МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 12

Київ – КНУБА – 2023

Наукове фахове видання / Scientific edition
ISSN 2522-4182

Свідоцтво про державну реєстрацію / Certificate of state registration КВ 22149-12049Р від 23.05.2016.

Збірник наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». Випуск 12.
Головний редактор О.Д.Журавський. К.:КНУБА, 2023. 149 с. DOI:10.32347/2522-4182.12.2023

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 будівельногонапрямку. 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 12.
Chief editor O. Zhuravskyi. K. : KNUCA, 2023. 149 p. DOI:10.32347/2522-4182.12.2023

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); **Demchyna Bohdan**., prof. Dr.hab. (Panstwowej Wyzszej Szkole Techniczno-Ekonomicznej im.ks. Bronislawa Markiewicza w Jaroslawiu); **Kinasz R.** - professor (Full), PhD. D.Sc. Eng. (AGH University of Science and Technology, Faculty of Civil Engineering and Resource Management, Krakow, Poland; **Клименко Є.В**., д.т.н., професор (Одеська державна академія будівництва та архітектури); **Клімов Ю.А**., д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Ковальчук О.Ю.** - к.т.н., старший науковий співробітник, проректор з наукової роботи та інноваційного розвитку КНУБА; **Kovler K.** - PhD,Asos. prof. Faculty of Civil and Environmental Engineering, Technion, Haifa, Israel; **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); **Шмуклер В.С**., д.т.н., професор (Харківський університет міського господарства ім. О.М.Бекетова); **Stemberk Peter** - Ph.D., D.Eng. Чеський технічний університет.

Рекомендовано до видання вченою радою Київського національного університету будівництва і архітектури, протокол №9 від 26.06. 2023 року.

Recommended for publication by the Academic Council of Kyiv National University of Construction and Architecture, Protokol No. 9 of 26.06.2023

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

©Київський національний університет будівництва і архітектури
© Kyiv national university of construction and architecture

ЗМІСТ

КЛІМОВ Юлій
Статистична оцінка механичних характеристик холоднодеформованої арматури класу В500…….. 4

КОЗАК Роман, ДЕМЧИНА Богдан
Дослідження скляних балок на чотирьохточковий згин з використанням методу кореляції цифрових зобржень 16

СКОРУК Леонід
Характеристики матеріалів та кам'яної кладки при розрахунку за дбн в.2.6-162:2010 «кам'яні та армокам'яні конструкції» 27

БІЛИК Артем, БІЛИК Сергій, ГЛІТІН Олександр, ДЖАНОВ Любомир
Оптимальна висота сталевих двотаврових балок зі змінною шириною полиць 42

БАРАБАШ Марія, КОВАЛЬОВ Андрій, РОМАШКІНА Марина
Розрахункове оцінювання вогнестійкості вогнезахищених залізобетонних будівельних конструкцій засобами ПК «ЛІРА-САПР» 53

ЗОЗУЛИНЕЦЬ Вікторія, КОВАЛЬЧУК Олександр
Вплив додаткового введення NA3PO4·12H2O на показники кислотостійкості гібридних лужних цементів 65

СМОРКАЛОВ Дмитро, ВИНОКУР Володимир
Методики розрахунку монолітних залізобетонних конструкцій з попереднім напруженням арматурних канатів 73

ТЕРНОВЦЕВ Олексій, ЗОРЯ Олена, СТОЯНОВА Вікторія
Очистка стічних вод промислових підприємств від сполук кадмію 84

ХІЦКОВ Крістіан, ЛАВРІНЕНКО Людмила
Аналіз вузлів металевих конструкцій на вогнестійкість із застосуванням спеціалізованих програмних комплексів 3D моделювання 93

КОСТИРА Наталія, БАКУЛІНА Валентина
Особливості технічного обстеження об'єктів прилеглих до існуючої забудови 105

СКОРУК Олег
Підсилення конструкцій порожнисти плит перекриття металевими балками та армованим фібробетоном 115

БАШИНСЬКИЙ Олексій, БАШИНСЬКА Ольга
Аналіз напружено-деформованого стану вогнезахищеної сталевої балки перекриття 126

АФАНАСЬЄВА Людмила, МОСКАЛЕНКО Максим
Дослідження ефективності монолітних перекрить багатоповерхових каркасних будинків 139

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.12.2023.4-15
УДК 624.012.26

СТАТИСТИЧНА ОЦІНКА МЕХАНИЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК ХОЛОДНОДЕФОРМОВАНОЇ АРМАТУРИ КЛАСУ В500

Юлій КЛІМОВ

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
yuliiklymov@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-4275-7058

Анотація. В роботі наведені результати статистичної оцінки механічних характеристик холоднодеформованої арматури класу В500.

Статистична оцінка виконана на підставі результатів проведених випробувань на розтяг 485 зразків арматури класу В500, виготовлених з катанки зі сталі марки Ст3пс, діаметрами 5 мм (160 зразків), діаметром 6 мм (133 зразка), діаметром 8 мм(142 зразка) і діаметром 10 мм (50 зразків), відібраних з мотків промислового виробництва. В процесі випробувань визначалися основні механічні характеристики арматури класу В500 - межа текучості (σ_T), тимчасовий опір (σ_B), відношення тимчасового опору до межі текучості (σ_B/σ_T), повне відносне видовження при максимальному навантаженні (δ_{max}), будувалися діаграми стану і визначався модуль пружності арматури (E_s). Статистична оцінка механічних характеристик арматури виконувалась для кожного з досліджуваних показників (σ_T, σ_B/σ_T, δ_{max}), для кожного з діаметрів і в цілому по всі вибірці і включала в себе визначення мінімального, максимального і середнього значень, середньоквадратичного відхилення, коефіцієнта варіації, побудову гістограм розподілу з порівнянням їх з нормальних законом розподілу, визначення забезпеченості і порівняння з відповідними нормованими значеннями і коефіцієнта надійності за матеріалом γ_s для холоднодеформованої арматури В500 при розрахунку конструкцій за першою групою граничних станів.

В результаті проведених випробувань встановлено, що показники механічних характеристик для різних діаметрів арматури мають близькі значення, а їх розподіл близький до нормального. В цілому по виборці межа текучості змінюється у межах 500,00…800,00 МПа, тимчасовий опір – у межах 550,00…830,00 МПа, відношення тимчасового опору до межі текучості – у межах – 1,031…1,309, повне відносне видовження при максимальному навантаженні – у межах 2,286…4,857. При цьому коефіцієнт варіації значення межі текучості складав - 0,088, тимчасового опору – 0,079, відношення тимчасового опору до межі текучості – 0,037, повного відносного видовження при максимальному навантаженні – 0,162 і був близьким до відповідних значень для гарячекатаної і термомеханічнозміцненої арматури. Забезпеченість межі текучості склала 0,964, відношення тимчасового опору до межі текучості – 0,939, повного відносного видовження при максимальному навантаженні – 0,946, що відповідає нормованим значенням для цих показників, які відповідно складають 0,95, 090, і 0,90. Коефіцієнт надійності за матеріалом в цілому по виборці склав 1,143, що менше встановленого в нормативних документах з проектування залізобетонних конструкцій, який дорівнює 1,20.

Юлій КЛІМОВ
професор кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій,
д.т.н., професор

Ключові слова. Холоднодеформована арматура; клас В500С; механічні характеристики; статистичні показники; забезпеченість.

© Ю. КЛІМОВ, 2023

ВСТУП

Холоднодеформовану арматуру класу В500 отримують шляхом волочіння і деформування низько вуглецевої проволоки (катанки) за [1] на спеціальних виробничих лініях. Зазвичай виробничі лінії включають в себе пристрій розмотки, механізм видалення окалини, пристрій активної холодної деформації, пристрій циклічної деформації, тягнучий барабан та пристрій формування мотків.

Процес волочіння і деформування призводить до збільшення (зміцнення) характеристик міцності проволоки з 250..300 МПа до 540…600 МПа з одночасної частковою втратою її пластичних властивостей.

До теперішнього часу дослідження холоднодеформованої арматури в основному зводилося до теоретичного обґрунтування процесу зміцнення, вдосконалення виробничих ліній з виробництва арматури в напрямку підвищення пластичності, релаксаційної стійкості, корозійної і вогневої стійкості шляхом включення в процес виготовлення термічної обробки з подальшим охолодженням [2, 3, 4]. Разом з тим, дослідженням визначальним для застосування холоднодеформованої арматури у залізобетонних конструкціях, перед усім забезпеченості механічних характеристик, зчепленню з бетоном і зварюваності, не приділялось достатньої уваги.

Досить сказати, що незважаючи на те, що холоднодеформована арматура класу В500 включена у норми проектування залізобетонних конструкцій [5, 6], відсутній будь-який нормативний документ рівня державного стандарту, який би встановлював технічні вимоги до такої арматури і її виготовлення. Загальні вимоги до арматури для залізобетонних конструкцій викладені у Європейському стандарті [7] для холоднодеформованої арматури класу В500 потребують конкретизації на рівні державного стандарту за аналогією з гарячекатаною і термомеханічнозміцненою арматурою [8].

Холоднодеформована арматура класу В500, зазвичай, має трьохсторонній або чотирьохсторонній серповидний профіль, параметри зчеплення якого з бетоном, при відсутності достатніх експериментальних досліджень, можуть бути встановлені тільки теоретично шляхом розрахунку значень відносної площі зм’яття і співставлення її з вимогами [7].

Стосовно зварювання - холоднодеформована арматура класу В500 відсутня у відповідних чинних нормативних документах, які регламентують типи зварних з’єднань арматури [9], технічні вимоги, методи випробувань і правила їх приймання [10], що унеможливлює зварювання такої арматури.

Таким чином, для забезпечення більш широкого застосування холоднодеформованої арматури класу В500, реалізації переваг випуску найбільш вживаного класу арматури в мотках, а саме безвідходного автоматизованого виробництва сіток, арматурних виробів (хомутів, відгинів та інш.) необхідно поетапно виконати статистичну оцінку механічних характеристик арматури, дослідження її зчеплення з бетоном і зварюваності, розробити відповідний державний стандарт, як було запропоновано у [11].

У цій роботі, як перший етап, наводяться результати статистичної оцінки механічних характеристик холоднодеформованої арматури класу В500.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Основними механічними характеристиками арматури для залізобетонних конструкцій, що нормуються, є межа текучості (σ_T), відношення тимчасового опору до межі текучості (σ_B/σ_T) і повне відносне видовження при максимальному навантаженні (δ_{max}) [7, 8].

При цьому, забезпеченість межі текучості, яка відповідає характеристичному значенню міцності арматури на розтяг, встановлена на рівні 0,95, а відношення тимчасового опору до межі текучості і повного відносного видовження при максимальному навантаженні – на рівні 0,9 [7, 8].

Розрахункове значення міцності арматури для залізобетонних конструкцій на

розтяг має мати забезпеченість 0,998 і при розрахунках за методом часткових коефіцієнтів регулюється призначенням коефіцієнта надійності за матеріалом γ_s.

У чинних нормативних документах з проектування залізобетонних конструкцій [6] коефіцієнт надійності γ_s для арматури класу А240С складає 1,05, класу А400С – 1,10, класу 500С, залежності від діаметру, 1,15 і 1,20 і класу В500 – 1,20. В той же час, у Європейських нормативних документах системи Єврокодів коефіцієнт надійності для всієї арматури γ_s приймається рівним 1,15 [12].

Таким чином, за більш стабільного процесу виробництва у порівнянні з термомеханічнозміцненою і гарячекатаною арматурою, для холоднодеформованої арматури класу В500 у [5] встановлений один з найбільших за значенням коефіцієнт надійності γ_s. Поясненням цього факту є консервативний підхід до призначення розрахункового опору на розтяг холоднодеформованої арматури внаслідок відсутності відповідних експериментально-теоретичних досліджень стабільності її механічних характеристик цієї арматури.

В світлі вищенаведеного, статистична оцінка механічних характеристик холоднодеформованої арматури ласу В500 з послідуючим обґрунтованим призначенням коефіцієнта надійності γ_s є актуальною задачею, вирішення якої дозволить підвищити розрахункове значення опору арматури на розтяг і отримати зменшення витрат арматури.

Об'єкт дослідження – механічні характеристики холоднодеформованої арматури класу В500 і відповідність їх забезпеченості вимогам до арматури для залізобетонних конструкцій.

Метою роботи є отримання експериментальних даних щодо механічних характеристик холоднодеформованої арматури класу В500 з їх послідуючою статистичною обробкою і встановленням відповідних параметрів забезпеченості.

Задачі дослідження:

- отримати експериментальні дані щодо межі текучості (σ_T), тимчасового опору (σ_B), відношення тимчасового опору до межі текучості (σ_B/σ_T) і повного відносного видовження при максимальному навантаженні (δ_{max}) для номенклатури діаметрів холоднодеформованої арматури класу В500, які випускаються;
- виконати статистичну оцінку результатів експериментальних досліджень, встановити забезпеченість нормованих значень механічних характеристик з призначенням коефіцієнта надійності за матеріалом для арматури класу В500.

Предмет дослідження.

Експериментальні дослідження механічних характеристик холоднодеформованої арматури класу В500 включали в себе випробування на розтяг за [7] зразків арматури класу В500 діаметрами 5, 6, 8 і 10 мм, відібраних з мотків промислового виробництва. Всього було випробувано 485 зразків арматури, з яких діаметром 5 мм – 160 шт, діаметром 6 мм – 133 шт, діаметром 8 мм – 142 шт і діаметром 10 мм- 50 шт (табл.1). Для виготовлення холоднодеформованої арматури застосовувалась катанка за [1] з різних плавок сталі марки Ст3пс, хімічних склад яких наведений у табл.1.

При випробуванні зразків арматури на розтяг встановлювалися:

- межа текучості (σ_T);
- тимчасовий опір (σ_B);
- відношення тимчасового опору до межі текучості (σ_B/σ_T);
- повне відносне видовження при максимальному навантаженні (δ_{max}).

В процесі випробувань вимірювалися поздовжні деформації зразків арматури, які у подальшому використовувалися для побудови залежності $\sigma - \varepsilon$ і визначення модулю пружності арматури.

Статистична оцінка механічних характеристик арматури виконувалась для кожного з досліджуваних показників (σ_T, σ_B/σ_T, δ_{max}) для кожного з діаметрів і в цілому по всі вибірці і включала в себе:

- визначення мінімального, максимального і середнього значення;
- визначення середньоквадратичного відхилення (*S*);
- визначення коефіцієнта варіації (*V*);
- побудову гістограм розподілу з порівнянням їх з нормальних законом розподілу;
- визначення забезпеченості кожного з показників і порівняння з відповідними нормованими значеннями;
- визначення коефіцієнта надійності за матеріалом γ_s для холоднодеформованої арматури В500 при розрахунку конструкцій за першою групою граничних станів.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ ТА РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Результати проведених експериментальних досліджень і статистичної оцінку показників механічних характеристик холоднодеформованої арматури класу В500 наведені у вигляді:

- графіків залежності $\sigma - \varepsilon$ для арматури діаметрів 5, 6, 8 і 10 мм (рис.1);
- гістограм розподілу показників механічних характеристик в цілому по виборці і їх співставлення з нормальним законом розподілу (рис.2-5);
- таблиць зі значеннями статистичних параметрів показників механічних характеристик і порівнянням їх забезпеченості з відповідними нормованими значеннями за [7, 8] (табл.2-5) коефіцієнтів надійності γ_s для кожного з діаметрів і в цілому по вибірці (табл.2).

Табл. 1 Склад випробувань і хімічний склад сталі.
Table. 1 Composition of tests and chemical composition of steel.

№ п/п	Марка сталі	Діаметр, мм	Кількість зразків, шт	Хімічний склад, %							
				C	Mn	Si	S	P	Cr	Ni	Cu
1	Ст3пс	5	160	0,21	0,48	0,01	0,021	0,011	0,04	0,02	0,03
2				0,18	0,54	0,05	0,046	0,018	0,07	0,02	0,05
3				0,19	0,55	0,06	0,041	0,014	0,03	0,02	0,02
4	Ст3пс	6	143	0,19	0,55	0,06	0,041	0,014	0,03	0,02	0,02
5				0,18	0,60	0,08	0,028	0,008	0,03	0,02	0,03
6				0,19	0,64	0,09	0,050	0,011	0,03	0,02	0,04
7	Ст3пс	8	132	0,21	0,57	0,06	0,015	0,020	0,02	0,03	0,04
8				0,21	0,65	0,08	0,027	0,026	0,04	0,02	0,02
9				0,02	0,55	0,06	0,030	0,018	0,03	0,02	0,02
10	Ст3пс	10	50	0,20	0,55	0,06	0,030	0,018	0,03	0,02	0,02
11				0,19	0,52	0,09	0,023	0,008	0,04	0,02	0,04
12				0,19	0,55	0,07	0,021	0,009	0,04	0,02	0,02

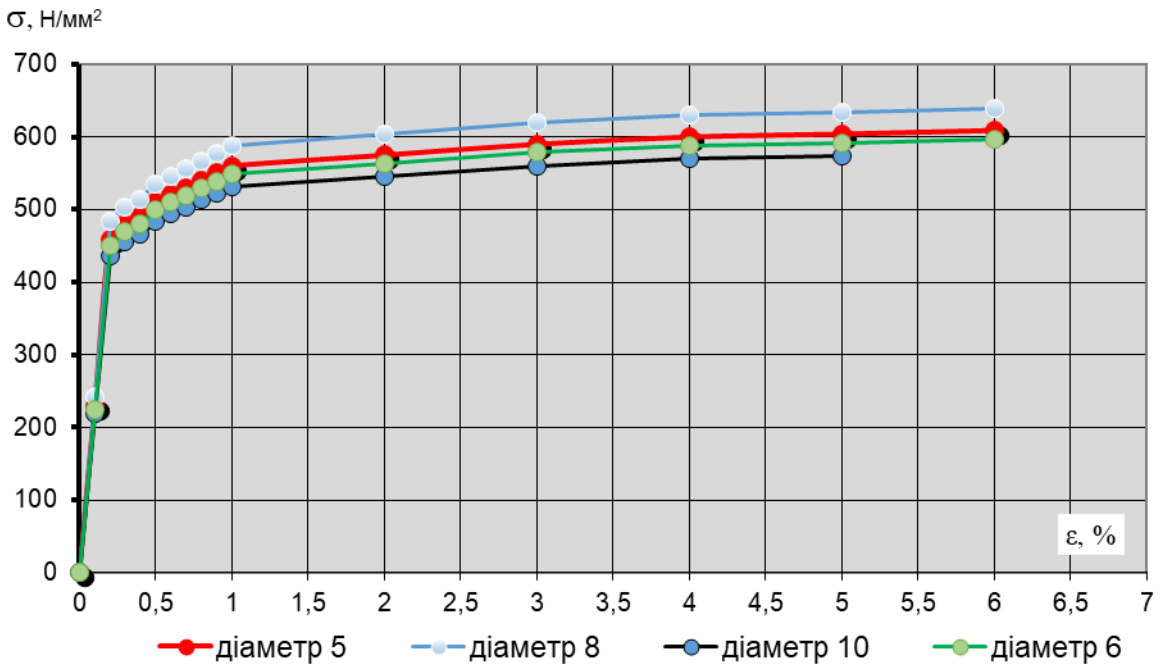


Рис.1 Діаграма $\sigma - \varepsilon$ холоднодеформованої арматури класу В500
Fig. 1. Diagram $\sigma - \varepsilon$ of cold deformed reinforcement of class B500.

