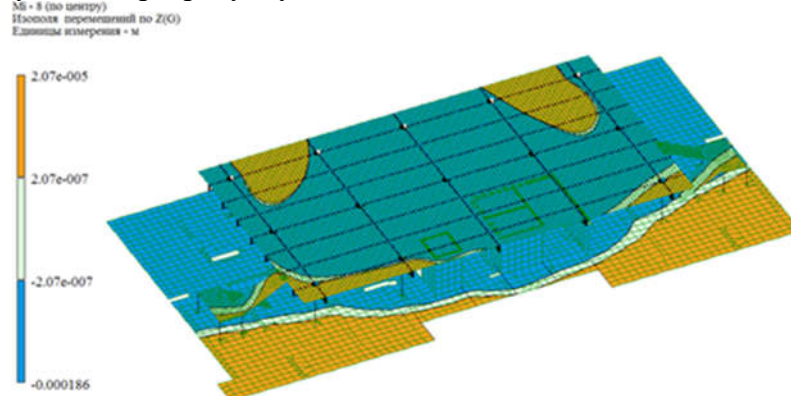


Рис. 14. Ізополя переміщень по осі Z (короткочасне навантаження на головну опору і на кожне колесо носової опори з урахуванням динамічного впливу сідаючого вертольоту)

Fig. 14. Isofields of movements along the Z axis (short-term loading on the main landing gear and each nose gear wheel with the landing helicopter dynamic impact taken into account)

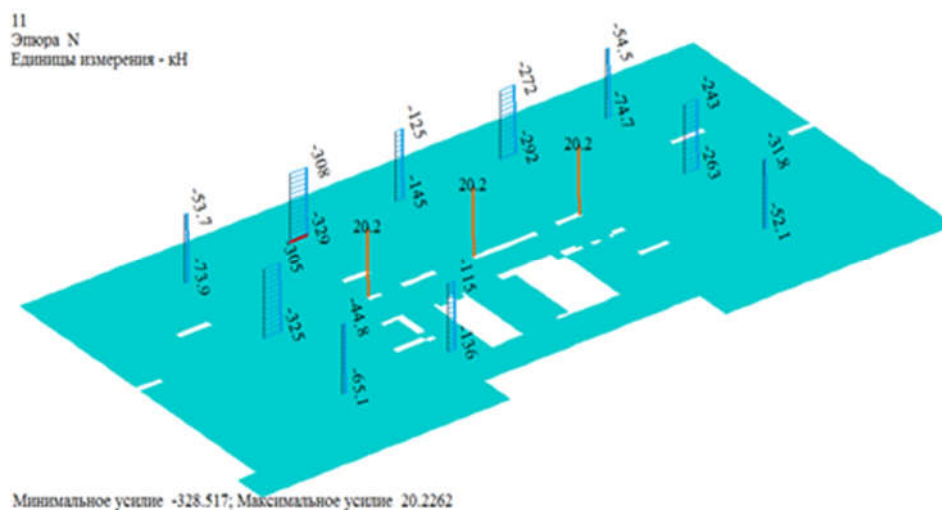


Рис.15. Поздовжня сила N, кН в колонах вертолітного майданчика (постійне, довготривале навантаження і короточасне навантаження на головну опору і на кожне колесо носової опори з урахуванням динамічного впливу сідаючого вертольоту)

Fig. 15. N longitudinal force, kN in the helipad columns (constant long-term loading and short-term loading on the main landing gear and each nose gear wheel, with the landing helicopter dynamic impact taken into account)

За результатами розрахунку виявлено, що максимальне осідання споруди із урахуванням власної ваги не перевищує 6,8 см. При цьому максимальний прогин вертолітного майданчика при посадці вертольоту дорівнює

0,18 см. Максимальне зусилля в стійці дорівнює 329 кН. Прийняті розміри елементів майданчика забезпечують необхідну міцність та жорсткість конструкції.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. Запропоновано конструкцію вертолітного майданчику із використанням профнастилу в якості незйомною опалубки для посадки вертольоту на дах будівлі. Коефіцієнт запасу міцності головної балки становить 1,20.