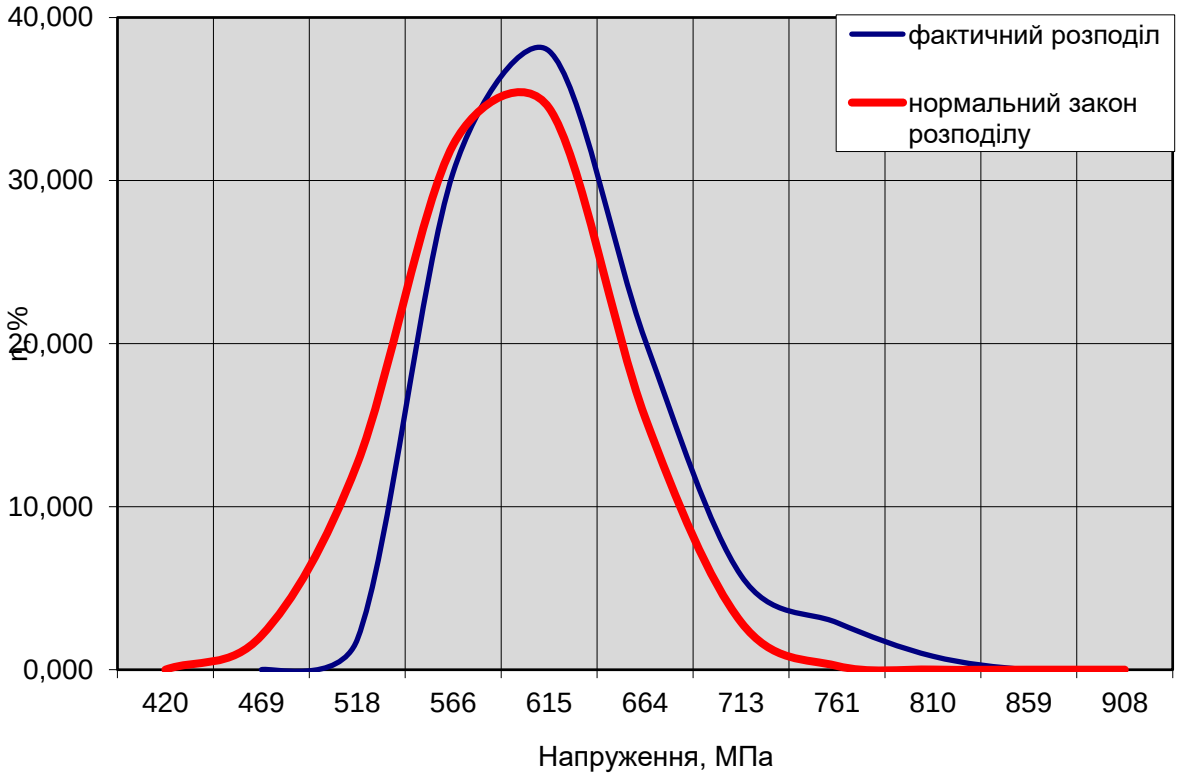


Рис.2 Співставлення розподілу значень межі текучості арматури діаметрів 5, 6, 8, 10 мм класу В500 з нормальним законом розподілу.
Fig. 2. Comparison of the distribution of the values of the yield strength of reinforcing bars with diameters of 5, 6, 8, 10 mm class B500 with the normal distribution law

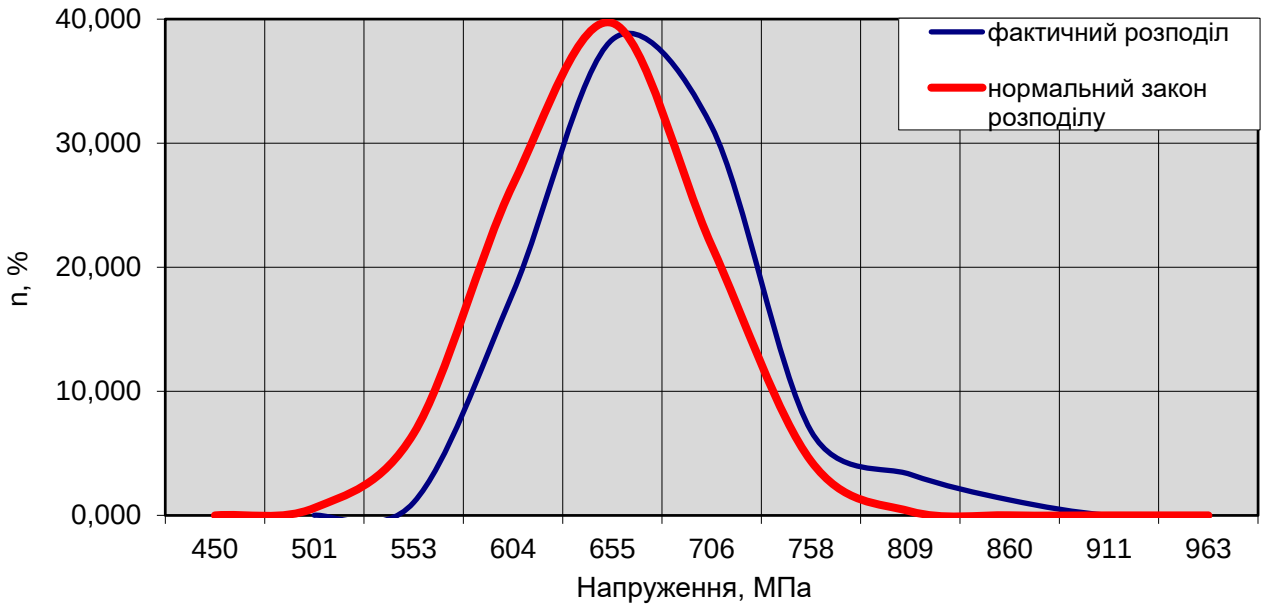


Рис.3 Співставлення розподілу значень тимчасового опору арматурного прокату діаметрів 5, 6, 8, 10 мм класу В500 з нормальним законом розподілу.

Fig.3. Comparison of the distribution of the values of the ultimate resistance of the reinforcing bars with diameters of 5, 6, 8, 10 mm class B500 with the normal distribution law.

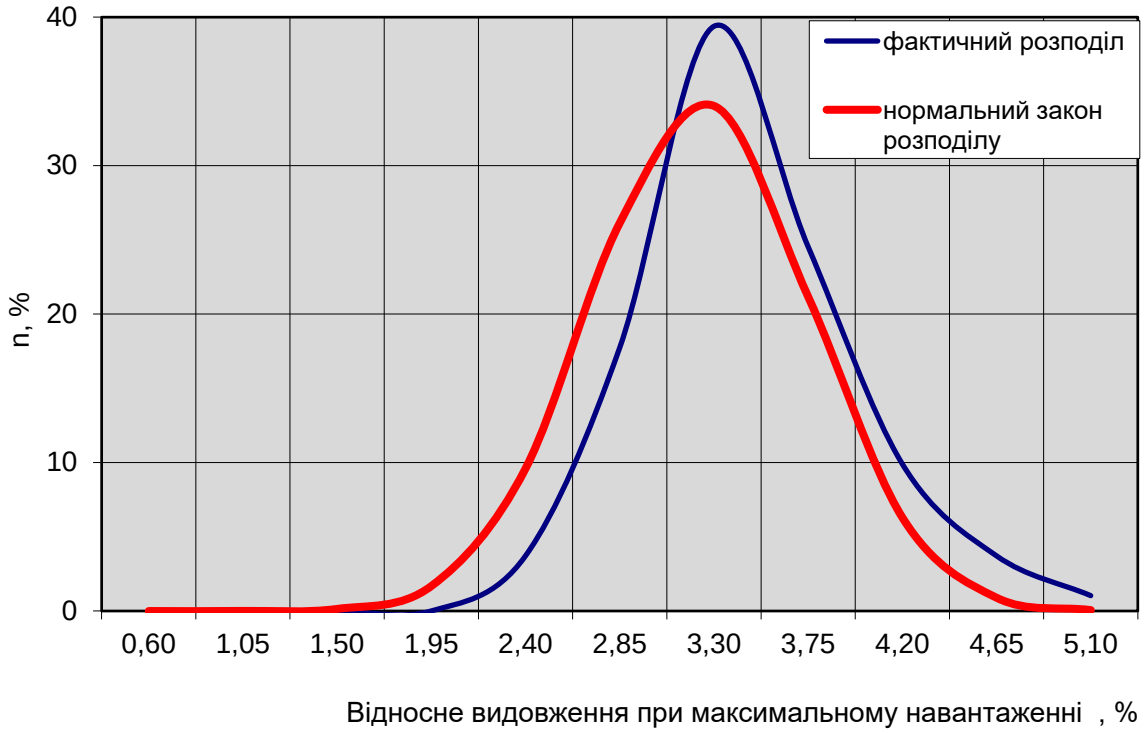


Рис.4. Співставлення розподілу відносного видовження при максимальному навантаженні арматури діаметрів 5, 6, 8, 10 мм класу В500 з нормальним законом розподілу.

Fig.4. Comparison of the distribution of the relative elongation at the maximum load of reinforcing bars with diameters of 5, 6, 8, 10 mm class B500 with the normal distribution law.

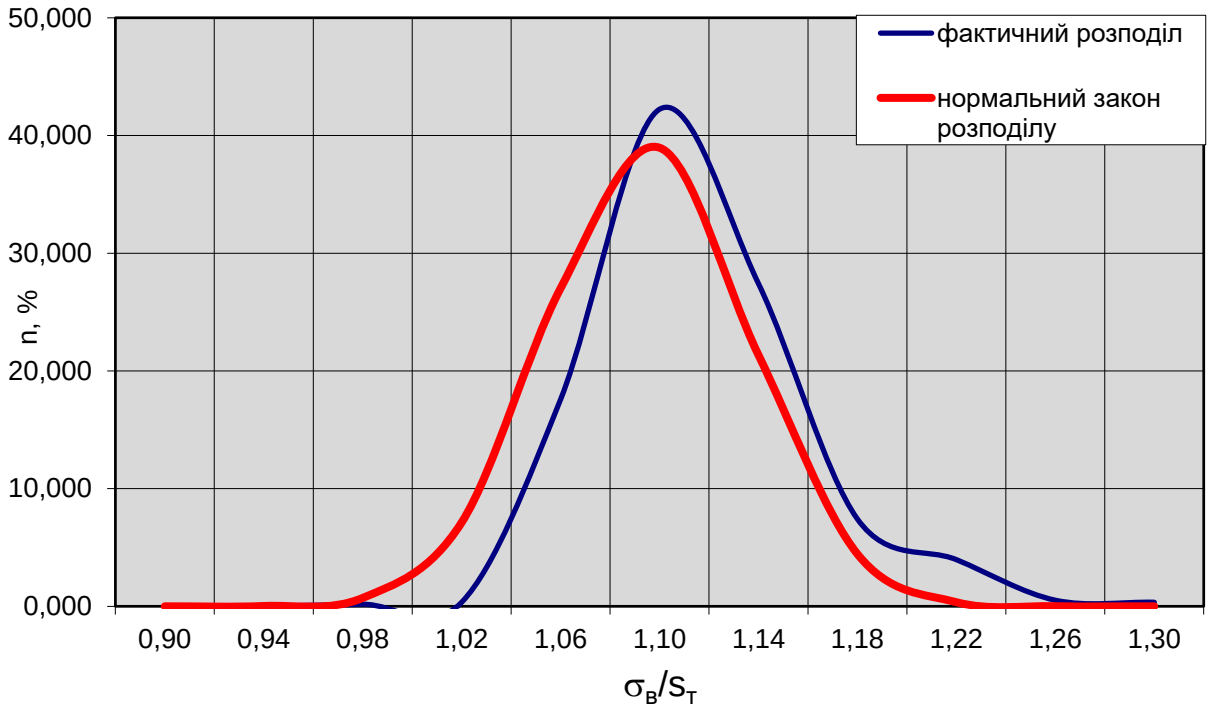


Рис.5. Співставлення розподілу відношення тимчасового опору до межі текучості арматури діаметрів 5, 6, 8, 10 мм класу В500 з нормальним законом розподілу.

Fig. 5. Comparison of the distribution of the ratio of ultimate resistance to the yield strength of rebar with diameters of 5, 6, 8, 10 mm class B500 with the normal distribution law.

Табл. 2. Результати статистичної обробки випробувань холоднодеформованої арматури класу В500. Межа текучості.

Table. 2. Results of statistical processing of tests of cold deformed reinforcement of class B500. Yield strength.

Діаметр, мм	Кількість зразків, шт	Межа текучості, σ_T							
		$\sigma_{T(\max)}$ Н/мм^2	$\sigma_{T(\min)}$ Н/мм^2	$\sigma_{T(med)}$ Н/мм^2	S Н/мм^2	V	Забезпеченість		γ_s
							фактична	нормована	
5	160	730,00	500,00	595,08	50,066	0,088	0,971	0,950	1,124
6	133	683,00	500,00	579,64	39,777	0,069	0,977	0,950	1,086
8	142	800,00	515,00	616,86	61,366	0,099	0,972	0,950	1,155
10	50	652,00	500,00	568,24	32,441	0,057	0,982	0,950	1,062
За вибіркою	485	800,00	500,00	594,42	52,33	0,088	0,964	0,950	1,143

Табл. 3. Результати статистичної обробки випробувань холоднодеформованої арматури класу В500. Тимчасовий опір.

Table. 3. Results of statistical processing of tests of cold deformed reinforcement of class B500. Ultimate strength.

Діаметр, мм	Марка сталі	Кількість зразків, шт	Тимчасовий опір, σ_B						
			$\sigma_{B(\max)}$ Н/ мм^2	$\sigma_{B(\min)}$ Н/ мм^2	$\sigma_{B(med)}$ Н/ мм^2	S Н/ мм^2	V	Забезпеченість	
								фактична	нормована
5	3пс	160	780,00	550,00	642,90	51,548	0,080	0,977	-
6	3пс	133	720,00	550,00	631,70	36,301	0,057	0,994	-
8	3пс	142	830,00	590,00	678,33	57,065	0,084	0,992	-
10	3пс	50	680,00	560,00	638,14	30,485	0,048	0,999	-
За вибіркою		485	830,00	550,00	649,80	51,256	0,079	0,974	-

Табл. 4. Результати статистичної обробки випробувань холоднодеформованої арматури класу В500. Відносне видовження при максимальному навантаженні.

Table. 4. Results of statistical processing of tests of cold deformed reinforcement of class B500. Relative elongation at the maximum load.

Діаметр, мм	Марка сталі	Кількість зразків, шт	Повне відносне видовження за максимального навантаження, δ_{max}						
			δ_{max} max %	δ_{max} min %	δ_{max} med %	S, %	V,	Забезпеченість	
								фактична	нормована
5	3пс	160	4,571	2,286	3,263	0,494	0,151	0,939	0,90
6	3пс	133	4,714	2,286	3,346	0,527	0,157	0,946	0,90
8	3пс	142	5,002	2,441	3,289	0,575	0,175	0,915	0,90
10	3пс	50	3,500	2,100	1,124	0,044	0,039	0,956	0,90
За вибіркою		485	4,857	2,286	3,236	0,524	0,162	0,946	0,90

Табл. 5. Результати статистичної обробки випробувань холоднодеформованої арматури класу В500. Відношення тимчасового опору до межі текучості.

Table. 5. Results of statistical processing of tests of cold deformed reinforcement of class B500. Ratio of ultimate resistance to the yield strength.

Діаметр, мм	Марка сталі	Кількість зразків, шт	Відношення, σ_B/σ_T						
			σ_B/σ_T max	σ_B/σ_T mix	σ_B/σ_T med	S,	V	Забезпеченість	
								фактична	нормована
5	3пс	160	1,208	1,032	1,103	0,030	0,027	0,962	0,90
6	3пс	133	1,236	1,050	1,113	0,037	0,033	0,956	0,90
8	3пс	142	1,309	1,046	1,124	0,053	0,047	0,921	0,90
10	3пс	50	1,207	1,031	1,124	0,044	0,038	0,956	0,90
За вибіркою		485	1,309	1,031	1,114	0,041	0,037	0,939	0,90

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Систематизація, узагальнення і аналіз результатів проведених експериментальних досліджень механічних характеристик холоднодеформованої арматури класу В500 і їх статистичної обробки дозволяють зробити такі основні виводи.

Діаграма залежності $\sigma - \varepsilon$ для холоднодеформованої арматури класу В500 не має вираженої площадки текучості (рис.1) і тому може розглядатися, як арматура з умовною межею текучості. При цьому модуль пружності арматури склав E_s =2,36 · 10^5 МПа.

Для холоднодеформованого прокату класу В500 діаметром 5 мм межа текучості змінювалась у межах 500,00…730,00 МПа (тал.2), тимчасовий опір – у межах 550,00…780,00 МПа (табл.3), повне відносне видовження при максимальному навантаженні – у межах 2,286…4,571 (табл.4), відношення тимчасового опору до межі текучості – у межах – 1,032…1,208 (табл.5). При цьому коефіцієнт варіації значення межі текучості складав - 0,088, тимчасового опору – 0,080, повного відносного видовження при максимальному навантаженні – 0,151, відношення тимчасового опору до межі текучості — ,027. Забезпеченість межі текучості склала 0,971, повного відносного видовження при максимальному навантаженні – 0,939, відношення тимчасового опору до межі текучості – 0,962.

Для холоднодеформованого прокату класу В500 діаметром 6 мм межа текучості змінювалась у межах 500,00…683,00 МПа (тал.2), тимчасовий опір – у межах 550,00…720,00 МПа (табл.3), повне відносне видовження при максимальному навантаженні –у межах 2,286…4,714 (табл.4), відношення тимчасового опору до межі текучості – у межах – 1,050…1,236 (табл.5).

При цьому коефіцієнт варіації значення межі текучості складав - 0,069, тимчасового опору – 0,057, повного відносного видовження при максимальному навантаженні – 0,157, відношення тимчасового опору до межі текучості — 0,033. Забезпеченість межі текучості склала 0,977, повного відносного видовження при максимальному навантаженні – 0,946, відношення тимчасового опору до межі текучості – 0,956.

Для холоднодеформованого прокату класу В500 діаметром 8 мм межа текучості змінювалась у межах 515,00…800,00 МПа (тал.2), тимчасовий опір – у межах 590…830 МПа (табл.3), повне відносне видовження при максимальному навантаженні –у межах 2,441…5,002 (табл.4), відношення тимчасового опору до межі текучості – у межах – 1,046…1,308 (табл.5). При цьому коефіцієнт варіації значення межі текучості складав - 0,099, тимчасового опору – 0,084, повного відносного видовження при максимальному навантаженні – 0,175, відношення тимчасового опору до межі текучості ─ 0,053. Забезпеченість межі текучості склала 0,972, повного відносного видовження при максимальному навантаженні – 0,915, відношення тимчасового опору до межі текучості – 0,921.

Для холоднодеформованого прокату класу В500 діаметром 10 мм межа текучості змінювалась у межах 500,00…652,00 МПа (тал.2), тимчасовий опір – у межах 560…680 МПа (табл.3), повне відносне видовження при максимальному навантаженні –у межах 2,10…3,50 (табл.4), відношення тимчасового опору до межі текучості – у межах – 1,031…1,207 (табл.5). При цьому коефіцієнт варіації значення межі текучості складав - 0,057, тимчасового опору – 0,048, повного відносного видовження при максимальному навантаженні – 0,039, відношення тимчасового опору до межі текучості ─ 0,038. Забезпеченість межі текучості склала 0,982, повного відносного видовження при максимальному навантаженні – 0,956, відношення тимчасового опору до межі текучості – 0,956.

В цілому по виборці з 485 зразків (табл.1) мінімальні, максимальні і середні значення межі текучості склали 500,00, 800,00 і 594,42 МПа, тимчасового опору - 550,00, 830,00, і 649,80 МПа, повного відносного видовження при максимальному навантаженні – 2,286, 4,857 і 3,236, відношення тимчасового опору до межі текучості –1,309, 1,031 і 1,114 (табл.2-4). При цьому коефіцієнт варіації значення межі текучості складав - 0,088, тимчасового опору – 0,079, повного відносного видовження при максимальному навантаженні – 0,162, відношення тимчасового опору до межі текучості – 0,037, і був близьким до відповідних значень для гарячекатаної і термомеханічнозміцненої арматури (табл.2-4).

Забезпеченість межі текучості склала 0,964, відношення тимчасового опору до межі текучості – 0,939, повного відносного видовження при максимальному навантаженні – 0,946, що відповідає нормованим значенням для цих показників, які відповідно складають 0,95, 090, і 0,90 [12].

Крім показників забезпеченості механічних характеристик, у [12] встановлюються класи пластичності арматури для залізобетонних конструкцій, для яких відношення тимчасового опору до межі текучості і повного відносного видовження при максимальному навантаженні мають складати для класу А не менше 1,05 і 2,5, для класу В – 1,08 і 5,0, для класу В – 1,15, але менше 1,35, і 7,5. За цим показником холоднодеформована арматура класу В500 має бути віднесена до класу А.

Коефіцієнт надійності за матеріалом для холоднодеформованої арматури класу В500 за результатами проведених досліджень в цілому по виборці склав 1,143, що менше встановленого в нормативних документах з проектування залізобетонних конструкцій значення 1,20 [5, 6].

Таким чином, при проектуванні залізобетонних конструкцій коефіцієнт надійності за матеріалом γ_s для арматури класу В500 може бути знижений до γ_s =1,15, що дозволить зменшити витрати арматури.

Наступними етапами робот з впровадження холоднодеформованої арматури класу В500 мають стати дослідження її зчеплення з бетоном, зварюваності з подальшою розробкою ДСТУ для цієї арматури і внесення відповідних змін до стандартів, які встановлюють типи зварних і правила контролю їх виконання.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДСТУ-Б 2770-94** Катанка з вуглецевої сталі звичайної якості. Технічні умови. *К., Держстандарт України, 1994. 14с.*
2. **Гуль Ю.П.** Деформационные воздействия в технологиях термической и комбинированной обработки металло-продукции *// Строительство, материало-ведение, машиностроение: Сб. науч. трудов. – Вып.58. – Днепропетровск: ПГАСА. – 2011. – С.29-39.*
3. **Ивченко А.В., Недогибченко А.И., Матюхов С.А. и др.** Новый эффективный арматурный прокат в мотках класса В500С для железобетонных конструкцийй.*// Бетон и железобетон в Украине 2013. - №5. – С.17-21.*
4. **Ивченко, А.В., Гуль Ю.П., Панков Р.В., Кондратенко. П.В**. Огнесохранность холоднодеформированного арматурного проката класса В500С // Бетон и железобетон в Украине. – 2015. – №5. – С.24-29.
5. **ДБН В.2.6-98:2009** Конструкції будівель і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення. *К., Мінрегіонбуд України, 2011. 71с.*
6. **ДСТУ Н Б В.2.6-156:2011** Конструкції будівель і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. *К., Мінрегіонбуд України, 2010. 118с.*
7. **ДСТУ EN 10080:2009** Сталь для армування бетону. Зварювальна арматурна сталь. Загальні вимоги. *Держспоживстандарт України, 2012. 49с.*
8. **ДСТУ-3760:2019** Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій Загальні технічні вимоги. *К., Держспоживстандарт України, 2019. 18с.*
9. **ДСТУ-Б В.2.6-169:2011** З'єднання зварні арматури та закладних виробів залізобетонних конструкцій. Типи, конструкція та розміри. *К., Мінрегіонбуд України, 2012. 37с.*
10. **ДСТУ-Б В.2.6-168:2011** Арматурні та закладні вироби зварні. З'єднання зварні арматури та закладних виробів залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. *К., Мінрегіонбуд України 2012. 19с.*
11. **Климов Ю.А.** Стратегия и тактика развития национальной нормативной базы в области арматуры для железобетонных конструкций. // *Бюллетени и стандарты, № 3, 2002.- С.7-12.*
12. **ДСТУ Н Б EN 1992-1-1:2010** Проектування залізобетонних конструкцій. Частини 1-1. Загальні правила і правила для споруд. *Мінрегіонбуд України, 2012. 291с.*

REFERENSES

1. **DSTU-B 2770-94** Katanka z vuglecevoyi stali zvy`chajnoyi yakosti. Texnichni umovy`. *K., Derzhstandart Ukrayiny`, 1994. 14s*
2. **Gul Yu.P.** Deformacionnye vozdejstviya v tehnologiyah termicheskoj i kombinirovannoj obrabotki metalloprodukcii. // *Stroitelstvo, materialovedenie, mashinostroenie: Sb. nauch. trudov. – Vyp.58. – Dnepropetrovsk: PGASA. – 2011. – S.29-39.*
3. **Ivchenko A.V., Nedogibchenko A.I., Matyuhov S.A. i dr.** Novyj effektivnyj armaturnyj prokat v motkah klassa V500S dlya zhelezobetonnyh konstrukcijj.// *Beton i zhelezobeton v Ukraine 2013. - №5. – S.17-21.*
4. **Ivchenko, A.V., Gul Yu.P., Pankov R.V., Kondratenko. P.V.** Ognesohrannost holodnodeformirovannogo armaturnogo prokata klassa V500S *//Beton i zhelezobeton v Ukraine. – 2015. – №5. – C.24-29*
5. **DBN V.2.6-98:2009** Konstrukciyi budivel` i sporud. Betonni i zalizobetonni konstrukciyi. Osnovni polozhennya. *K., Minregionbud Ukrayiny`, 2011. 71s*
6. **DSTU N B V.2.6-156:2011** Konstrukciyi budivel` i sporud. Betonni i zalizobeton-ni konstrukciyi z vazhkogo betonu. Pravyla proektuvannya. *K., Minregionbud Ukrayi-ny`, 2010. 118s*
7. **DSTU-10080:2009** Stal dlia armuvannia betonu. Zvariuvalna armaturna stal. Zahalni tekhnichni vymohy (EN 10080:2005, IDT). *K., Derzhspozhyvstandart Ukrainy, 2012. 43s*
8. **DSTU-3760:2019** Prokat armaturnyi dlia zalizobetonnykh konstruktsii. Zahalni tekhnichni vymohy. *K., Derzhspozhyvstandart Ukrainy 2019. 18s*
9. **DSTU-B V.2.6-169:2011** Zeidndniy zvarni armatury ta zakladnich vurobiv zalazobetonuch konstruksiy. Tipy, konstruksiy ta rozmiri.- *K, Minregiobud Ukainy.- 2012. 19c.*
10. **DSTU-B V.2.6-168:2011** Armaturni ta zakladni virobi zvarni. Ziednaniy zvarni armaturi ta zakladnich virobiv zalizobetonich konstrukciy. Zagalni technichni umovi.- *K, Minregiobud Ukainy.- 2012 37s*
11. **-Klimov Yu.A.** Strategiya i taktika razvitiya nacionalnoj normativnoj bazy v oblasti armatury dlya zhelezobetonnyh konstrukcij.// *Byulleteni i*

standarty, № 3, 2002.- S.7-12.

12. **-DSTU N B EN 1992-1-1:2010** Proektuvannya zalizobetonnyx konstrukcij. Chastyny 1-1. Zagal`ni pravyla i pravyla dlya sporud. Minregionbud Ukrayiny`, 2012. 291s.

STATISTICAL EVALUATION OF MECHANICAL CHARACTERISTICS COLD-FORMED CLASS B500 REINFORCEMENT

Yulii KLYMOV

Summary. The paper presents the results of a statistical evaluation of the mechanical characte-ristics of cold-deformed reinforcement of class B500.

The statistical evaluation was performed on the basis of the results of tensile tests of 485 samples of class B500 reinforcement, made of St3ps steel wire rod, with diameters of 5 mm (160 samples), with a diameter of 6 mm (133 samples), with a diameter of 8 mm (142 samples) and 10 mm in diameter (50 samples), selected from skeins of industrial production. During the tests, the main mechanical characteristics of B500 class reinforcement were determined - yield strength (σ_T), ultimate resistance (σ_B), ratio of ultimate resistance to yield strength (σ_B/σ_T), total relative elongation at maximum load (δ_{max}), state diagrams were constructed and the modulus of elasticity of reinforcement (E_s) was determined. Statistical evaluation of the mechanical characteristics of the reinforcement was performed for each of the investigated parameters (σ_T, σ_B/σ_T, δ_{max}), for each of the diameters and for the whole sample and included the determination of the minimum, maximum and average values, root mean square deviation, coefficient of variation, construction of histograms of distribution with a comparison of them with the normal law of distribution, reliability and comparison with the corresponding standardized values, the reliability coefficient for the material γ_s for cold-deformed reinforcement B500 when calculating structures according to the first group of limit states.

As a result of the tests, it was found that the mechanical indicators characteristics for different diameters have close values, and their distribution is close to normal. In general, for the sample, the yield strength varies within the range of 500.00...800.00 MPa, the ultimate resistance - within the range of 550.00...830.00 MPa, the ratio of the ultimate resistance to the yield strength - within the range - 1.031...1.309, the full relative elongation at maximum load - within 2.286...4.857.

At the same time, the coefficient of variation of the yield strength was 0.088, the ultimate resistance was 0.079, the ratio of the ultimate resistance to the yield strength was 0.037, the total relative elongation at maximum load was 0.162 and was close to the corresponding values for hot-rolled and thermomechanically strengthened reinforcement. The yield strength was 0.964, the ratio of temporary resistance to yield strength was 0.939, total relative elongation at maximum load was 0.946, which corresponds to the normalized values for these indicators, which are 0.95, 090, and 0.90, respectively. The reliability coefficient for the material as a whole for the sample was 1.143, which is less than that established in regulatory documents for the design of reinforced concrete structures.

Keywords. Cold-formed reinforcement, class B500C, mechanical characteristics, statistical indicators; security.

.

Стаття надійшла до редакції 25.04.2023

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.12.2023.16-26
УДК614.842

ДОСЛІДЖЕННЯ СКЛЯНИХ БАЛОК НА ЧОТИРЬОХТОЧКОВИЙ ЗГИН З ВИКОРИСТАННЯМ МЕТОДУ КОРЕЛЯЦІЇ ЦИФРОВИХ ЗОБРЖЕНЬ

Роман КОЗАК[1], Богдан ДЕМЧИНА[2]

[1,] Національний університет «Львівська Політехніка»
вул. Карпінського, 6, Львів, Україна, 79013
[2] Державна вища техніко-економічна школа ім. Кс. Броніслава Маркевича в Ярославі
вул. Чарнецького, Ярослав, Польща, 37-500
[1] roman.p.kozak@lpnu.ua, http://orcid.org/0000-0001-9617-5128
[2] bogdan195809@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-3498-1519

Анотація. Основні елементи скляних конструкцій, які зазвичай використовуються в будівництві це елементи які працюють на згин. Застосування скляних балок з великим співвідношенням висоти перерізу до його ширини найчастіше можна зустріти у практичному використанні. Для даного типу конструкцій характерне явище втрати стійкості із площини.

Оптичні методи дослідження все більше набувають популярності у зв'язку із зручністю та відсутністю прямого контакту із дослідним зразком. Таким методом дослідження є метод кореляції цифрових зображень. У загальному випадку метод потребує спеціалізованого апаратного забезпечення та для окремого експерименту без необхідності записувати зображення на високій швидкості, перспективним є і використання загальнодоступного користувацького без дзеркального фотоапарата у якості пристрою записування.

Предметом дослідження було вибрано скляні балки які працюють на чотирьох точковий згин. Для дослідження було виготовлено шість скляних двох шарових балок. Дослідження балок відбувалось із ступеневим приростом навантаження на спеціальній дослідній установці, виготовленій для дослідження скляних балок. Відносні деформації було записано за допомогою методу кореляції цифрових зображень та механічних екстензо-метрів. Описано методику використання без дзеркальних фотокамер з кольоровою матрицею для дослідження скляних балок на чотирьох точковий згин.

Роман КОЗАК
аспірант кафедри будівельних конструкцій та мостів

Богдан ДЕМЧИНА
професор Інституту технічної інженерії, д.т.н., професор

Методика полягала у виборі правильного обладнання та визначенні характеристик фотокамери для отримання більше інформації з зображень та підготовки їх для аналізу. Зображення були обезбарвлені та налаштовано баланс білого з використанням фоторедактора. Готові до аналізу зображення передавались в спеціалізоване програмне забезпечення GOM Correlate Pro.

Виконано дослідження скляних балок на чотирьох точковий згин. Значення максимальних напружень були отримані за допомогою рівняння рівноваги перерізу, відносних деформацій отриманих згідно з показами механічних приладів та методу кореляції цифрових зображень.

Руйнування скляних балок відбулось пошарово із початковим утворенням тріщини у нижній найбільш розтягненій зоні далі тріщина поширилась із тюльпаноподібним характером до верхньої зони

© Р.КОЗАК, Б.ДЕМЧИНА, 2023

Метод кореляції цифрових зображень при використані загальнодоступного користувацького апаратного забезпечення показав себе добре, часто показуючи значення руйнівних напружень близьких до теоретичних значень отриманих розрахунком. Рекомендовано використовувати даний метод для подальших досліджень.

Ключові слова. Скло; скляна балка; чотирьох точковий згин; міцність скла на згин; кореляція цифрових зображень.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Як і будь яка сучасна галузь, будівництво розвивається стрімко. Появляються нові матеріали, що дозволяють архітекторам пропонувати все сміливіші ідеї та все частіше у їхніх роботах спостерігається використання скла. Уже звично скло використовують як огороджу-вальну конструкцію, та все більше на теренах України появляються скляні елементи як несучі конструкції. Зараз це здебільшого індивідуальні проекти малих архітектурних форм. Та не зважаючи на ріст популярності скляних конструкцій, в Україні досі немає розробленої нормативної документації та практичних рекомендацій що до проектування скляних конструкцій як несучих елементів.

Зазвичай скляні конструкції використовують в покриттях та перекриттях, тобто скляні несучі елементи працюють на згин, тобто такими елементами є балки та плити. Відштовхуючись від технологічного процесу виготовлення флоат скла, порізки скла, та триплексу значно ефективніше виконати балку із великим співвідношенням висоти до ширини її перерізу. Та такий підхід має свої недоліки. Головний з яких це проблема усіх тонких перерізів – бокова втрата стійкості. Та додатковим недоліком є аморфна структура матеріалу, що приводить до не можливості оцінювати міцність матеріалу за нормальним розподілом, а за двох параметричним розподілом Вей-булла[1], що враховує ймовірнісний розподіл випадкових величини.

Руйнування скляних конструкцій відбувається раптово та дуже часто із колапсом всіє конструкції під час навантаження. Це приводить до ускладнення під час досліджування конструкцій. Прилади які безпосередньо контактують із поверхнею скла є в зоні ризику пошкодження. Виходом із цієї ситуації є використання безконтактних оптичних методів вимірювання. Одним із таких методів є кореляція цифрових зображень [2].

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В сучасній архітектурі помітна тенденція використання скла для великопролітних та знакових конструкцій. Прикладами такого їх використання уже відомі світу басейн «СкайПул» у Лондоні [3] та славнозвісні скляні куби компанії Apple [4]. В основі цих споруд лежать скляні елементи які працюють на згин.

В Україні дослідженнями скляних конструкцій, зокрема тих які працюють на згин, починаючи із 2012 року, займаються під керівництвом проф. Демчини Б. в НУ «Львівська політехніка». Експериментальні дослідження скляних балок не є новинкою. У роботі [5], було випробувано скляні балки на чотирьох точковий згин із скла товщиною 19 мм. Балки мали відношення сторін 1:1 та 1:2 В практичному використанні такі перерізи є сировино затратним і переважають саме балки із великим співвідношенням висоти до ширини її перерізу. Найбільшою проблемою таких перерізів, які працюють на згин, є втрата стійкості поперечного перерізу [6–9].

В університеті Цінхуа [6] досліджували стійкість скляних балок з різною кількістю шарів від одного до шести. Вони порівнювали експериментальні значення з тими, які отримали за допомогою методу скінчених елементів. Більшість результатів були однаковими, але були деякі випадки випадкового руйнування та втрати стійкості, що відповідали стандартним формам для балок з однією зосередженою силою.

Також були виконані спроби оцінки вогнестійкості скляних балок під дією навантаження [10].

Метод кореляції цифрових зображень [2] (далі КЦЗ) – це оптичний метод

дослідження який використовує методику реєстрації двох вимірних змін поверхонь у пікселях зображення.

Історично дана методика з'явилася у 80-х роках минулого століття, коли з'явилися цифрові фотокамери, які дозволяли записувати інформацію на світлочутливих матрицях [11]. Крос-кореляція є методом вимірювання подібності двох серій функцій, які мають зсув одна відносно одної. У загальному випадку, КЦЗ можна поділити на два підвиди: моно (2D) [12] та стерео (3D) [13]. Кореляція - це пошук взаємозалежності між двома випадковими величинами. Тобто у випадку КЦЗ – це взаємозв'язок між деформацією групи пікселів та деформацією досліджуваного зразку.

Даний метод зарекомендував себе для дослідження дерев'яних [14], залізобетонних [15] та сталевих [16] конструкцій.

У вище згаданих дослідженнях використано спеціалізоване апаратне забезпечення – це КЦЗ камери із монохром-ними матрицями, що дозволяють записувати зображення на високій швидкості. Міжнародна спільнота із КЦЗ [17] рекомендує використовувати такі камери, та у той же час не скасовує можливість використання загальнодоступного користувацького апаратного забезпечення. Якщо розглянути умови експерименту де немає необхідності у записі великої кількості кадрів за короткий час, то використання користувацьких камер із кольоровою матрицею є цілком виправданим рішенням.

Спроби використати саме користувацьке апаратне забезпечення були у [18,19]. При застосуванні методу КЦЗ був допущений ряд помилок, що давав задовільний результат, та не зважаючи на це даний метод показав себе добре.

Виходячи із аналізу літератури, можна зробити наступні висновки:

- Скляні балки із великим співвідношенням висоти перерізу до ширини є одним із найчастіше застосованих скляних конструкцій. Та мають ряд недоліків один з яких це втрата стійкості з площини.

- Метод КЦЗ є популярним оптичним методом дослідження серед науковців різних напрямків. Для застосування даного методу необхідне спеціалізоване апаратне забезпечення, але за певних умов експерименту можна розглянути використання загальнодоступних користувацьких фотокамер.

МЕТА І МЕТОДИ

Метою роботи було виконати експериментальні дослідження скляних балок, які працюють на чотирьох точковий згин із використанням методу кореляції цифрових зображень. А також апробувати метод кореляції цифрових зображень з уточненням параметрів його використанням з використанням загальнодоступної корис-тувацької без дзеркальної фотокамери із кольоровою матрицею для визначення деформацій бокових поверхонь скляних балок.

Для проведення дослідження було виготовлено зразки двох шарових скляних балок компанією «Склоресурс» із флоат скла методом триплексу. Матеріал балок відповідав вимогам [20].Зразки були поділені на серії відносно висоти перерізу:

- Серія 1 – 100 мм;
- Серія 2 – 150 мм;
- Серія 3 – 200 мм.

Геометричні параметри зразків наведені на рис.1.

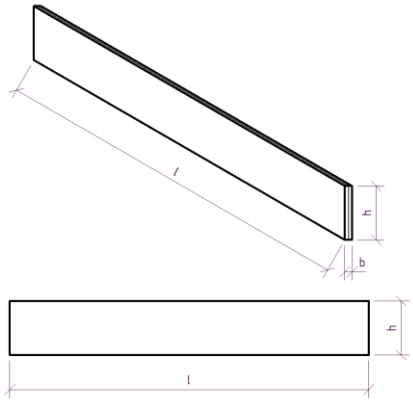


Рис.1. Геометрична схема скляних балок.
Fig.1. Geometric scheme of glass beams.

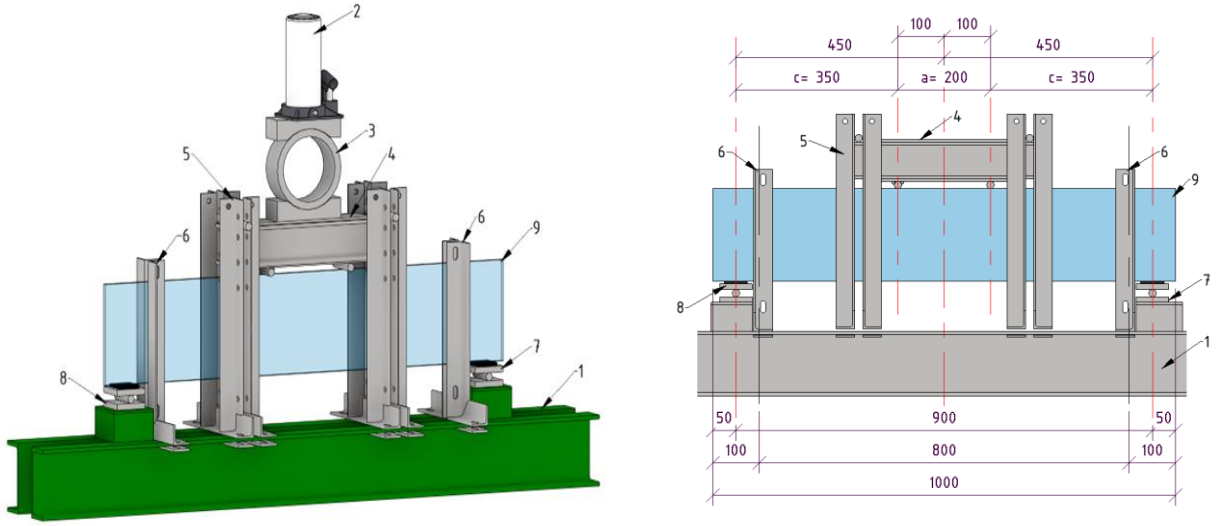
Геометричні параметри усіх зразків були визначені як середнє арифметичне декількох замірів для ширини та довжини, та трьох замірів для товщини. Розміри дослідних балок подано у табл.1.

Табл.1. Геометричні характеристики скляних балок.
Tabl.1. Geometric characteristics of glass beams.

Серія	Марка	Довжина l	Висота h	Ширина b	Маса m
		[мм]	[мм]	[мм]	[г]
1	Bm-1.1	1001.00	100.53	20.72	5050
	Bm-1.2	1001.00	100.11	20.85	5050
2	Bm-2.1	1000.00	150.02	20.80	7802
	Bm-2.2	1001.00	150.00	20.16	7566
3	Bm-3.1	1000.75	200.00	20.70	10356
	Bm-3.2	1000.75	200.00	20.78	10398

Дослідження були виконані на базі науково-дослідної лабораторії НДЛ-23 НУ «Львівська політехніка». Температура повітря була близька до 20 °С, а відносна вологість становила 40%...70%.

На дослідній установці (рис.2) була встановлена шарнірно обперта балка (9) на яку діяло дві зосереджені сили які передавалися на балку через траверсу (4). Зосереджені сили розташовувались на відстані по 10 см в різні сторони від середини балки по довжині. Відстань між опорами (7) та (8) складала 900 мм. Балка мала додаткові закріплення із площини (6) – підтримуючі металеві кутники що формували собою стабілізуючу струбцину, відстань між центрами інерції яких складала 800 мм. Важливим елементом була силова металева рама (5), яка виступала стабілізатором для траверси, що дозволяв лише вільні вертикальні переміщення траверси (4). Навантаження прикладалось за допомогою домкрату (2) далі через кільцевий динамометр (3).



а *б*

Рис.2. Загальний вигляд дослідної установки для випробування скляних балок:
а- аксонометричний вид; *б*- схема дослідної установки із основними розмірами.
1 – нерухома база; 2 – гідравлічний домкрат; 3 –кільцевий динамометр; 4 – траверса;5 – силова металева рама; 6 – стабілізуюча струбцина; 7 – шарнірно нерухома опора; 8 – шарнірно рухома опора; 9 – скляна балка.

Fig.2. General view of the glass beam testing setup:
а- axonometric view; *б*- schematic of the experimental setup with main dimensions.
1 - fixed base; 2 - hydraulic jack; 3 - ring dynamometer; 4 - traverse; 5 - power metal frame; 6 - stabilizing clip; 7 - hinged fixed support; 8 - hinged movable support; 9 – glass beam.

Визначення відносних деформацій було визначено за допомогою механічних приладів та методу КЦЗ. Механічні прилади були розташовані на грані скла у верхній та нижній зоні по середині перерізу. Також за допомогою прогиномірів Аістова фіксу-валось зміщення середину перерізу із площини.

Для визначення величин напруження σ_i за допомогою відносних деформацій отриманих за допомогою механічних приладів, а також методу КЦЗ, було використано формулу:

$$\sigma_i = \varepsilon_i \cdot E, \qquad (1)$$

де, $E = 70\ 000$ – значення модуля пружності для скла [МПа];
ε_i – значення відносної деформації [μм/м].