2. Встановлено, що при сумісній роботі вертолітного майданчика та багатоповерхової будівлі вертоліт не завдає значного впливу на напружено деформований стан споруди. Аналіз напружено-деформованого стану споруди під власною вагою та із урахуванням впливу вертолітного навантаження показує, що максимальне переміщення

споруди під впливом власної ваги становить 6,87 см, а прогин самої плити вертолітного майданчика – під власною вагою та впливом вертольоту – лише 0,18 см.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Кузнецов Г. И.** Взлет по вертикали / Г. И. Кузнецов, В. А. Касьяников. – *Полигон-пресс, 2008.* – 216 с.
2. **ЛИРА 9.4** Примеры расчета и проектирования. Приложение к учебному пособию ЛИРА 9.2 / [Гензерский Ю.В., Куценко А.Н., Марченко Д.В., Слободян Я.Е., Титок В.П.]. – К.: НИИАСС, 2006. 124 с.
3. **Матвеев Е. С.** «Вертолеты в городе: за и против» – 2011.09.23 [Электронный ресурс] // *Режим доступа:* <http://www.ato.ru/content/vertolety-v-gorode-za-i-protiv>.
4. **Особливості проектування вертолітного майданчика на даху будівлі** / В. М. Першаков, Т. В. Близнюк // *Будівництво України.* – 2014. – №5. – С. 15-16.
5. **Першаков В. М.** Вертодроми: Монографія / В. М. Першаков, А. О. Белятинський, Т.В. Близнюк, Н.Г. Семироз. – К.: *Вид-во НАУ,* 2014.–370 с.
6. **Першаков В. М.** Проектування вертодромів в умовах міської забудови / В. М. Першаков,

Т. В. Близнюк / *Вісник Інженерної Академії України*. – К. : 2013. – № 1. – С. 270–274.

7. **Першаков В. М.** Проектування аеродромних покриттів. Монографія. / В. М. Першаков, Хе Юйлін, А. О. Белятинський, Т. В. Близнюк, за ред. д.т.н., проф. В. М. Першакова. 2-е вид. – К. : ТОВ НВФ «Славутич-Дельфін», 2019. – 140 с.
8. **Helideck design considerations.** *Civil Aviation Authority*, 2009. – 48 p.
9. **Jaroslav J. Hajek.** Common Airport Pavement Maintenance Practices. / Jaroslav J. Hajek, Jim W. Hall, David K. Hein – *Transportation Research Board*, 2011. – 103 p.
10. **Kalita A.A.** High-rise building with helipad. Master's work, K.: NAU, 2014.–127p.
11. **Modern Heliport Design.** LAP Lambert Academic Publishing, 2012. – 72 p.
12. **Конвенции о международной авиации. Аэродромы.** Том I Проектирование и эксплуатация аэродромов. //Рекомендации междуна-родной организации гражданской авиации. (ИКАО), 2009. – 360 с.

REFERENCES

1. **Kuznetsov G. I.** *Vzlet po vertikali* / G. I. Kuznetsov, V. A. Kasianikov. – Poligon-press, 2008. – 216 с.
2. **LIRA 9.4** Primery rascheta i proekti-rovania. Prilozhenie k uchebnomu posobiu LIRA 9.2 / [Genzerskiy Yu..V., Kutcenko A.N., Marchenko D.V., Slobodian Ia.E., Titok V.P.]. – K.: NI-IACC, 2006. 124 с.
3. **Matveev E. S.** «Vertolyoty v gorode: za i protiv» – 2011.09.23 [Elektronniy Resurs] // *Rezhym dostupa:* <http://www.ato.ru/content/vertolety-v-gorode-za-i-protiv>.
4. **Osoblyvosti proektuvanniya vertolitnogo maidanchyka na dahu budivli** / V. M. Pershakov, T. V. Blyzniuk // *Budivnytstvo Ukrainy*. – 2014. – №5. – С. 15-16.
5. **Pershakov V. M.** Vertodromy: Monographia / V. M. Pershakov, A.O. Bieliatynskiy, T.V. Blyzniuk, N.G. Semyroz. – K.: Vyd-vo NAU, 2014.–370 с.