Для обчислення теоретичного значення напруження було використано формулу:

$$\sigma_{u,teor} = \frac{3 \cdot N_u \cdot c}{h^2 \cdot b}, \qquad (2)$$

де, N_u – руйнівне навантаження [Н]:
$c = 350$ – величина плеча зусилля (див. рис. 2(б)) [мм];
h – висота перерізу балки (див. табл.1) [мм];
b – ширина перерізу балки (див. табл.1) [мм].

Адаптація методу кореляції цифрових зображень була виконана згідно із п.2.1 [17], а саме були визначені параметри (рис.3):

- QOI – об’єкт дослідження –скляна балка на двох опорах.
- ROI – досліджуваний регіон – зона чистого згину балки.
- FOV – поле дослідження – відповідає ROI.

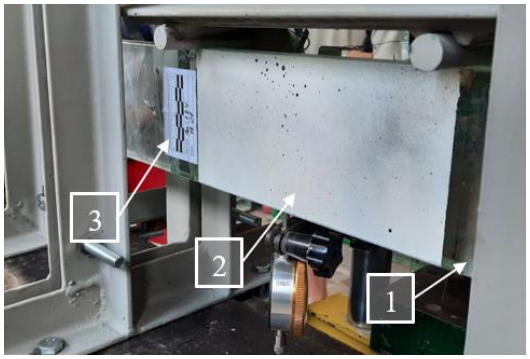


Рис.3. Дослідження скляних балок з використанням КЦЗ.
1 – QOI; 2 – ROI та FOV; 3 – масштабуючий маркер

Fig.3. Examination of glass beams using DIC.
1 - QOI; 2 - ROI and FOV; 3 - scaling marker

Схема досліду подана на рис.4. У дослідному зразку (1) був обраний регіон дослідження ROI (2). На фіксованій відстані так щоб ROI займав максимальну корисну площу матриці на штативі (3) була розташована фотокамера (4), позаду було розташовано джерело світла

Рис.4. Схема досліду із використанням КЦЗ.
1 – скляна балка; 2 – регіон дослідження; 3 – штатив; 4 – фотокамера; 5 – джерело світла.

Fig.4. Scheme of the experiment with the use of DIC.
1 – glass beam; 2 - research region; 3 - tripod; 4 - camera; 5 - light source.

У якості джерела зчитування інформації для дослідження була використана фотокамера SONY α6000. Із наступними характеристиками:

- Тип сенсору – Exmor HD CMOS;
- Розмір сенсору – 23.5 x 15.6 мм APSC;
- Площа сенсору – 366.6 мм^2;
- Процесор обробки зображень – BIONZ Sony CXD4132;
- Розмір пікселя 3.92 μм.

Також був використаний об’єктив : E PZ 16-50 mm F3.5-5.6 OSS, у якому використовувалась фокусна віддаль в еквіваленті 50 мм, для того щоб уникнути впливу кривизни лінзи об’єктиву.

Згідно із рекомендацією 2.5 п.2.1 [17] дозволялося використовувати матриці із квадратними пікселя-ми, що власне і було присутнє у даному сенсорі, та вимагало

додаткового до-опрацювання зображення за допомогою спеціалізованого програмного забезпечення. Зображення усіх етапів були зафіксовані у ручному режимі без автоматичного застосування параметрів які, теоретично та практично могли б вплинути на зчитування зображення.

Порядок підготовки зразків та створення спекл поверхні був аналогічний для дослідження [18,19].

Усі зображення були виконанні у форматі ARW. Це дало змогу отримувати більше інформації із кожного зображення. Ще однією переваго даного формату було монохромне вхідне зображення. Зображення формату ARW конвертувались в JPGE та остаточно обезбарвлювались за допомогою фоторедактора. Далі отримували свої порядкові номери та завантажувались в спеціалізоване програмне забезпечення.

Далі готові зображення звантажувались до GOM Correlate Pro. Де за допомогою інструментів програми визначались деформівні характеристики.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Було досліджено 6 скляних балок трьох серій. Руйнування балок відбувалось балок відбувалось миттєво на витримці після прикладання чергового ступеня наванта-ження. Фото зразків після руйнування зображено на Усі балки зруйнувались із однаковим характером окрім однієї балки серії 3, руйнування відбулось від опори до ролика прикладання навантаження.

Результати дослідження скляних балок на чотирьох точковий згин подані в табл.2. Визначення максимального теоретичного напруження $\sigma_{u,teor}$ виконано згідно рівняння (2). В таблиці подані заміри максимальних відносних деформацій в момент руйнування для верху та низу перерізу балки. Визначення максимальних напружень отриманих експериментальним шляхом було виконано згідно рівняння (1).

На рисунку 5 подано типовий характер руйнування балки та приклад використання методу кореляції цифрових зображень на прикладі балки Bm-2.1. На ілюстрації зображено деформівні характеристики балок в моменте руйнування за допомогою GOM Correlate та методу КЦЗ.

Табл.2. Результати дослідження скляних балок на чотирьох точковий згин.
Tabl.2. Results of the study of glass beams in four-point bending.

Серія	Марка	Макс. навант. N_u	Макс. напруження $\sigma_{u,teor}$	Механічні прилади			КЦЗ		
				Мак. від.деф (низ) $\varepsilon_{i,exp}$	Мак. від.деф (верх) $\varepsilon_{i,exp}$	Макс. напруження $\sigma_{i,exp}$	Мак. від.деф (низ) $\varepsilon_{i,DIC}$	Мак. від.деф (верх) $\varepsilon_{i,DIC}$	Макс. напруження $\sigma_{i,DIC}$
		[кН]	[МПа]	[μм/м]	[μм/м]	[МПа]	[μм/м]	[μм/м]	[МПа]
1	Bm-1.1	4.21	21.09	1	31	2.19	94	151	29.16
	Bm-1.2	5.71	31.19	-14	52	3.67	253	413	19.63
2	Bm-2.1	13.2	28.31	-21	32	-1.48	335	360	25.42
	Bm-2.2	12.2	22.88	-38	17	-2.68	-14	-128	-9.04
3	Bm-3.1	24.3	30.85	-76	18	-5.37	-1	-19	-1.34
	Bm-3.2	26.3	33.25	-8	41	2.90	65	90	6.35

Балки серії 1. Балка Bm-1.1 зруйнувалась пошарово із початковим утворенням тріщини у нижній найбільш розтягненій зоні далі тріщина поширилась із тюльпаноподібним характером до верхньої зони, другий шар та третій шар скла зруйнувався ідентично до попереднього. Балка Bm-1.2 зруйнувалась аналогічно, але із зміщення місця утворення первинної тріщини другого шару.

Балки серії 2. Балка Bm-2.1 зруйнувалась пошарово із початковим утворенням тріщини у нижній найбільш розтягненій зоні далі тріщина поширилась із тюльпано-

подібним характером до верхньої зони, другий шар скла зруйнувався у ідентичному місці. Балка Bm-2.2 зруйнувалась аналогічно, але із зміщення місця утворення первинної тріщини другого шару.

Балки серії 3. Балка Bm-3.1 зруйнувалась нетипово для інших балок, пошарово із початковим утворенням поперечної тріщини у верхній зоні, другий шар скла зруйнувався у ідентичному місці. Балка Bm-3.2 зруйнувалась пошарово із початковим утворенням тріщини у нижній найбільш розтягненій зоні далі тріщина поширилась за тюльпаноподібним характером до верхньої зони, другий шар скла зруйнувався у ідентичному місці.

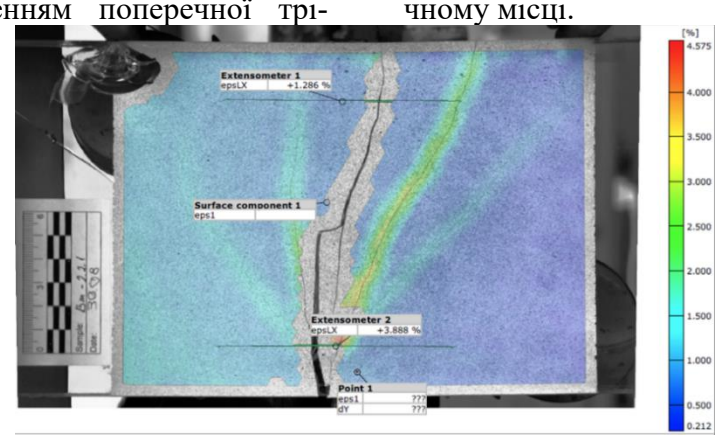


Рис. 5. Аналіз руйнування балки Bm-2.1 серії 2 із використанням КЦЗ.
Fig. 5. Failure analysis of beam Bm-2.1 series 2 using DIC.

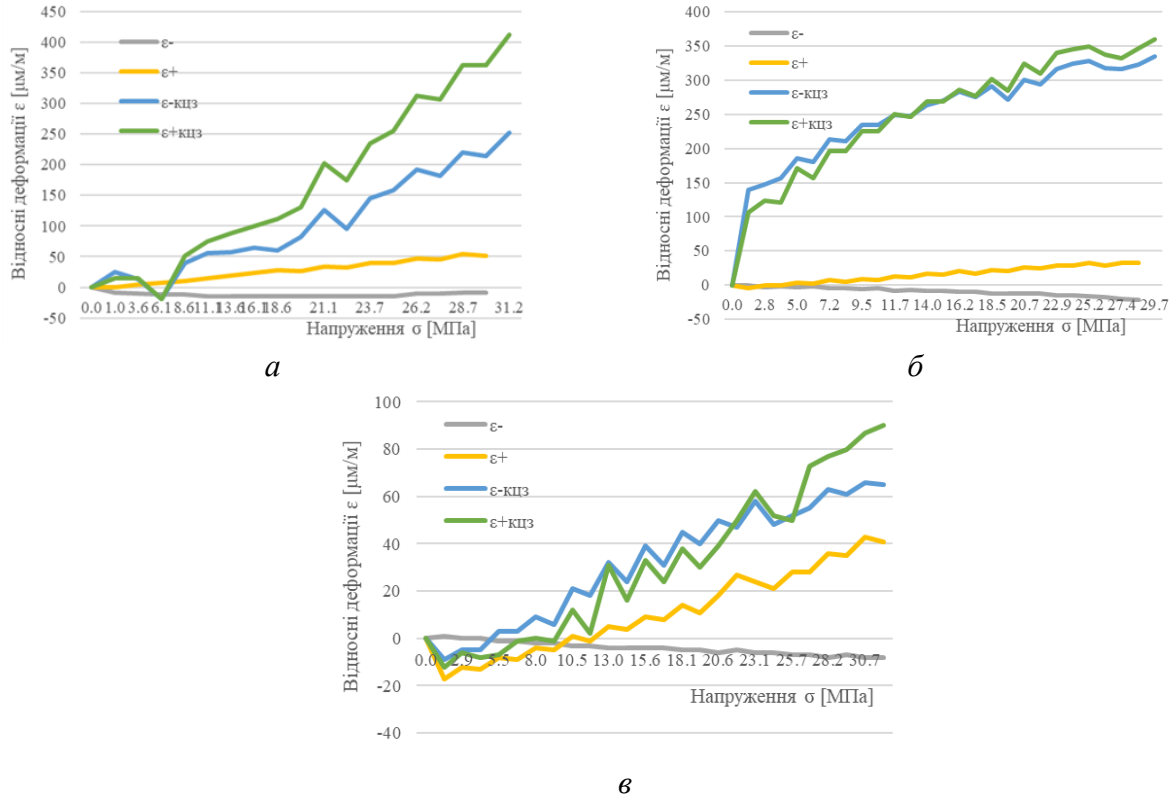
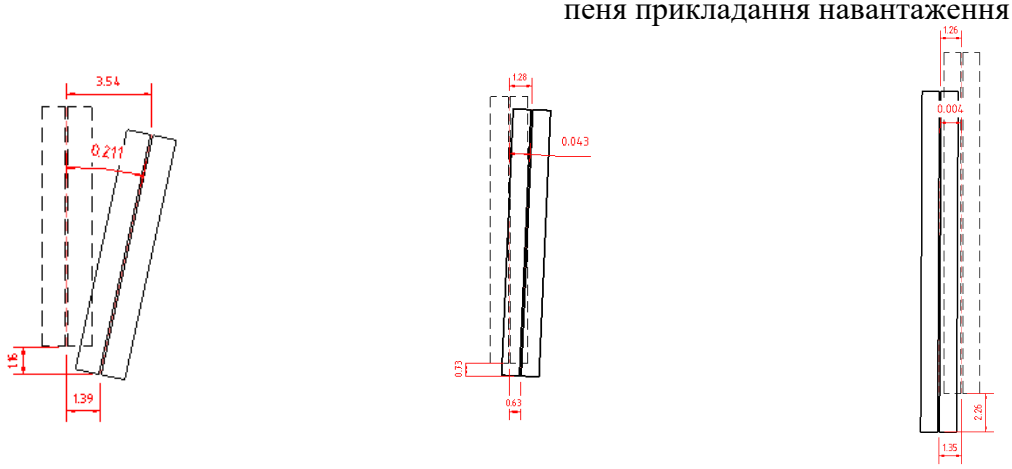


Рис. 6. Графіки залежності відносних деформацій ε_i від напруження σ_i:
а -серія 1 балка Bm-1.2;
б -серія 2 балка Bm-2.1;
в - серія 3 балка Bm-3.2.

Fig. 6. Diagrams of the dependence of strain ε_i on stress σ_i:
а - series 1 beam Bm-1.2;
б - series 2 beam Bm-2.1;
в - series 3 beam Bm-3.2.

Для кожного із балок було побудовано графіки залежності відносних деформацій ε_iвід напруження σ_i. На рис.6. Зображено характерні графіки для балок кожної із серій на прикладі балок Bm-1.2, Bm-2.1 та Bm-3.2.

За допомого прогиномірів по середині прольоту балки також вдалось встановити форму повороту та відхилення перерізу відносно власної осі в момент останнього ступеня прикладання навантаження (рис.7).



а *б* *в*

Рис. 7.Відхилення перерізу балки в момент останнього ступеня навантаження:
а -серія 1 балка Bm-1.2;
б -серія 2 балка Bm-2.1;
в - серія 3 балка Bm-3.2.

Fig. 7. Deflection of the beam section at the moment of the last stage of loading:
а - series 1 beam Bm-1.2;
б - series 2 beam Bm-2.1;
в - series 3 beam Bm-3.2.

За допомого прогиномірів по середині прольоту балки також вдалось встановити форму повороту та відхилення перерізу відносно власної осі в момент останнього ступеня прикладання навантаження

За допомого прогиномірів по середині прольоту балки також вдалось встановити форму повороту та відхилення перерізу відносно власної осі в момент останнього ступеня прикладання навантаження

Отже, як видно із рис.7 відхилення верхньої частини перерізу відносно нижньої було характерним для балок. Така форма деформації відповідає класичній формі втрати стійкості перерізу.

За результатами дослідження методи вимірювання відносних деформацій дали задовільний результат, та згідно із табл.2, значення отримані за допомогою методу кореляції цифрових зображень було близьке до руйнівного значення в балках серії 1 та 2. Також згідно із рис.6. Приріст відносних деформацій відносно напружень, для значень отриманих за допомогою методу кореляції цифрових зображень мав більш значення для такого роду досліджень.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. Було отримано результати експериментальних досліджень скляних балок на чотирьох-точковий згин. Значення напруження максимальних напружень були отримані за допомогою двох методів заміру відносних деформацій похідне за допомого механічних екстензометрів, та методу КЦЗ та віртуальних екстензометрів.

2. Під час проведення досліджень на балках було виявлено, що деформація балок під навантаженням характеризувалася більшим значенням у верхній зоні, що по суті повторює класичну, для таких балок, форму втрати стійкості.

3. Розроблено методику використання користувацьких без дзеркальних фотокамер із кольоровою матрицею для дослідження скляних балок на чотирьох точковий згин.

Покрокова методика полягала у виборі правильного апаратного забезпечення та визначення характеристик фотокамери, що дозволяло отримувати більше інформації із готових зображень, та проводити подальшу підготовку зображення для аналізу.

4. Отримані результати відносних деформацій та похідні результати напружень, отримані шляхом кореляції цифрових зображень, показали значно ближчі значення до значень руйнівних напружень, ніж результати, отримані за допомогою механічних приладів. Що свідчить про подальшу перспективу використання методу КЦЗ для дослідження скляних конструкцій.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Демчина Б.,**Визначення фізико-механічних властивостей скла на згин за допомогою двопараметричного розподілу Вейбулла. / Сурмай С., Ткач Р., Гула В //*Зб. наук. праць Будівельні конструкції. Теорія і практика., Київ.: КНУБА.-2020.- № 6. С. 94–113.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.94-113.
2. **Gdoutos E.,** Digital Image Correlation (DIC) // *Solid Mechanics and its Applications. Springer Science and Business Media B.V., 2022. Vol. 269. P. 251–259.* http://dx.doi.org/10.1007/978-3-030-89466-5_12.
3. **Coult G.,** The skypool: bringing architectural imagination to life // *Glass Structures and Engineering. Springer Science and Business Media Deutschland GmbH, 2021. Vol. 6, № 3. P. 353–373.* https://doi.org/10.1007/s40940-021-00158-6.
4. **O'Callaghan J., Coult G.,** An all-glass cube in New York city / *Proceedings of the 2008 Structures Congress - Structures Congress 2008: Crossing the Borders. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2008. Vol. 314.* https://doi.org/10.1061/41016(314)74.
5. **Демчина Б.Г., Черевко М.В.**, Дослідження міцності та деформативності скляних балок з вертикальним розміщенням шарів // *Вісник Національного університету Львівська політехніка. Теорія і практика будівництва.* 2015. № 823. 113–116 p.
6. **X. Huang,** The lateral torsional buckling behavior of laminated glass beams / M. Cui, Q. Liu, and J. Nie // *International Journal of Structural Stability and Dynamics, vol. 20, no. 7, Jul. 2020.* http://dx.doi.org/10.1142/S0219455420500807.
7. **A. Luible, D. Schärer**, Lateral torsional buckling of glass beams with continuous lateral support //*Glass Structures & Engineering 2016 1:1, vol. 1, no. 1, pp. 153–171, Mar. 2016.* DOI: 10.1007/s40940-016-0008-3.
8. **D. Sonck, J. Belis,** Elastic lateral-torsional buckling of glass beams with continuous lateral restraints // *Glass Structures and Engineering, vol. 1, no. 1, pp. 173–194, Jun. 2016.* DOI: 10.1007/s40940-016-0023-4.
9. **O. Pešek, J. Melcher**, Lateral-Torsional Buckling of Structural Glass Beams. Experimental, Theoretical and Numerical Analysis // *International Journal of Structural and Civil Engineering Research, pp. 323–330, 2018.* http://dx.doi.org/10.18178/ijscer.7.4.323-330.
10. **C. Louter,** Exploratory experimental investigations on post-tensioned structural glass beams / J. Cupać, J.-P. Lebet // *Journal of Facade Design and Engineering, vol. 2, no. 1–2, pp. 3–18, 2014.* http://dx.doi.org/10.3233/FDE-130012.
11. **W. H. Peters , W. F. Ranson,** Digital Imaging Techniques In Experimental Stress Analysis, // *Optical Engineering vol. 21, no.3, pp. 427–431, Jun. 1982* https://doi.org/10.1117/12.7972925.
12. **M. Badaloni,** Out-of-Plane motion evaluation and correction in 2D DIC / , P. Lava, M. Rossi, G. Chiappini, D. Debruyne // *Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series, vol. 3, pp. 181–187, 2016.* https://doi.org/10.1007/978-3-319-22446-6_23.
13. **R. Fouque,** Stereo digital image correlation: Formulations and perspectives /, R. Bouclier, J. C. Passieux, J. N. Périe // *Comptes Rendus - Mecanique, vol. 349, no. 3, pp. 453–463, 2021.* http://dx.doi.org/10.5802/crmeca.93.
14. **H. C. Biscaia,** Using digital image correlation to evaluate the bond between carbon fibre-reinforced polymers and timber / J. Canejo, S. Zhang, R. Almeida // *Struct Health Monit, vol. 21, no. 2, pp. 534–557, Mar. 2022.* https://doi.org/10.1177/14759217211006021.
15. **Y. Blikharskyy,** Review of Development and Application of Digital Image Correlation Method for Study of Stress–Strain State of RC Structures / N. Kopiika, R. Khmil, J. Selejdak, Z. Blikharskyy // *Applied Sciences (Switzerland), vol. 12, no. 19, Oct. 2022.* http://dx.doi.org/10.3390/app121910157.