6. **Pershakov V. M.** Proektuvanniya vertodromiv v umovah miskoi zabudovy / V. M. Pershakov, T. V. Blyzniuk / *Visnyk Inzhenernoї Akademii Ukrainy*. – К. : 2013. – № 1. – С. 270–274.

7. **Pershakov V. M** Proektuvanniya aerodromnyh pokryttiv. Monographia. / V. M. Pershakov, He Yulinn, A.O. Bieliatynskiy, T.V. Blyzniuk, za red. d.t.n., prof. V. M. Pershakov. 2-e vyd. – K. : TOV NVF «Slavutych-Delfin», 2019. – 140 с.
8. **Helideck design considerations.** *Civil Aviation Authority*, 2009. – 48 p.
9. **Jaroslav J. Hajek.** Common Airport Pavement Maintenance Practices. / Jaroslav J. Hajek, Jim W. Hall, David K. Hein – *Transportation Research Board*, 2011. – 103 p.
10. **Kalita A.A.** High-rise building with helipad. Master's work, K.: NAU, 2014.–127p.
11. **Modern Heliport Design.** LAP Lambert Academic Publishing, 2012. – 72 p.
12. **Konventcii o mezhdunarodnoy aviatsii. Aerodromy.** Tom I Proektirovanie i ekspluatatsia aerodromov.// Rekomendacii mezhdunarodnoi organizacii grazhdanskoї aviatsii. (IKAO), 2009. – 360 с.

Helipad on the building roof design features

Valerii Pershakov, Andrii Bieliatynskiy,
Oleksandra Akmaldinova,

Summary. The following items are considered: requirements, constructive decisions for helipads; covering plate design of the helipad located on the building roof; helipad modeling in LIRA CAD SP; calculation of a multi-storey building with a helipad on the roof, check for strength and rigidity; characteristics of the helipad on the building roof.

Keywords. Constructive decisions for helipads; helipad modeling in the “LIRA CAD”SP; calculation of a multi-storey building with a helipad on the building roof.

Наукове видання

**БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА**

Збірник наукових праць

Випуск 8/2021

Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом. Відповідальність за зміст та достовірність наведених даних несуть автори публікацій.

Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали.

Усі статті одержали позитивну оцінку незалежних рецензентів.

Оригінал-макет виготовлено в редакції збірника наукових праць
Будівельні конструкції. Теорія і практика.

Головний редактор	Журавський О.Д.
Комп'ютерне верстання	Колякова В.М.
Редагування і коректура	Колякова В.М., Данілов С.
Макетування	Колякова В.М., Постернак О.М.
Обкладинка	Лісюк С.А., Постернак О.М.

Підписано до друку 12.7.2021. **Формат 60 x 84** ^{1/8}.

Ум. друк, арк. **4,45**. Обл.-вид. арк. **13,00**.

Тираж 100 прим.

Редакція науково – технічного збірника:

03037, Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31, КНУБА, к. 104,114

Телефон редакції: (044) 241-55-04; (044)245-48-42

knubazbk@gmail.com

<http://bctp.knuba.edu.ua>

Виготовлювач: «Видавництво Ліра-К»

Свідоцтво № 3981, серія ДК.

03142, м. Київ, вул. В.Стуса, 22/1.

тел./факс (044) 247-93-37; 228-81-12

Сайт: lira-k.com.ua, редакція: zv_lira@ukr.net