16. **K. Il Kim**, Strain Analysis of Multi-Phase Steel Using In-Situ EBSD Tensile Testing and Digital Image Correlation // *Metals and Materials International, vol. 28, no. 5, pp. 1094–1104, May 2022.*
https://doi.org/10.1007/s12540-021-01044-0.
17. **E. M. C. Jones, M. Iadicola**, A Good Practices Guide for Digital Image Correlation Standardization, Good Practices, and *Uncertainty Quantiication Committee. 2018.*
https://doi.org/10.32720/idics/gpg.ed1.
18. **Т. Ю. Осадчук, Б. Г. Демчина,** Дослідження деформацій багатошарових скляних плит за допомогою кореляції цифрових зображень // *Комунальне господарство міст. Серія : Технічні науки та архітектура*, no. 134, pp. 153–163, 2017.
19. **B. Demchyna,** The experimental study of glass multilayer columns using digital image correlation / M. Surmai, R. Tkach // *Archives of Materials Science and Engineering, vol. 96, no. 1, pp. 32–41, Mar. 2019.*
http://dx.doi.org/10.5604/01.3001.0013.1990.
20. **ДСТУ Б В.2.7-122:2009 (EN 572:2004, NEQ)**. Будівельні матеріали. Скло листове. Технічні умови. *Київ. Мінрегіонбуд України. 2010. – 48 с.*

REFERNCES

1. **Demchyna B.** Vyznachennia fizykomekhanichnykh vlastyvostei skla na zghyn za dopomohoiu dvoparametrychnoho rozpodilu Veibulla. / Surmai S., Tkach R., Hula V //*Zb. nauk. prats Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka., Kyiv.: KNUBA.-2020.- № 6. S. 94–113.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.94-113.
2. **Gdoutos E.,** Digital Image Correlation (DIC) // *Solid Mechanics and its Applications. Springer Science and Business Media B.V., 2022. Vol. 269. P. 251–259.*
http://dx.doi.org/10.1007/978-3-030-89466-5_12.
3. **Coult G.,** The skypool: bringing architectural imagination to life // *Glass Structures and Engineering. Springer Science and Business Media Deutschland GmbH, 2021. Vol. 6, № 3. P. 353–373.*
https://doi.org/10.1007/s40940-021-00158-6.
4. **O'Callaghan J., Coult G.,** An all-glass cube in New York city / *Proceedings of the 2008 Structures Congress - Structures Congress 2008: Crossing the Borders. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2008. Vol. 314.*
https://doi.org/10.1061/41016(314)74.
5. **Demchyna B.H., Cherevko M.V.,** Doslidzhennia mitsnosti ta deformatyvnosti sklianykh balok z vertykalnym rozmishchenniam shariv // *Visnyk Natsionalnoho universytetu Lvivska politekhnika. Teoriia i praktyka budivnytstva*. 2015. № 823. 113–116 p.
6. **X. Huang,** The lateral torsional buckling behavior of laminated glass beams / M. Cui, Q. Liu, and J. Nie // *International Journal of Structural Stability and Dynamics, vol. 20, no. 7, Jul. 2020.*
http://dx.doi.org/10.1142/S0219455420500807.
7. **A. Luible, D. Schärer**, Lateral torsional buckling of glass beams with continuous lateral support //*Glass Structures & Engineering 2016 1:1, vol. 1, no. 1, pp. 153–171, Mar. 2016.*
DOI: 10.1007/s40940-016-0008-3.
8. **D. Sonck, J. Belis,** Elastic lateral-torsional buckling of glass beams with continuous lateral restraints // *Glass Structures and Engineering, vol. 1, no. 1, pp. 173–194, Jun. 2016.*
DOI: 10.1007/s40940-016-0023-4.
9. **O. Pešek, J. Melcher**, Lateral-Torsional Buckling of Structural Glass Beams. Experimental, Theoretical and Numerical Analysis // *International Journal of Structural and Civil Engineering Research, pp. 323–330, 2018.*
http://dx.doi.org/10.18178/ijscer.7.4.323-330.
10. **C. Louter,** Exploratory experimental investigations on post-tensioned structural glass beams / J. Cupać, J.-P. Lebet // *Journal of Facade Design and Engineering, vol. 2, no. 1–2, pp. 3–18, 2014.*
http://dx.doi.org/10.3233/FDE-130012.
11. **W. H. Peters , W. F. Ranson,** Digital Imaging Techniques In Experimental Stress Analysis, // *Optical Engineering vol. 21, no.3, pp. 427–431, Jun. 1982*
https://doi.org/10.1117/12.7972925.
12. **M. Badaloni,** Out-of-Plane motion evaluation and correction in 2D DIC / , P. Lava, M. Rossi, G. Chiappini, D. Debruyne // *Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series, vol. 3, pp. 181–187, 2016.*
https://doi.org/10.1007/978-3-319-22446-6_23.
13. **R. Fouque,** Stereo digital image correlation: Formulations and perspectives /, R. Bouclier, J. C. Passieux, J. N. Périe // *Comptes Rendus - Mecanique, vol. 349, no. 3, pp. 453–463, 2021.*
http://dx.doi.org/10.5802/crmeca.93.
14. **H. C. Biscaia,** Using digital image correlation to evaluate the bond between carbon fibre-reinforced polymers and timber / J. Canejo, S.

Zhang, R. Almeida // *Struct Health Monit, vol. 21, no. 2, pp. 534–557, Mar. 2022.* https://doi.org/10.1177/14759217211006021.

15. **Y. Blikharskyy,** Review of Development and Application of Digital Image Correlation Method for Study of Stress–Strain State of RC Structures / N. Kopiika, R. Khmil, J. Selejdak, Z. Blikharskyy // *Applied Sciences (Switzerland), vol. 12, no. 19, Oct. 2022.* http://dx.doi.org/10.3390/app121910157.

16. **K. Il Kim**, Strain Analysis of Multi-Phase Steel Using In-Situ EBSD Tensile Testing and Digital Image Correlation // *Metals and Materials International, vol. 28, no. 5, pp. 1094–1104, May 2022.* https://doi.org/10.1007/s12540-021-01044-0.

17. **E. M. C. Jones, M. Iadicola**, A Good Practices Guide for Digital Image Correlation Standardization, Good Practices, and Uncertainty Quantiication Committee. *2018.* https://doi.org/10.32720/idics/gpg.ed1.

18. **T. Y. Osadchuk, B. H. Demchyna,** Doslidzhennia deformatsii bahatosharovykh sklianykh plyt za dopomohoiu koreliatsii tsyfro-vykh zobrazhen // *Komunalne hospodarst-vo mist. Seriia : Tekhnichni nauky ta arkhite-ktura*, no. 134, pp. 153–163, 2017,

19. **B. Demchyna,** The experimental study of glass multilayer columns using digital image correlation / M. Surmai, R. Tkach // *Archives of Materials Science and Engineering, vol. 96, no. 1, pp. 32–41, Mar. 2019.* http://dx.doi.org/10.5604/01.3001.0013.1990.

20. **DSTU B V.2.7-122:2009 (EN 572:2004, NEQ).** Budivelni materialy. Sklo lystove. Tekhnichni umovy. *Kyiv. Minrehionbud Ukrainy. 2010. - 48 s.*

RESEARCH OF GLASS BEAMS FOR FOUR-POINT BENDING USING THE METHOD OF DIGITAL IMAGE CORRELATION

Roman KOZAK,
Bohdan DEMCHYNA

Summary. The main elements of glass structures commonly used in construction are bending elements. The use of glass beams with a large ratio of cross-sectional height to width is most often encountered in practical use. This type of structure is characterized by the phenomenon of loss of stability from the plane.

Optical research methods are becoming more and more popular due to the convenience and lack of direct contact with the test specimen. Such a research method is the method of digital image correlation. In general, the method requires specialized hardware and for a single experiment without the need to record images at high speed, it is also promising to use a publicly available user's mirrorless camera as a recording device.

The subject of the study was glass beams subjected to four-point bending. Six double-layer glass beams were manufactured for the study. The beams were tested with a stepwise increase in load on a special test rig made for the study of glass beams. The relative deformations were recorded using the method of correlation of digital images and mechanical strain gauges.

The paper describes the method of using mirrorless cameras with a colour matrix to study glass beams in four-point bending. The methodology consisted of selecting the right equipment and determining the characteristics of the camera to obtain more information from the images and prepare them for analysis. The images were de-colorized and the white balance was adjusted using a photo editor. The images ready for analysis were transferred to the specialized software GOM Correlate Pro.

The glass beams were tested for four-point bending. The values of the maximum stresses were obtained using the equilibrium equation of the section, the relative deformations obtained according to the readings of mechanical devices, and the method of correlation of digital images.

Failure of the glass beams occurred in layers with the initial crack formation in the lowe most tensile zone, then the crack propagated with a tulip-like pattern to the upper zone.

The study confirmed the disadvantage of glass beams with a large height-to-width ratio, namely the loss of in-plane stability.

The method of digital image correlation using publicly available user hardware performed well, often showing values of destructive stresses close to the theoretical values obtained by calculation. It is recommended to use this method for further research.

Keywords. Glass; glass beam; four-point bending; bending strength of glass; digital image correlation.

Стаття надійшла до редакції 28.04.2023

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.12.2023.27-41
УДК 693.22

ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ ТА КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ ПРИ РОЗРАХУНКУ ЗА ДБН В.2.6-162:2010 «КАМ'ЯНІ ТА АРМОКАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

Леонід СКОРУК

Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
skoruk.slm.zbk@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-7362-1348

Анотація. Наразі на території України одночасно є чинними три нормативних документи, згідно яких можна розраховувати і проектувати кам'яні та армокам'яні конструкції. Природньо, що ці нормативні документи мають базуватись на однакових теоретичних засадах та не суперечити один одному. Як правило, основним документом у будівельній галузі стосовно якогось напрямку проектування є певний ДБН. У розвиток ДБН та для тлумачення його основних засад спрямовані нижчі за рангом ДСТУ, ДСТУ-П, ДСТУ-Н, СОУ, технічні умови тощо.

Аналіз діючих нормативних документів, які стосуються проектування кам'яних та армокам'яних конструкції показує, що ці документи досить суттєво відрізняються один від одного. ДСТУ замість того, щоб бути логічним продовженням основного документу ДБН – навпаки, ще більше заплутує та вносить плутанину у положення розрахунку, оскільки базується на зовсім іншому ідеологічному підґрунті, ніж ДБН. Більше того, навіть в межах самого основного документу ДБН є положення, що суперечать один одному.

Однак, рано чи пізно настане час, коли все ж таки потрібно буде переглянути, внести корегування та гармонізувати діючі наразі нормативні документи.

На жаль, з моменту виходу діючих нормативних документів щодо кам'яних та армокам'яних конструкції ніхто ретельно не займався їх аналізом та реалізацією на практиці. Були лише поодинокі роботи, які суттєво не заглиблювались у зазначену проблематику.

В межах даної статті зроблено порівняння та розглянуті відмінності між класифікацією каменів та розчинів між теперішнім діючим ДБН та документом, який діяв до цього.

Звернуто увагу на основні розрахункові залежності, які мають місце у ДБН та нові поняття, що були введені в обіг.

На прикладі характеристик каменів та розчинів, а також кам'яної кладки показані суперечності, які мають місце у самому ДБН.

Наведені рекомендації та авторське бачення щодо того, як мають виглядати таблиці з розрахунковими опорами кам'яної кладки для різних каменів та розчинів. Показані обмеження при певних комбінаціях каменів та розчинів та їх розрахункових характеристик.

Леонід СКОРУК
доцент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій,
к.т.н., доцент

Ключові слова. Кам'яні та армокам'яні конструкції; міцність каменю; міцність розчину; міцність кладки; групи каменів.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

У попередній публікації [1] вже була зазначена теза про те, що наразі на території України є чинними три нормативних документи [2, 3, 4], згідно яких можна проектувати кам'яні та армокам'яні конструкції.

© Л. СКОРУК, 2023

До 2011 року нормативним документом, який визначав правила розрахунку та проектування конструкцій із неармованої та армованої кладки був СНиП II-22-81 [5], до якого були розроблені відповідні Рекомен-дації та Посібники – у розвиток даного СНиП і які не суперечили один одному.

У вступі до ДБН [3] зазначено, що при його розробці враховані основні положення та принципи EN 1996-1-1 [2], однак ознаки ідентичності (IDT) у цього документа немає. Тобто у положеннях стандарту [3] є певні відхилення і/або доповнення щодо стандарту [2]. Крім того, наразі одночасно також діє ДСТУ Б В.2.6-207:2015 [4], у загальних положеннях якого вказано, що цей стандарт розроблено у розвиток ДБН В.2.6-162:2010 [3].

Природньо, що автори стандарту [3] хотіли привнести у новий нормативний документ досвід проектування, накопичений нашою інженерною думкою за минулі роки. Однак, при цьому необхідно було досить ретельно підійти до поєднання різних за своєю суттю та структурою нормативних документа [2] та [5] – щоб уникнути колізій та різного роду суперечностей, а також адаптувати текст документу [3] при перекладі до нашої усталеної інженерної термінології (наприк-лад, термін «згин»-«вигин», «гнучкість»-«коефіцієнт гнучкості», «короткочасний модуль пружності E при зсуві кам'яної кладки»-«модуль пружності (початковий модуль деформацій) E_0 при короткочасному навантаженні», «позаплощинний ексцентриситет навантаження на стіну» тощо). Також необхідно було звернути увагу на термінологію і визначення, які наведені у ДБН та у різних ДСТУ на які є посилання в [3] – вони місцями також суперечать один одному.

Розглянемо далі які виникають розбіжності та колізії при читанні положень ДБН [3] на прикладі матеріалів для кам'яної кладки – каменю та розчину.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для застосування тих чи інших розрахункових залежностей, а також для посилань в інших розділах документу, у ДБН [3] камінь та блоки класифікуються за групами. Чотири групи класифікують камінь та блоки з різною кількістю та напрямком (вертикальним або горизонтальним) порожнин (максимальний відсоток порожнин може бути до 70% загального об'єму виробу). Для кращого уявлення графічне відображення груп каменів за наявністю порожнин показано на рис. 1.

Числова градація груп цегли та блоків наводяться в таблиці 8.1 [3] і така їх класифікація впливає в подальшому на характеристики кладки, залежно від класу розчину. Такої градації каменів та блоків за групами в залежності від порожнин у СНиП [5] не було, однак дозволялись порожнини до 50% у керамічних великоформатних каменях.

Назва та класифікація самих каменів для кладки суттєво відрізняється у ДБН [3] та у СНиП [5]. Крім того, навіть в межах самого ДБН є невідповідності у назвах каменів, що може викликати подвійне тлумачення, наприклад між п.8.1.1.1 та таблицями 8.3-8.6, 8.9 [3]. У таблиці 1 наведено перелік каменів та блоків для кам'яної кладки згідно зазначених документів.

Очевидно, що потрібно було б навести у нормах пояснювальну (порівняльну) таблицю на предмет тлумачення та відповідності загального визначення назви каменів до наявної номенклатури каменів, які існують у нашій країні – на зразок табл. 2.

Будівельні розчини у СНиП [5] поділялись на цементні, вапняні та змішані. Цементний розчин в свою чергу міг бути жорстким (важким), з мінеральними і органічними пластифікаторами та добавками поташу – в залежності від цього вводились коригуючі коефіцієнти умов роботи до розрахункових опорів кладки. У ДБН [3] будівельний розчин поділяється на розчин загального призначення, легкий (полегшений) розчин та тонкошаровий розчин товщиною 0,5-3,0 мм. У таблиці 3 наведено перелік розчинів для кам'яної кладки згідно зазначених документів.

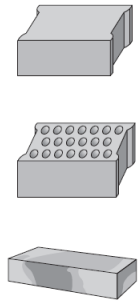
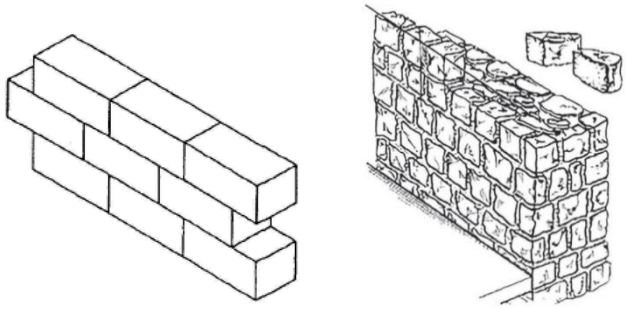
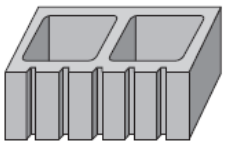
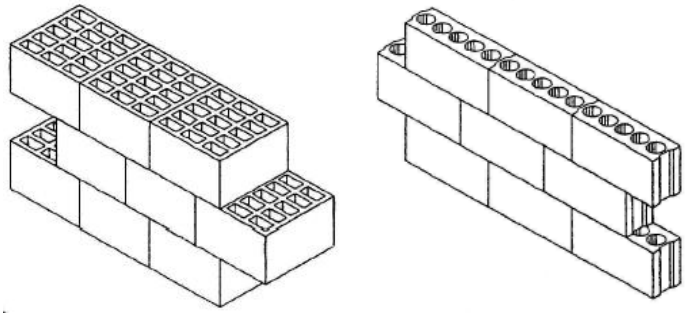
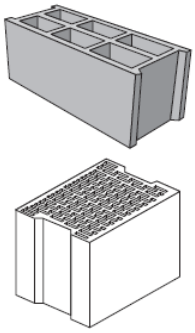
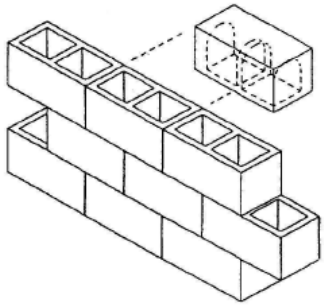
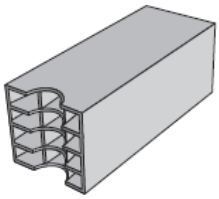
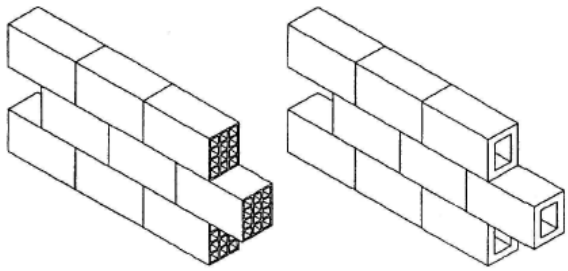
Група каменю	Приклади каменів	Приклади перев'язок кладки відповідних груп
1		
2		
3		
4		

Рис. 1. Класифікація каменів за групами в залежності від кількості та напрямку порожнин.
Fig. 1. Classification of stones by groups depending on the number and direction of cavities.

У СНиП [5] камінь та розчин класифікувались за марками, що позначалась літерою М і цифрою біля неї, що означала міцність на стиск у кг/см2 – наприклад, марка каменю М100 та марка розчину М25. У ДБН [3] камінь та розчин класифікуються за класами, при цьому літерне позначення тільки для розчину, а цифра означає міцність на стиск у МПа (Н/мм^2) – наприклад, міцність каменю на стиск 10 МПа та клас розчину М2,5.

Табл. 1. Класифікація каменів та блоків для кам'яної кладки
Table 1. Classification of stones and blocks for masonry

згідно ДБН [3]:	згідно СНиП [5]:
1) глиняна цегла; 2) силікатні цегла; 3) бетонні вироби (з важкими і легкими заповнювачами); 4) блоки із ніздрюватого бетону автоклавного твердження; 5) бетонні камені і блоки з штучного каменю; 6) будівельні елементи з обробленого природного каменю.	1) цегла глиняна пластичного пресування повнотіла та пустотіла; 2) цегла глиняна напівсухого пресування повнотіла та пустотіла; 3) цегла силікатна повнотіла та пустотіла; 4) силікатний камінь; 5) керамічний камінь; 6) гіпсобетонний камінь повнотілий та пустотілий; 7) шлакобетонний камінь повнотілий та пустотілий; 8) бетонний камінь; 9) бетонний камінь з великопористих та пористих бетонів; 10) природний камінь низької, нормальної та низької міцності; 11) постелистий і рваний бут.

Табл. 2. Відповідність загальних визначень різних каменів та номенклатури виробі, які випускає промисловість
Table 2. Correspondence of general definitions of various stones and nomenclature to products produced by industry

Загальне визначення каменю згідно ДБН [3]:	**Камені, які підпадають під загальне визначення**
глиняна цегла	глиняна цегла повнотіла та пустотіла; камінь керамічний;
силікатні цегла	силікатна цегла повнотіла та пустотіла; силікатний камінь;
бетонні вироби (з важкими і легкими заповнювачами)	бетонний камінь повнотілий та пустотілий;
блоки із ніздрюватого бетону автоклавного твердження	газоблоки; піноблоки;
бетонні камені і блоки з штучного каменю	бетонний камінь із важкого бетону; бетонний камінь із легкого бетону на пористих заповнювачах; бетонний камінь із щільного силікатного бетону; бетонний камінь із перлітобетону;
будівельні елементи з обробленого природного каменю (із гірських порід – вулканічних, осадкових, метаморфічних)	постелистий і рваний бут

Табл. 3. Класифікація розчинів для кам'яної кладки
Table 3. Classification of solutions for masonry

згідно ДБН [3]:	згідно СНиП [5]:
1) розчин загального призначення; 2) легкий (полегшений) розчин; 3) тонкошаровий розчин товщиною 0,5-3,0 мм.	1) звичайний цементний розчин з мінеральними пластифікаторами; 2) жорсткий (важкий) цементний розчин; 3) цементний розчин з органічними пластифікаторами; 4) цементний розчин з добавками поташу.

Табл. 4. Визначення розрахункового опору кладки згідно ДБН [3]
Table 4. Determination of the calculated masonry resistance according to DBN [3]

згідно формул (8.1) – (8.4) [3]	згідно табл. 1 додатку Р [3]
Характеристичний (нормативний) опір кладки: $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} = 0,55 \cdot 30^{0,7} \cdot 20^{0,3} = 14,61$ МПа Розрахунковий опір кладки: $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{14,61}{2,0} = 7,3$ МПа	$f_d = 3,9$ МПа
Розрахунковий опір кладки f_d обрахований за різними пунктами [3] відрізняється у 1,8 рази!!!	

Табл. 5. Розрахункові опори на стиск кладки з цегли всіх видів та керамічних каменів із щілиноподібними вертикальними пустотами на важких розчинах згідно СНиП [5]
Table. 5. Calculated compressive strengths of masonry of all types of bricks and ceramic stones with slit-like vertical voids on heavy mortars according to SNiP [5]

Міцність цегли або каменю f_b, МПа	Розрахункові опори f_d, МПа, на стиск кладки з цегли всіх видів та керамічних каменів із щілиноподібними вертикальними пустотами шириною до 12 мм при висоті ряду кладки 50…150 мм на важких розчинах при міцності f_m розчину								При міцності розчину	
	20,0	**15,0**	**10,0**	**7,5**	**5,0**	**2,5**	**1,0**	**0,4**	**0,2**	**0**
30,0	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
25,0	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
20,0	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
15,0	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
12,5	–	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
10,0	–	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
7,5	–	–	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
5,0	–	–	–	1,4	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
3,5	–	–	–	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Таблиця 6. Характеристичний опір кладки на стиск f_k, МПа (Н/мм^2) при відповідних класах розчинів із **глиняних блоків групи 1**

Table 6. Characteristic compressive strength of masonry f_k, MPa (N/mm^2) for the corresponding classes of solutions from **clay blocks of group 1**

Міцність каменю на стиск, f_b, МПа (Н/мм^2)	Розчин загального призначення						Тонкий шов	Легкий розчин $600 \le \rho_d \le 800$			Легкий розчин $800 < \rho_d \le 1300$		
	М20	**М15**	**М10**	**М5**	**М2,5**	**М1**		**М10**	**М5**	**М2,5**	**М10**	**М5**	**М2,5**
75	27,7	25,5	22,5	18,3	14,9	11,3	–	12,3	10,0	8,1	16,4	13,3	10,8
50	20,9	19,2	17,0	13,8	11,2	8,5	20,9	9,3	7,5	6,1	12,3	10,0	8,1
30	14,6	13,4	11,9	9,6	7,8	5,9	13,5	6,5	5,3	4,3	8,6	7,0	5,7
25	12,9	11,8	10,4	8,5	6,9	5,2	11,6	5,7	4,6	3,8	7,6	6,2	5,0
20	11,0	10,1	8,9	7,3	5,9	4,5	9,6	4,9	4,0	3,2	6,5	5,3	4,3
16	9,4	8,6	7,6	6,2	5,0	3,8	7,9	4,2	3,4	2,8	5,6	4,5	3,7
12	7,7	7,1	6,2	5,1	4,1	3,1	6,2	3,4	2,8	2,2	4,5	3,7	3,0
10	6,8	6,2	5,5	4,5	3,6	2,8	5,3	3,0	2,4	2,0	4,0	3,2	2,6
8	5,8	5,3	4,7	3,8	3,1	2,4	4,4	2,6	2,1	1,7	3,4	2,8	2,3
6	4,7	4,3	3,8	3,1	2,5	1,9	3,4	2,1	1,7	1,4	2,8	2,3	1,8
4	3,6	3,3	2,9	2,4	1,9	1,5	2,4	1,6	1,3	1,0	2,1	1,7	1,4
2	2,2	2,0	1,8	1,4	1,2	0,9	1,4	1,0	0,8	0,6	1,3	1,1	0,9

Таблиця 7. Характеристичний опір кладки на стиск f_k, МПа (Н/мм^2) при відповідних класах розчинів із **глиняних блоків групи 2**

Table 7. Characteristic compressive strength of masonry f_k, MPa (N/mm^2) for the corresponding classes of solutions from **clay blocks of group 2**

Міцність каменю на стиск, f_b, МПа (Н/мм^2)	Розчин загального призначення						Тонкий шов	Легкий розчин $600 \le \rho_d \le 800$			Легкий розчин $800 < \rho_d \le 1300$		
	М20	**М15**	**М10**	**М5**	**М2,5**	**М1**		**М10**	**М5**	**М2,5**	**М10**	**М5**	**М2,5**
75	22,7	20,8	18,4	15,0	12,2	9,2	–	10,2	8,3	6,8	12,3	10,0	8,1
50	17,1	15,7	13,9	11,3	9,2	7,0	19,5	7,7	6,3	5,1	9,3	7,5	6,1
30	12,0	11,0	9,7	7,9	6,4	4,9	12,6	5,4	4,4	3,6	6,5	5,3	4,3
25	10,5	9,7	8,5	6,9	5,6	4,3	10,8	4,7	3,9	3,1	5,7	4,6	3,8
20	9,0	8,3	7,3	5,9	4,8	3,7	8,9	4,1	3,3	2,7	4,9	4,0	3,2
16	7,7	7,1	6,3	5,1	4,1	3,1	7,4	3,5	2,8	2,3	4,2	3,4	2,8
12	6,3	5,8	5,1	4,2	3,4	2,6	5,8	2,8	2,3	1,9	3,4	2,8	2,2
10	5,5	5,1	4,5	3,7	3,0	2,3	5,0	2,5	2,0	1,6	3,0	2,4	2,0
8	4,7	4,3	3,8	3,1	2,5	1,9	4,1	2,1	1,7	1,4	2,6	2,1	1,7
6	3,9	3,6	3,1	2,6	2,1	1,6	3,2	1,7	1,4	1,2	2,1	1,7	1,4
4	2,9	2,7	2,4	1,9	1,6	1,2	2,3	1,3	1,1	0,9	1,6	1,3	1,0
2	1,8	1,6	1,5	1,2	1,0	0,7	1,3	0,8	0,7	0,5	1,0	0,8	0,6

Таблиця 8. Характеристичний опір кладки на стиск f_k, МПа (Н/мм^2) при відповідних класах розчинів із **глиняних блоків групи 3**

Table 8. Characteristic compressive strength of masonry f_k, MPa (N/mm^2) for the corresponding classes of solutions from **clay blocks of group 3**

Міцність каменю на стиск, f_b, МПа (Н/мм^2)	Розчин загального призначення						Тонкий шов	Легкий розчин $600 \le \rho_d \le 800$			Легкий розчин $800 < \rho_d \le 1300$		
	М20	**М15**	**М10**	**М5**	**М2,5**	**М1**		**М10**	**М5**	**М2,5**	**М10**	**М5**	**М2,5**
75	17,7	16,2	14,3	11,6	9,5	7,2	–	8,2	6,7	5,4	10,2	8,3	6,8
50	13,3	12,2	10,8	8,8	7,1	5,4	13,9	6,2	5,0	4,1	7,7	6,3	5,1
30	9,3	8,5	7,6	6,1	5,0	3,8	9,0	4,3	3,5	2,8	5,4	4,4	3,6
25	8,2	7,5	6,6	5,4	4,4	3,3	7,7	3,8	3,1	2,5	4,7	3,9	3,1
20	7,0	6,4	5,7	4,6	3,8	2,8	6,4	3,2	2,6	2,1	4,1	3,3	2,7
16	6,0	5,5	4,9	4,0	3,2	2,4	5,3	2,8	2,3	1,8	3,5	2,8	2,3
12	4,9	4,5	4,0	3,2	2,6	2,0	4,1	2,3	1,8	1,5	2,8	2,3	1,9
10	4,3	4,0	3,5	2,8	2,3	1,8	3,5	2,0	1,6	1,3	2,5	2,0	1,6
8	3,7	3,4	3,0	2,4	2,0	1,5	2,9	1,7	1,4	1,1	2,1	1,7	1,4
6	3,0	2,8	2,4	2,0	1,6	1,2	2,3	1,4	1,1	0,9	1,7	1,4	1,2
4	2,3	2,1	1,8	1,5	1,2	0,9	1,6	1,1	0,9	0,7	1,3	1,1	0,9
2	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,9	0,6	0,5	0,4	0,8	0,7	0,5

Таблиця 9. Характеристичний опір кладки на стиск f_k, МПа (Н/мм^2) при відповідних класах розчинів із **глиняних блоків групи 4**

Table 9. Characteristic compressive strength of masonry f_k, MPa (N/mm^2) for the corresponding classes of solutions from **clay blocks of group 4**

Міцність каменю на стиск, f_b, МПа (Н/мм^2)	Розчин загального призначення						Тонкий шов	Легкий розчин $600 \le \rho_d \le 800$			Легкий розчин $800 < \rho_d \le 1300$		
	М20	**М15**	**М10**	**М5**	**М2,5**	**М1**		**М10**	**М5**	**М2,5**	**М10**	**М5**	**М2,5**
75	17,7	16,2	14,3	11,6	9,5	7,2	–	8,2	6,7	5,4	10,2	8,3	6,8
50	13,3	12,2	10,8	8,8	7,1	5,4	9,7	6,2	5,0	4,1	7,7	6,3	5,1
30	9,3	8,5	7,6	6,1	5,0	3,8	6,3	4,3	3,5	2,8	5,4	4,4	3,6
25	8,2	7,5	6,6	5,4	4,4	3,3	5,4	3,8	3,1	2,5	4,7	3,9	3,1
20	7,0	6,4	5,7	4,6	3,8	2,8	4,5	3,2	2,6	2,1	4,1	3,3	2,7
16	6,0	5,5	4,9	4,0	3,2	2,4	3,7	2,8	2,3	1,8	3,5	2,8	2,3
12	4,9	4,5	4,0	3,2	2,6	2,0	2,9	2,3	1,8	1,5	2,8	2,3	1,9
10	4,3	4,0	3,5	2,8	2,3	1,8	2,5	2,0	1,6	1,3	2,5	2,0	1,6
8	3,7	3,4	3,0	2,4	2,0	1,5	2,0	1,7	1,4	1,1	2,1	1,7	1,4
6	3,0	2,8	2,4	2,0	1,6	1,2	1,6	1,4	1,1	0,9	1,7	1,4	1,2
4	2,3	2,1	1,8	1,5	1,2	0,9	1,1	1,1	0,9	0,7	1,3	1,1	0,9
2	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,6	0,6	0,5	0,4	0,8	0,7	0,5

Таблиця 10. Характеристичний опір кладки на стиск f_k, МПа (Н/мм^2) при відповідних класах розчинів із **силікатних блоків групи 1**

Table 10. Characteristic compressive strength of masonry f_k, MPa (N/mm^2) for the corresponding classes of solutions from **silicate blocks of group 1**

Міцність каменю на стиск, f_b, МПа (Н/мм^2)	Розчин загального призначення						Тонкий шов
	М20	**М15**	**М10**	**М5**	**М2,5**	**М1**	
75	27,7	25,5	22,5	18,3	14,9	11,3	–
50	20,9	19,2	17,0	13,8	11,2	8,5	22,2
30	14,6	13,4	11,9	9,6	7,8	5,9	14,4
25	12,9	11,8	10,4	8,5	6,9	5,2	12,3
20	11,0	10,1	8,9	7,3	5,9	4,5	10,2
16	9,4	8,6	7,6	6,2	5,0	3,8	8,4
12	7,7	7,1	6,2	5,1	4,1	3,1	6,6
10	6,8	6,2	5,5	4,5	3,6	2,8	5,7
8	5,8	5,3	4,7	3,8	3,1	2,4	4,7
6	4,7	4,3	3,8	3,1	2,5	1,9	3,7
4	3,6	3,3	2,9	2,4	1,9	1,5	2,6
2	2,2	2,0	1,8	1,4	1,2	0,9	1,4

Таблиця 11. Характеристичний опір кладки на стиск f_k, МПа (Н/мм^2) при відповідних класах розчинів із **силікатних блоків групи 2**

Table 11. Characteristic compressive strength of masonry f_k, MPa (N/mm^2) for the corresponding classes of solutions from **silicate blocks of group 2**

Міцність каменю на стиск, f_b, МПа (Н/мм^2)	Розчин загального призначення						Тонкий шов
	М20	**М15**	**М10**	**М5**	**М2,5**	**М1**	
75	22,7	20,8	18,4	15,0	12,2	9,2	–
50	17,1	15,7	13,9	11,3	9,2	7,0	18,1
30	12,0	11,0	9,7	7,9	6,4	4,9	11,7
25	10,5	9,7	8,5	6,9	5,6	4,3	10,0
20	9,0	8,3	7,3	5,9	4,8	3,7	8,3
16	7,7	7,1	6,3	5,1	4,1	3,1	6,9
12	6,3	5,8	5,1	4,2	3,4	2,6	5,4
10	5,5	5,1	4,5	3,7	3,0	2,3	4,6
8	4,7	4,3	3,8	3,1	2,5	1,9	3,8
6	3,9	3,6	3,1	2,6	2,1	1,6	3,0
4	2,9	2,7	2,4	1,9	1,6	1,2	2,1
2	1,8	1,6	1,5	1,2	1,0	0,7	1,2

Таблиця 12. Характеристичний опір кладки на стиск f_k, МПа (Н/мм^2) при відповідних класах розчинів із **бетонних блоків групи 1**

Table 12. Characteristic compressive strength of masonry f_k, MPa (N/mm^2) for the corresponding classes of solutions from **concrete blocks of group 1**

Міцність каменю на стиск, f_b, МПа (Н/мм^2)	Розчин загального призначення						Тонкий шов	Легкий розчин $600 \le \rho_d \le 1300$		
	М20	**М15**	**М10**	**М5**	**М2,5**	**М1**		**М10**	**М5**	**М2,5**
75	27,7	25,5	22,5	18,3	14,9	11,3	–	18,4	15,0	12,2
50	20,9	19,2	17,0	13,8	11,2	8,5	22,2	13,9	11,3	9,2
30	14,6	13,4	11,9	9,6	7,8	5,9	14,4	9,7	7,9	6,4
25	12,9	11,8	10,4	8,5	6,9	5,2	12,3	8,5	6,9	5,6
20	11,0	10,1	8,9	7,3	5,9	4,5	10,2	7,3	5,9	4,8
16	9,4	8,6	7,6	6,2	5,0	3,8	8,4	6,3	5,1	4,1
12	7,7	7,1	6,2	5,1	4,1	3,1	6,6	5,1	4,2	3,4
10	6,8	6,2	5,5	4,5	3,6	2,8	5,7	4,5	3,7	3,0
8	5,8	5,3	4,7	3,8	3,1	2,4	4,7	3,8	3,1	2,5
6	4,7	4,3	3,8	3,1	2,5	1,9	3,7	3,1	2,6	2,1
4	3,6	3,3	2,9	2,4	1,9	1,5	2,6	2,4	1,9	1,6
2	2,2	2,0	1,8	1,4	1,2	0,9	1,4	1,5	1,2	1,0

Таблиця 13. Характеристичний опір кладки на стиск f_k, МПа (Н/мм^2) при відповідних класах розчинів із **бетонних блоків групи 2**

Table 13. Characteristic compressive strength of masonry f_k, MPa (N/mm^2) for the corresponding classes of solutions from **concrete blocks of group 2**

Міцність каменю на стиск, f_b, МПа (Н/мм^2)	Розчин загального призначення						Тонкий шов	Легкий розчин $600 \le \rho_d \le 1300$		
	М20	**М15**	**М10**	**М5**	**М2,5**	**М1**		**М10**	**М5**	**М2,5**
75	22,7	20,8	18,4	15,0	12,2	9,2	–	18,4	15,0	12,2
50	17,1	15,7	13,9	11,3	9,2	7,0	18,1	13,9	11,3	9,2
30	12,0	11,0	9,7	7,9	6,4	4,9	11,7	9,7	7,9	6,4
25	10,5	9,7	8,5	6,9	5,6	4,3	10,0	8,5	6,9	5,6
20	9,0	8,3	7,3	5,9	4,8	3,7	8,3	7,3	5,9	4,8
16	7,7	7,1	6,3	5,1	4,1	3,1	6,9	6,3	5,1	4,1
12	6,3	5,8	5,1	4,2	3,4	2,6	5,4	5,1	4,2	3,4
10	5,5	5,1	4,5	3,7	3,0	2,3	4,6	4,5	3,7	3,0
8	4,7	4,3	3,8	3,1	2,5	1,9	3,8	3,8	3,1	2,5
6	3,9	3,6	3,1	2,6	2,1	1,6	3,0	3,1	2,6	2,1
4	2,9	2,7	2,4	1,9	1,6	1,2	2,1	2,4	1,9	1,6
2	1,8	1,6	1,5	1,2	1,0	0,7	1,2	1,5	1,2	1,0

Таблиця 14. Характеристичний опір кладки на стиск f_k, МПа (Н/мм^2) при відповідних класах розчинів із **бетонних блоків групи 3**

Table 14. Characteristic compressive strength of masonry f_k, MPa (N/mm^2) for the corresponding classes of solutions from **concrete blocks of group 3**

Міцність каменю на стиск, f_b, МПа (Н/мм^2)	Розчин загального призначення						Тонкий шов
	М20	**М15**	**М10**	**М5**	**М2,5**	**М1**	
75	20,2	18,5	16,4	13,3	10,8	8,2	–
50	15,2	13,9	12,3	10,0	8,1	6,2	13,9
30	10,6	9,7	8,6	7,0	5,7	4,3	9,0
25	9,4	8,6	7,6	6,2	5,0	3,8	7,7
20	8,0	7,3	6,5	5,3	4,3	3,3	6,4
16	6,8	6,3	5,6	4,5	3,7	2,8	5,3
12	5,6	5,1	4,5	3,7	3,0	2,3	4,1
10	4,9	4,5	4,0	3,2	2,6	2,0	3,5
8	4,2	3,9	3,4	2,8	2,3	1,7	2,9
6	3,4	3,2	2,8	2,3	1,8	1,4	2,3
4	2,6	2,4	2,1	1,7	1,4	1,1	1,6
2	1,6	1,5	1,3	1,1	0,9	0,6	0,9

Таблиця 15. Характеристичний опір кладки на стиск f_k, МПа (Н/мм^2) при відповідних класах розчинів із **бетонних блоків групи 4**

Table 15. Characteristic compressive strength of masonry f_k, MPa (N/mm^2) for the corresponding classes of solutions from **concrete blocks of group 4**

Міцність каменю на стиск, f_b, МПа (Н/мм^2)	Розчин загального призначення					
	М20	**М15**	**М10**	**М5**	**М2,5**	**М1**
75	17,7	16,2	14,3	11,6	9,5	7,2
50	13,3	12,2	10,8	8,8	7,1	5,4
30	9,3	8,5	7,6	6,1	5,0	3,8
25	8,2	7,5	6,6	5,4	4,4	3,3
20	7,0	6,4	5,7	4,6	3,8	2,8
16	6,0	5,5	4,9	4,0	3,2	2,4
12	4,9	4,5	4,0	3,2	2,6	2,0
10	4,3	4,0	3,5	2,8	2,3	1,8
8	3,7	3,4	3,0	2,4	2,0	1,5
6	3,0	2,8	2,4	2,0	1,6	1,2
4	2,3	2,1	1,8	1,5	1,2	0,9
2	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6

Таблиця 16. Характеристичний опір кладки на стиск f_k, МПа (Н/мм^2) при відповідних класах розчинів із **блоків ніздрюватого бетону групи 1**

Table 16. Characteristic compressive strength of masonry f_k, MPa (N/mm^2) for the corresponding classes of solutions from **blocks of aerated concrete group 1**

Міцність каменю на стиск, f_b, МПа (Н/мм^2)	Розчин загального призначення						Тонкий шов	Легкий розчин $600 \le \rho_d \le 1300$		
	М20	**М15**	**М10**	**М5**	**М2,5**	**М1**		**М10**	**М5**	**М2,5**
75	27,7	25,5	22,5	18,3	14,9	11,3	–	18,4	15,0	12,2
50	20,9	19,2	17,0	13,8	11,2	8,5	22,2	13,9	11,3	9,2
30	14,6	13,4	11,9	9,6	7,8	5,9	14,4	9,7	7,9	6,4
25	12,9	11,8	10,4	8,5	6,9	5,2	12,3	8,5	6,9	5,6
20	11,0	10,1	8,9	7,3	5,9	4,5	10,2	7,3	5,9	4,8
16	9,4	8,6	7,6	6,2	5,0	3,8	8,4	6,3	5,1	4,1
12	7,7	7,1	6,2	5,1	4,1	3,1	6,6	5,1	4,2	3,4
10	6,8	6,2	5,5	4,5	3,6	2,8	5,7	4,5	3,7	3,0
8	5,8	5,3	4,7	3,8	3,1	2,4	4,7	3,8	3,1	2,5
6	4,7	4,3	3,8	3,1	2,5	1,9	3,7	3,1	2,6	2,1
4	3,6	3,3	2,9	2,4	1,9	1,5	2,6	2,4	1,9	1,6
2	2,2	2,0	1,8	1,4	1,2	0,9	1,4	1,5	1,2	1,0

Таблиця 17. Характеристичний опір кладки на стиск f_k, МПа (Н/мм^2) при відповідних класах розчинів із **бетонних блоків заводського виготовлення групи 1**

Table 17. Characteristic compressive strength of masonry f_k, MPa (N/mm^2) for the corresponding classes of solutions from **factory-made concrete blocks of group 1**

Міцність каменю на стиск, f_b, МПа (Н/мм^2)	Розчин загального призначення						Тонкий шов
	М20	**М15**	**М10**	**М5**	**М2,5**	**М1**	
75	22,7	20,8	18,4	15,0	12,2	9,2	–
50	17,1	15,7	13,9	11,3	9,2	7,0	20,9
30	12,0	11,0	9,7	7,9	6,4	4,9	13,5
25	10,5	9,7	8,5	6,9	5,6	4,3	11,6
20	9,0	8,3	7,3	5,9	4,8	3,7	9,6
16	7,7	7,1	6,3	5,1	4,1	3,1	7,9
12	6,3	5,8	5,1	4,2	3,4	2,6	6,2
10	5,5	5,1	4,5	3,7	3,0	2,3	5,3
8	4,7	4,3	3,8	3,1	2,5	1,9	4,4
6	3,9	3,6	3,1	2,6	2,1	1,6	3,4
4	2,9	2,7	2,4	1,9	1,6	1,2	2,4
2	1,8	1,6	1,5	1,2	1,0	0,7	1,4

Таблиця 18. Характеристичний опір кладки на стиск f_k, МПа (Н/мм^2) при відповідних класах розчинів із **блоків природнього каменю групи 1**

Table 18. Characteristic compressive strength of masonry f_k, MPa (N/mm^2) for the corresponding classes of solutions from **natural stone blocks of group 1**

Міцність каменю на стиск, f_b, МПа (Н/мм^2)	Розчин загального призначення					
	М20	**М15**	**М10**	**М5**	**М2,5**	**М1**
75	22,7	20,8	18,4	15,0	12,2	9,2
50	17,1	15,7	13,9	11,3	9,2	7,0
30	12,0	11,0	9,7	7,9	6,4	4,9
25	10,5	9,7	8,5	6,9	5,6	4,3
20	9,0	8,3	7,3	5,9	4,8	3,7
16	7,7	7,1	6,3	5,1	4,1	3,1
12	6,3	5,8	5,1	4,2	3,4	2,6
10	5,5	5,1	4,5	3,7	3,0	2,3
8	4,7	4,3	3,8	3,1	2,5	1,9
6	3,9	3,6	3,1	2,6	2,1	1,6
4	2,9	2,7	2,4	1,9	1,6	1,2
2	1,8	1,6	1,5	1,2	1,0	0,7

Крім того, у старих нормах [5] для визначення міцністних характеристик кам'яної кладки використовувались тільки розрахункові залежності (формули) і табличні дані.

У нормах [3] пропонується, в першу чергу, визначати міцністні характеристики кам'яної кладки прямим випробуваннями конкретних матеріалів для певного об'єкту проектування. І тільки в другу чергу, допускається для визначення міцнісних характеристик кам'яної кладки використо-вувати розрахункові залежності і табличні дані (розділ 8.6 [3]). Справа тут у тому, що прямі випробування кам'яної кладки із конкретних матеріалів можуть дати більш високі показники міцності кладки, ніж обережні показники міцності кладки з використанням формул і табличних даних. Це, в свою чергу, може призвести до економії кам'яних матеріалів на конкретному об'єкті.

У СНиП [5] в таблицях 2-12 відразу пропонувались розрахункові, а не нормативні опори кладки при різних впливах. І тільки при стиску кам'яної кладки перехід до нормативних опорів пропонувалось робити через коефіцієнт k (надавалось всього два значення у табл. 14 [5]). У ДБН [3] першочергово визначається характеристична (нормативна) міцність характеристики матеріалів кладки і самої кладки (f_k), а лише потім з використанням коефіцієнтів надійності (f_M) обчислюються розрахункові характеристики кладки (f_d).

Також норми [3] при певних комбінаціях міцності каменю (f_b) та міцності відповідного розчину (f_m) обмежують міцність кам'яної кладки, тому при застосуванні розчину загального призначення f_b не повинно перевищувати 75 МПа, а значення f_m не повинно перевищувати 20 МПа або $2f_b$. При застосуванні тонкошарового розчину f_b не повинно перевищувати 50 МПа, а при застосуванні легкого розчину f_m не повинне перевищувати 10 МПа.

Пружна характеристика кладки (α=200-1500) яка у СНиП [5] залежала від виду кладки та марки розчину і яка впливала на визначення модуля пружності (початкового модуля деформацій) E_0 при короткочасному

навантаженні – у ДБН позначається як K_E і має значення лише 700 та 1000 (п.7.8.2.2, додаток К [3]).Зважаючи на все наведене вище виглядає досить сумнівним наявність у ДБН [3] додатку Р (хоча для нього і зазначено, що він носить довідковий характер) – оскільки він у більшій мірі суперечить по багатьом параметрам, ніж доповнює текст, наведений у основній частині документу ДБН. Адже відразу видно, що основна частина ДБН [3] базується на методиці документу [2], а додаток Р у більшій мірі – це копія певних матеріалів СНиП [5], де формулювання і визначення йдуть всупереч з основними положеннями ДБН.

Якщо порівняти між собою розрахунковий опір кладки на стиск згідно табл. 1 додатку Р [3] та обрахованого згідно формулами (8.1) – (8.4), то видно, що значення відрізняються між собою у 1,8 рази (3,9 МПа та 7,3 МПа відповідно).

Тому у наступних редакціях ДБН [3] необхідно або скасувати, або суттєво змінити додаток Р.

ВИСНОВКИ

Очевидно, що існуючі нормативні документи, які діють на території України щодо розрахунку кам'яних та армокам'яних конструкцій потребують узгодження та гармонізації між собою. Це необхідно врахувати при виданні наступних редакцій існуючих норм.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Скорук Л.М.** Проблеми гармонізації будівельних норм щодо розрахунку кам'яних та армокам'яних конструкцій. – *//Матеріали IV Міжнародної науково-технічної конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: матеріали та конструкції». Робоча програма та тези доповідей. 26-27 квітня 2023 р. м. Київ – С.61-62.*
2. **ДСТУ-Н Б EN 1996-1-1:2010**. Єврокод 6: Проектування кам'яних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила для армованих та неармованих кам'яних конструкцій (EN 1996-1-1:2005, IDT). – *К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2011. – 196 с. –чинний з 01.07.2013.*
3. **ДБН В.2.6-162:2010.** Кам'яні та армокам'яні конструкції. – *К.: Мінбуд України, 2011. – 94 с. – чинний з 01.09.2011.*
4. **ДСТУ Б В.2.6-207:2015.** Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд. – *К.: Мінрегіон України, 2016. – 256 с. – чинний з 01.04.2016.*
5. **СНиП II-22-81.** Каменные и армокаменные конструкции. – *М.: Госстрой, 1983. – 40 с. – не діючий.*
6. **Л.А. Мурашко, М.М. Постернак, О.М. Постернак** Розрахунок міцності конструкцій з камяної кладки за ДБН В.2.6-162:2010: методичні вказіки до виконання студентами практичних робіт *//К.: КНУБА, 2013. – 50 с.*
7. **Н. О. Псурцева, О. М. Шаповалов** Методичні вказівки до виконання курсового проекту № 1, практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Залізобетонні конструкції». Розділ 3. Кам'яні конструкції (для студентів 3; 4 курсів денної та заочної форм навчання, а також слухачів другої вищої освіти спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія) / *Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 20 с.*
8. **А.М. Павліков, О.В. Гарькава** Кам'яні та армокам'яні конструкції. Практичні задачі: Навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Гарькава. – *Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2022. – 277 с.*
9. **Мортон Джон.** Руководство для проектировщиков к Еврокоду 6: проектирование каменных конструкций *EN 1996-1-1.– М.: МГСУ, 2013. – 219 с.*
10. **Хохлін Д.О.** Випробування цегляних балок-стінок послідовною дією вертикальних та горизонтальних сил / *Д.О. Хохлін, К.В. Попок // Наука та будівництво. – №2 (12). – 2017. – С. 40-45.*
11. **Теслюк М.В.** Аналіз впливу типу перев'язки на НДС цегляної кладки в місці стику стін / М.В. Теслюк, Т.К. Гунда, А.П. Сорочак // *Матеріали IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів. Актуальні задачі сучасних технологій – Тернопіль 25-26 листопада 2020. – С. 133-134.*
12. **Manual for the design of plain masonry in building structures to Eurocode 6**. *The Institution of Structural Engineers. – London, 2008. – 136 p.*
13. **Graubner, C.-A.; Glock, C.** Abschätzung der Knicklänge mehrseitig gehaltener *//Wände aus großformatigen Mauersteinen. Bauingenieur 79 (2004) H. 6, Springer Verlag: Düsseldorf. S. 300-305.*
14. **C. Alfes, W. Brameshuber, C.-A. Graubner, W. Jäger, W. Seim.** Der Eurocode *6 für*

Deutschland. DIN EN 1996: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten mit Nationalen Anhängen Kommentierte Fassung. – Berlin, 2013. – 173 s.

15. **Marcel Hurez, Nicolas Juraszek, Marc Pelcé.** Dimensionner les ouvrages en maçonnerie. Guide d'application de l'eurocode *6. Paris.– 320 p.*
16. **Zucchini A, Lourenço P.B.** "Mechanics of masonry in compression: Results from a homogenisation approach", *Computer & Structures, 85(3-4), 2007, pp. 193-204.*
17. **Angelillo M.** Mechanics of Masonry Structures, International *Centre for Mechanical Sciences, CISM Courses and Lectures, 2014. – 551 s.*
18. **Roberts J.J., Brooker O.** How to design masonry structures using Eurocode 6: *Vertical resistance (TCC/03/36). The Concrete Centre, 2013.*
19. **Roberts J.J., Brooker O.** How to design masonry structures *using Eurocode 6: Lateral resistance (TCC/03/37). The Concrete Centre, 2013.*

REFERENCES

1. **Skoruk L.M.** Problemy harmonizatsii budivelnykh norm shchodo rozrakhunku kamianykh ta armokamianykh konstruktsii. – *Materia-ly IV Mizhnarodnoi naukovo-tekhnichnoi konferentsii «Budivli ta sporudy spetsialnoho pryznachennia: materialy ta konstruktsii». Robocha prohrama ta tezy dopovi-dei. 26-27 kvitnia 2023 r. m. Kyiv – S.61-62.*
2. **DSTU-N B EN 1996-1-1:2010.** Yevrokod 6: Proektuvannia kamianykh konstruktsii – *Chastyna 1-1: Zahalni pravyla dlia armovanykh ta nearmovanykh kamianykh konstruktsii (EN 1996-1-1:2005, IDT). – K.: Ministerstvo rehionalnoho rozvytku, budivnytstva ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Uk-rainy, 2011. – 196 s. –chynnyi z 01.07.2013.*
3. **DBN V.2.6-162:2010.** Kamiani ta armo-kamiani konstruktsii. – *K.: Minbud Ukrainy, 2011. – 94 s. – chynnyi z 01.09.2011.*
4. **DSTU B V.2.6-207:2015.** Rozrakhunok i konstruiuvannia kamianykh ta armokamianykh konstruktsii budivel ta sporud. – *K.: Minrehion Ukrainy, 2016. – 256 s. – chynnyi z 01.04.2016.*
5. **SNiP II-22-81.** Kamennye i armokamen-nye konstrukcii. – *M.: Gosstroj, 1983. – 40 s. – ne diyuchij.*
6. **Rozrakhunok mitsnosti konstruktsii z kamianoi kladky za DBN V.2.6-162:2010**: metodychni vkaziky do vykonannia studentamy praktych-nykh robit / *Uklad. L.A. Murashko, M.M. Posternak, O.M. Posternak – K.: KNUBA, 2013. – 50 s.*
7. **Metodychni vkazivky do vykonannia kursovo-ho proektu** № 1, praktychnykh zaniat ta sa-mostiinoi roboty studentiv z dystsypliny «Zalizobetonni konstruktsii». Rozdil 3. Kamiani konstruktsii (dlia studentiv 3; 4 kursiv dennoi ta zaochnoi form navchannia, a takozh slukhachiv druhoi vyshchoi osvity spetsi-alnosti 192 – Budivnytstvo ta tsyvilna inzheneriia) */ Kharkiv. nats. un-t misk. hosp-va im. O. M. Beketova; uklad. N. O. Psurtseva, O. M. Shapovalov. – Kharkiv : KhNUMH im. O. M. Beketova, 2017. – 20 s.*
8. **Kamiani ta armokamiani konstruktsii**. Prak-tychni zadachi: Navchalnyi posibnyk / A.M. Pavlikov, O.V. Harkava. – *Poltava: Natsi-onalnyi universytet «Poltavska politekhnika imeni Yuriia Kondratiuka», 2022. – 277 s.*
9. **Morton Dzhon.** Rukovodstvo dlya proekti-rovshchikov k Evrokodu 6: *proektirovanie kamennyh konstrukcij EN 1996-1-1.– M.: MGSU, 2013. – 219 s.*
10. **Khokhlin D.O.** Vyprobuvannia tsehlianykh ba-lok-stinok poslidovnoiu diieiu vertykal-nykh ta horyzontalnykh syl / D.O. Khokhlin, K.V. Popok *// Nauka ta budivnytstvo. – №2 (12). – 2017. – S. 40-45.*
11. **Tesliuk M.V.** Analiz vplyvu typu pe-reviazky na NDS tsehlianoi kladky v mistsi styku stin / M.V. Tesliuk, T.K. Hunda, A.P. Sorochak *// Materialy IX Mizhnarodnoi naukovo-tekhnichnoi konferentsii molodykh uchenykh ta studentiv. Aktualni zadachi suchasnykh tekhnolohii – Ternopil 25-26 lystopada 2020. – S. 133-134.*
12. **Manual for the design of plain masonry in building structures to Eurocode 6.** The Institution of Structural Engineers. – *London, 2008. – 136 p.*
13. **Graubner, C.-A.; Glock, C.** Abschätzung der Knicklänge mehrseitig gehaltener *Wände aus großformatigen Mauersteinen. Bauingenieur 79 (2004) H. 6, Springer Verlag: Düsseldorf. S. 300-305.*
14. **C. Alfes, W. Brameshuber, C.-A. Graubner, W. Jäger, W. Seim.** Der Eurocode 6 für Deutschland. DIN EN 1996: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten mit *Nationalen Anhängen Kommentierte Fassung. – Berlin, 2013. – 173 s.*
15. **Marcel Hurez, Nicolas Juraszek, Marc Pelcé.** Dimensionner les ouvrages en maçonnerie. *Guide d'application de l'eurocode 6. Paris.– 320 p.*
16. **Zucchini A, Lourenço P.B.** "Mechanics of masonry in compression: Results from a homogenisation approach", *Computer & Structures, 85(3-4), 2007, pp. 193-204.*

17. **Angelillo M.** Mechanics of Masonry Structures, International Centre for Mechanical Sciences, *CISM Courses and Lectures, 2014. – 551 s.*
18. **Roberts J.J., Brooker O.** How to design masonry structures using Eurocode 6: *Vertical resistance (TCC/03/36). The Concrete Centre, 2013.*
19. **Roberts J.J., Brooker O.** How to design masonry structures using Eurocode 6: *Lateral resistance (TCC/03/37). The Concrete Centre, 2013.*

CHARACTERISTICS OF MATERIALS AND MASONRY WHEN CALCULATING ACCORDING TO DBN V.2.6-162:2010 "STONE AND REINFORCED STONE STRUCTURES"

Leonid SKORUK

Summary. Currently, three regulatory documents are in force on the territory of Ukraine at the same time, according to which it is possible to calculate and design stone and stone structures. It is natural that these regulatory documents should be based on the same theoretical principles and not contradict each other. As a rule, the main document in the construction industry regarding a certain direction of design is a certain DBN. Lower DSTU, DSTU-P, DSTU-N, SOU, technical conditions, etc. are aimed at the development of DBN and for the explanation of its basic principles.

An analysis of the current regulatory documents relating to the design of stone and reinforced stone structures shows that these documents differ significantly from each other. Instead of being a logical continuation of the main document of the DBN, the DSTU, on the contrary, further confuses and introduces confusion into the position of the calculation, as it is based on a completely different ideological foundation than the DBN. Moreover, even within the most basic document of the DBN there are provisions that contradict each other.

However, sooner or later the time will come when it will still be necessary to review, make adjustments and harmonize the current regulatory documents.

Unfortunately, since the release of the current normative documents regarding stone and reinforced stone structures, no one has carefully analyzed them and implemented them in practice. There were only isolated works that did not really delve into the mentioned problem.

This article compares and examines the differences between the classification of stones and mortars between the current DBN and the document that was in effect before that.

Attention is paid to the main calculation dependencies that take place in DBN and new concepts that have been introduced.

On the example of the characteristics of stones and mortars, as well as masonry, the contradictions that take place in the DBN itself are shown.

Recommendations and the author's vision of how the tables with the estimated supports of stone masonry for various stones and mortars should look are given. Limitations for certain combinations of stones and mortars and their calculation characteristics are shown.

Keywords. Stone and decorative stone structures; stone strength; solution strength; masonry strength; groups of stones.

Стаття надійшла до редакції 30.04.2023

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.12.2023.42-52
УДК 624.072.2.014.2.

ОПТИМАЛЬНА ВИСОТА СТАЛЕВИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК ЗІ ЗМІННОЮ ШИРИНОЮ ПОЛИЦЬ

Артем БІЛИК[1], Сергій БІЛИК[2], Олександр ГЛІТІН[3], Любомир ДЖАНОВ[4]

[1,2,3]Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
[1]artem.bilyk@gmail.com http://orcid.org/ 0000-0002-9219-920X
[2]vartist@ukr.net, http://orcid.org/0000-0001-8783-5892
[3]o.glitin@gmail.com, http://0000-0003-1697-6473
[4]angeldl@ukr.net, http://orcid.org/0000-0001-5144-3424

Анотація. В статті удосконалено методологічний підхід пошуку найкращого конструктивного рішення балки із зварного сталевого двотавра із змінною шириною полиці. Описано іделізовану фізико-математичну модель конструкцію балки із зварного сталевого двотавра із зміною шириною полиці в залежності від витрат сталі і зміни геометричних характеристик перерізу. За обмеження прийняті умови міцності балки при згині.

Метою досліджень стало розробка підходу, щодо встановлення закономірності раціонального конструктивного рішення в залежності від змінності ширини полиці пружної сталевої двотаврової балки по довжині. Показано, що визначення закономірності зміни напружено-деформованого стану сталевих балок зі змінною шириною полиць при постійній висоті перерізу є актуальною задачею. В результаті досліджень показано вплив зміни ширини полиці двотавра на оптимальні витрати сталі на конструкцію. Встановлена закономірність між параметром змінності ширини полиці і координатою розрахункового перерізу. Підтверджено ефект зміщення розрахункового перерізу балок у бік зменшення геометричних характеристик балок в залежності від ступеня змінності ширини полиці по довжині балки. Так в балках зі змінною шириною полиці при постійній висоті стінки максимальні напруження виникають в перерізі не з максимальними геометричними характеристиками. Отримані аналітичні залежності визначення оптимальної висоти в залежності від змінності ширини полиці. Описано методологію досліджень при пошуку раціонального конструктивного рішен-ня. Показано, що у випадку змінності ширини полиці параметр оптимальної висоти балки залежить від функції розподілу навантаження по довжині балки.

Досліджено консольно-защемлену пружну балку двотаврового перерізу. Через відносний параметр змінності геометричних характе-ристик показано, що при зміні параметра змінності ширини полиці розрахунковий переріз переміщується у бік вільного кінця із меншими геометричними характеристиками.

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

Сергій БІЛИК
завідувач кафедри, професор кафедри металевих та дерев'яних конструкцій,
д.т.н., професор

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

Любомир ДЖАНОВ
асистент кафедри металевих та дерев'яних конструкцій

© А. БІЛИК, С. БІЛИК, О.ГЛІТІН, Л. ДЖАНОВ, 2023

Проведені дослідження дозволяють обирати оптимальні розміри сталевого зварного двотавра із зміною шириною полиць для балкових елементів, що сприймають згинальні моменти. За результатами досліджень рекомендовано ступінь змінності перерізу для раціональних конструкцій сталевих двотаврових балок із змінною шириною полиць.

Ключові слова. Сталеві балки; балки із змінною шириною полиць; балки із змінною жорсткістю; міцність балок; оптимальний переріз балок.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

При швидких темпах економічного зростання кожної країни простежується закономірність збільшення використання сучасних металевих конструкцій в різних будівлях і спорудах. Використання метале-вих конструкцій у будівництві скорочує терміни будівництва об'єктів та економить інвестиційні та кредитні ресурси.

Пошук найкращого конструктивного рішення для сталевих балок постійного перерізу присвячені відомі дослідження [1,2,3]. Пошуку оптимальної висоти сталевих балок коробчастого перерізу з постійної висотою стінки проведені в дослідженнях [6]. Серед сучасних конструк-цій постійного перерізу виділяють сталеві балки з гофрованою стінкою, методика вибору оптимальної висоти приведена у роботі [9].

До сучасних раціональних за витратами сталі металевих конструкцій відносять і сталеві конструкції із змінними по довжині геометричними характеристиками [2,4]. В балкових конструкцій малоповерхових і багатоповерхових будівель, мостів, покрит-тів стадіонів використання двотаврів зі змінною шириною полиць може бути достатньо ефективним [2,5]. Так дослідження [5] присвячені оптимізації балок з підвищеною гнучкістю стінки при змінній висоті перерізу.

Попередні дослідження міцності балок із сталевих двотаврів зі змінною висотою стінки [2,4] показали що є ефект зміщення розрахункового перерізу: максимальні напруження виникають не в перерізі із максимальними геометричними характеристиками перерізу. Точне визначення напружено-деформованого стану конструкцій змінної жорсткості важливо при дослідженні живучості будівель і споруд [8]. В цьому напрямку важливі дослідження пошуку оптимальних розмірів двотаврових балок змінного перерізу при врахуванні розвитку обмежених пластичних деформацій по висоті перерізу[5].

Тому актуальною задачею є визначення закономірностей напружено-деформованого стану сталевих балок із змінною шириною полиць при постійній висоті перерізу при пошуках раціонального перерізу такої балки та її конструктивної форми. Балкам із змінною шириною полиць присвячена роботи по визначення їх прогинів [11].

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Створена фізико-математична модель балки змінного перерізу: ширина полиці двотаврової балки змінюється за лінійними законом, стінка постійної висоти (h_0) товщиною (t_ω). Балка симетричного перерізу. Гнучкість стінки балки є відношення її висоти до товщини: $\lambda_\omega \approx h_0/t_\omega$.

Розглянута консольно-защемлена балка двотаврового перерізу, яка має довжину l. Ширина полиці b_{fz} змінюється за лінійним законом.

$$b_{fz} = b_{f0}(1 - \gamma_b \frac{z}{l}). \quad (1)$$

$$z = l \to b_{fn} = b_{f0}(1 - \gamma_b) \to\to \gamma_b = (1 - \frac{b_{fn}}{b_{f0}}) \quad (1,а)$$

$$\frac{b_{f0} + b_{fn}}{2} = \frac{b_{f0} + b_{f0}(1 - \gamma_b)}{2} \quad (1,б)$$

$$\frac{b_{f0} + b_{fn}}{2} = \frac{2b_{f0} - \gamma_b b_{f0}}{2} = b_{f0}\left(1 - \frac{\gamma_b}{2}\right) \quad (1,в)$$

де b_{f0} – максимальна ширина полиці балки в перерізі защемлення.

Максимальний переріз балки співпадає з перерізом з максимальною площею полиць.

Для перерізу з координатою $z = l$, ширина полиці буде мінімальною:

$$b_{fn} = b_{f0}(1 - \gamma_b) \quad (2)$$

де b_{f0} – максимальна ширина полиці балки в перерізі защемлення.

Максимальний переріз балки співпадає з перерізом з максимальною площею полиць. Для перерізу з координатою $z = l$, ширина полиці буде мінімальною: $b_{fn} = b_{f0}(1-\gamma_b)$ – мінімальна ширина полиці балки.

Зауважимо, при постійному перерізі полиць

$$b_{fn} = b_{f0} \to \gamma_b = (1-\frac{b_{fn}}{b_{f0}}) = 0 \qquad (2,а)$$

де γ_b - параметр змінності ширини полиці двотаврової балки.

Варіант 1. Зовнішнє навантаження на балку рівномірно розподілене - q. Загальна залежність розподілу згинального моменту по довжині балки описується відомою залежністю:.

$$M_{xz} = M_{x0}\,[1-(\frac{z}{l})^2] \qquad (3)$$

Відповідно максимальний розрахунковий згинальний момент буде рівним

$$M_{x0} = ql^2/2. \qquad (3,а)$$

Зміна геометричних характеристик перерізу балки має такі залежності (I_{xz} – момент інерції перерізу, W_{xz} – поточний момент опору перерізу, A_{fz} – поточна площа перерізу полиці).

$$I_{xz} = \frac{h_0^3 t_\omega}{12} + \frac{2A_{fz}h_0^2}{4} + \frac{b_{fz}t_f^3}{12} \qquad (3,б)$$

$$W_{xz} = \frac{2I_{xz}}{h_0} = \frac{h_0^2 t_\omega}{6} + A_f h_0 + \frac{b_{fz}t_f^3}{6h_0} \qquad (3,в)$$

$$W_{xz} \approx W_{xfz} + W_{x\omega}; \qquad (3,г)$$

$$W_{x\omega} = h_0^2 t_\omega/6. \qquad (3,д)$$

$$W_{xfz} = A_{fz}h_0 + b_{fz}t_f^3/(6h_0). \qquad (3,ж)$$

Відповідно площа перерізу полиці буде.

$$A_{fz} = b_{fz}t_f. \qquad (4)$$

Зазвичай прийнято брати приблизний вираз для визначення моменту опору перерізу, нехтуючи значеннями параметру $t_f^2/(6h_0)$, приймаючи це відношення достатньо малим за значенням порівняно зі значенням

$$t_f^2/(6h_0) : t_f^2/(6h_0) \ll b_{fz}t_f h_0. \qquad (5)$$

Поточне значення площі перерізу двотавра із змінною шириною полиці буде.

$$A_z = 2A_{fz} + A_w = b_{fz}t_f + h_0 t_w \qquad (6)$$

Момент опору перерізу поточного перерізу записується через момент опору площі перерізу полиці і стінки.

$$W_{xfz} = b_{fz}t_f h_0 + \frac{t_w h_0^2}{6}. \qquad (7)$$

$$W_{xfz} = b_{fz}t_f h_0(1 + \frac{t_w h_0}{6b_{fz}t_f}). \qquad (7,а)$$

Приведений параметр змінності моменту опору двотаврової балки при змінності ширини полиці (k_W) буде.

$$W_{xfz} = b_{fz}t_f h_0 k_W \to$$
$$k_W = [1 + t_w h_0/(6b_{fz}t_f)]. \qquad (8)$$

У співвідношеннях (4 та 8) позначено:

W_{xfz} – момент опору перерізу полиць,

$W_{x\omega}$ – постійній момент опору перерізу стінки

h_0 - постійна висота стінки

t_ω – товщина стінки

A_{fz} -змінна площа полиці

b_{fz} -змінна ширина полиці

t_f - товщина полиці

Для визначення оптимальної висоти балки із змінною шириною полиці слід побудувати цільову функції. В якості критерію оптимальної висоти балки прийнята мінімальні витрати сталі. Вага балки буде:

$$m_z = \rho \int_0^l \left(2b_{f0}\left(1-\gamma_b\frac{z}{l}\right)t_f + h_0 t_w\right)dz. \qquad (9)$$

Інтегрування дає вираз ваги балки приведеної до густини для на погонний метр ($\frac{m_z}{\rho l}$).

$$\frac{m_z}{\rho l} = 2b_{f0}t_f\left(1-\frac{\gamma_b}{2}\right)+h_0t_w. \qquad (9,а)$$

Для складання цільової функції маємо необхідно записати обмеження за міцністю. Якщо не приймати до уваги вплив поперечних сил, умова міцності буде.

$$\sigma_R - \frac{M_{xz}}{k_w A_{fz} h_o} = 0; \qquad (9,б)$$

$$\frac{M_{x0}\left[1-\left(\frac{z}{l}\right)^2\right]}{k_w\left(b_{f0}t_f(1-\gamma_b\frac{z}{l})\right)h_o} - \sigma_R = 0. \qquad (9,в)$$

Критерій мінімізації ваги балки зі змінною шириною полиць матиме вид при обмеженнях (9,в).

$$\frac{m_z}{\rho l} = 2b_{f0}t_f\left(1-\frac{\gamma_b}{2}\right)+h_0t_w \to min \qquad (10)$$

$$b_{f0}t_f = \frac{M_{xz}}{\sigma_R h_0(1-\gamma_b\frac{z}{l})} - \frac{h_0t_w}{6(1-\gamma_b\frac{z}{l})} \qquad (10,а)$$

Поєднання обмежень з цільовою функцією приводить до лінійного рівняння (10,б).

$$\frac{m_z}{\rho l} = 2\frac{\left(\frac{M_{xz}}{\sigma_R}\right)}{h_0\left(1-\gamma_b\frac{z}{l}\right)} + \ +h_0t_w\left[1-\frac{\left(1-\frac{\gamma_b}{2}\right)}{3(1-\gamma_b\frac{z}{l})}\right] \to min \qquad (10,б)$$

Або при введенні гнучкості стінки так як товщина стінки балки ($\lambda_{w0} = h_0/t_w$), маємо залежність:

$$\frac{m_z}{\rho l} = 2\frac{\left(\frac{M_{xz}}{\sigma_R}\right)}{h_0\left(1-\gamma_b\frac{z}{l}\right)} + +\frac{h_0^2}{\lambda_w}\left[1-\frac{\left(1-\frac{\gamma_b}{2}\right)}{3(1-\gamma_b\frac{z}{l})}\right] \to min \qquad (10,в)$$

Приведені значення ваги двотаврової балки із змінною шириною полиць ($\frac{m_z}{\rho l}$) за рівнянням (10,в) має вираз лінійного рівняння, яке залежить від трьох змінних: висоти балки (h_0), відношення змінності перерізу полиць (γ_b), і також залежить від закону зміни згинального моменту і відповідно координати перерізу - z. За прийнятою методологією пошуку раціональної висоти балки (оптимальної висоти балки) за якою рівнянням (4) має вираз лінійного рівняння, яке залежить від трьох змінних: висоти балки (h_0), відношення змінності перерізу полиць (γ_b), і також залежить від закону зміни розподілу згинального моменту по довжині балки. Для визначення оптимальної висоти балки із змінною шириною полиці слід прийнято традиційний критерій мінімальних витрат сталі (10,г).

$$\left[\frac{m_z}{\rho l}\right]' = 0 \qquad (10,г)$$

$$\left\{\begin{array}{c} 2\frac{\left(\frac{M_{xz}}{\sigma_R}\right)}{h_0\left(1-\gamma_b\frac{z}{l}\right)} + \\ +\frac{h_0^2}{\lambda_w}\left[1-\frac{\left(1-\frac{\gamma_b}{2}\right)}{3(1-\gamma_b\frac{z}{l})}\right] \end{array}\right\}'_{h_0} = 0 \qquad (10,д)$$

Після диференціювання маємо залежність визначення висоти двотаврової балки з урахуванням змінності перерізу полиць та згинальних моментів.

$$h_{0opt} = \sqrt[3]{\frac{(M_{xz}/\sigma_R)\lambda_w}{\left[(1-\gamma_b\frac{z}{l})-\frac{1}{3}\left(1-\frac{\gamma_b}{2}\right)\right]}}. \quad (11)$$

При

$$M_{xz} = M_{x0}\,[1-(\frac{z}{l})^2]. \quad (11,а)$$

$$h_{0opt} = \sqrt[3]{\frac{[1-(\frac{z}{l})^2]}{\left[(1-\gamma_b\frac{z}{l})-\frac{1}{3}\left(1-\frac{\gamma_b}{2}\right)\right]}}\sqrt[3]{\left(\frac{M_{x0}}{\sigma_R}\right)\lambda_w} \quad (12)$$

Параметр змінності перерізу та згинальних моментів буде ($k_{\lambda z}$).

$$k_{\lambda z} = \sqrt[3]{\frac{[1-(\frac{z}{l})^2]}{\left[(1-\gamma_b\frac{z}{l})-\frac{1}{3}\left(1-\frac{\gamma_b}{2}\right)\right]}}. \quad (12,а)$$

Вираз для визначення оптимальної висоти стає.

$$h_{0opt} = k_{\lambda z}\sqrt[3]{\left(\frac{M_{x0}}{\sigma_R}\right)\lambda_w}. \quad (12,б)$$

Для перерізу з координатою z=0 маємо:

$$k_{\lambda z=0} = \sqrt[3]{\frac{1}{\left[1-\frac{1}{3}\left(1-\frac{\gamma_b}{2}\right)\right]}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2-\frac{\gamma_b}{2}}} \quad (12,в)$$

При постійному перерізі полиць маємо

$$b_{fn} = b_{f0} \rightarrow \gamma_b = (1-\frac{b_{fn}}{b_{f0}}) = 0 \quad (12,г)$$

вираз для визначення оптимальної висоти баки співпадає з відомою формулою [1], що доводить про достовірність виконаних аналітичних досліджень.

$$\gamma_b = 0 \rightarrow h_{0opt} = \quad (12д)$$

$$h_{0opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2}}\sqrt[3]{(M_{xz}/\sigma_R)\lambda_w}$$

$$h_{0opt} = k_\lambda\sqrt[3]{\left(\frac{M_{xz}}{\sigma_R}\right)\lambda_w}, k_\lambda = \sqrt[3]{\frac{3}{2}} = \approx 1{,}15 \quad (13)$$

Отримана основна формули (12) пов'язує оптимальну висоту двотаврової сталевої балки ступінь змінності перерізу (параметр змінності перерізу - γ_b), та розрахунковий згинальний момент. В формулі (12,в) можна перейти назад до товщини стінки.

$$h_{0opt}^3 = \frac{(M_{xz}/\sigma_R)}{(1-\gamma_b\frac{z}{l})\left[1-\frac{\left(1-\frac{\gamma_b}{2}\right)}{3(1-\gamma_b\frac{z}{l})}\right]}\lambda_w \quad (14)$$

$$h_{0opt}^2 = \frac{(M_{xz}/\sigma_R)}{\left[(1-\gamma_b\frac{z}{l})-\frac{1}{3}\left(1-\frac{\gamma_b}{2}\right)\right]t_w} \quad (14,а)$$

Остаточно буде.

$$h_{zopt} = k_{wz}\sqrt{\frac{(M_{x0}/\sigma_R)}{t_w}}, \quad (15)$$

$$k_{wz} = \sqrt{\frac{3[1-(\frac{z}{l})^2]}{\left[2-\gamma_b\left(3\frac{z}{l}+\frac{1}{2}\right)\right]}} \quad (15,а)$$

Виконані числові дослідження залежності коефіцієнта оптимальної висоти балки ($k_{\lambda z}$) від характеру навантаження та змінності перерізу полиць (γ_b). Дослідження проведені для консольної балки з рівномірнорозподіленим навантаженням і показані на рис. 1.

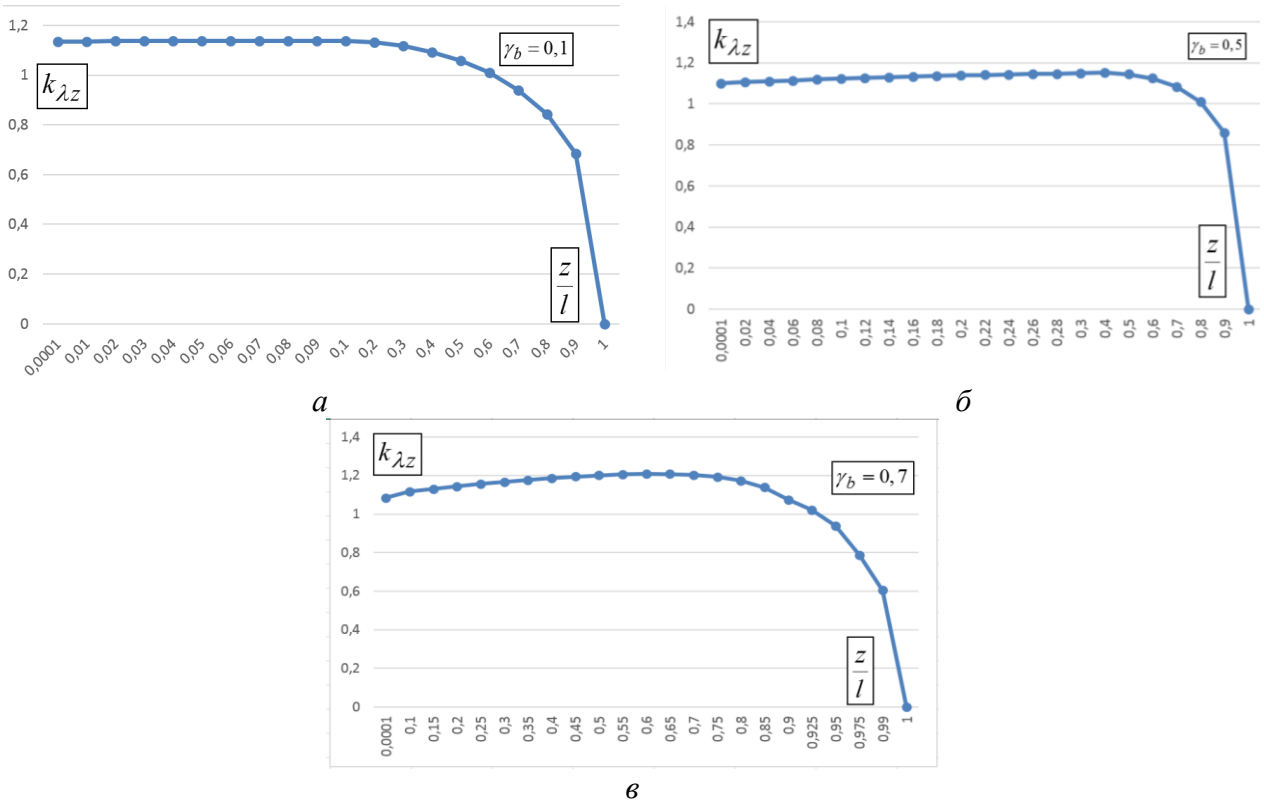


Рис. 1. Коефіцієнт оптимальної висоти балки ($k_{\lambda z}$) в залежності від координат перерізів і параметра змінності ширини полиці γ_b: *а* - γ_b=0,1; *б* - γ_b=0,5; *в* - γ_b=0,7.

Fig. 1. The coefficient of the optimal height of the beam ( ) depending on the coordinates of the sections and the variable parameter of the shelf width γ_b: *a* - γ_b=0,1; *в* - γ_b=0,5; *c* - γ_b=0,7.

В таблиці 1 приведені максимальні числові значення параметра оптимальної висоти ($k_{\lambda z}$) для кожного перерізу балки в залежності від ступеня змінності ширини полиці- γ_b .

Табл. 1. Значення коефіцієнта $k_{\lambda z}$

Tabl. 1. The value of the coefficient $k_{\lambda z}$

z/l	γ_b	$k_{\lambda z}$
0,0001	0,001	1,144619
0,07	0,1	1,137371
0,15	0,2	1,134177
0,24	0,3	1,134924
0,3	0,4	1,140552
0,32	0,5	1,150121
0,48	0,6	1,171504
0,62	0,7	1,207868
0,99	0,8	1,354943

При цьому γ_b = 0,9 відповідно $\frac{b_{fn}}{b_{f0}}$ =0,1 відбувається неможливість виконання умов міцності і плавності перерізу (ефект «хлиста»), тобто кінець балки слід робити більшою висотою перерізу, де виникає максимальні напруження.

Тому є задача дослідити діапазон можливих максимальних значень, які може приймати параметр $k_{\lambda z}$.

$$k_{\lambda z} = \sqrt[3]{\frac{3[1-(\frac{z}{l})^2]}{\left[2-\gamma_b\left(3\frac{z}{l}-\frac{1}{2}\right)\right]}} \to max \qquad (16)$$

Умова (16) виконується при умові ($\gamma_b \neq 0$):

$$2-\gamma_b\left(3\frac{z}{l}-\frac{1}{2}\right) \to 0; \qquad (17)$$

$$2-\gamma_b\left(3\frac{z}{l}-\frac{1}{2}\right) = 0 \qquad (17,а)$$

$$\frac{z}{l} = \frac{2}{3\gamma_b} + \frac{1}{6}. \qquad (17,б)$$

Далі, при відносній координаті (17,б) маємо.

$$\gamma_b = 1 \to \left(\frac{z}{l}\right)_{\max} = \frac{2}{3} + \frac{1}{6} = \frac{5}{6} \qquad (18)$$

Тепер знаходимо максимальне значення $k_{\lambda z}$ за формулою (16) при $(z/l)_{\max} = 5/6$.

$$k_{\lambda z} = \sqrt[3]{\frac{3[1-(\frac{5}{6})^2]}{\left[2-\left(3\frac{5}{6}-\frac{1}{2}\right)\right]}} = \sqrt[3]{\frac{33}{36}\frac{1}{[2-2]}} \to \infty \qquad (19)$$

Тобто параметр $k_{\lambda z}$ може приймати нескінчені значення при $\gamma_b = 1$ та для перерізів $(z/l)_{\max} \geq 5/6$.

Тобто визначення оптимальної висоти приймається за розрахунковим перерізом в якому не дії максимальний згинальний момент, так як треба збільшити ступінь змінності перерізу полиць, для забезпечення міцності балки по всім перерізам по довжині.

Це явища приводить до ефекту злам кінцівки консольній балці змінної жорсткості (злам хлиста подібно до коливань консолі) – виникнення максимальних напружень не в перерізі, де максимальний згинальний момент, а в перерізі, на відстані від вільного кінця, в якому згинальний момент менше, але ї момент опору перерізу теж менший.

Для характеристики такого явища наведемо умову міцності балки через поточний момент опору перерізу для будь-якої координати перерізу.

$$b_{f0}t_f\left(1-\gamma_b\frac{z}{l}\right)h_0 + \frac{h_0^2 t_w}{6} - \frac{M_{x0}\,[1-\left(\frac{z}{l}\right)^2]}{R_y} \geq 0 \qquad (20)$$

В початковому перерізі з координатою z=0 момент опору з максимальною шириною полиці ($W_{x0} = b_{f0}t_f h_0 + h_0^2 t_w/6$) складається з моменту опору перерізу полиць ($W_{f0} = b_{f0}t_f h_0$) і стінки в перерізі ($W_{xw0} = h_0^2 t_w/6$). Таким чином вірним є співвідношення.

$$W_{x0} = W_{f0} + W_{xw0} \to W_{f0} = W_{x0} - W_{xw0} \qquad (21)$$

Об'єднання останніх рівнянь дає узагальнений критерій міцності поточних перерізів консольної балки по довжині при рівномірно розподіленому навантаженні та міцності сталі заграницею текучості R_y.

$$\frac{b_{f0}t_f(1-\gamma_b\frac{z}{l})h_0 + h_0^2 t_w/6}{[1-\left(\frac{z}{l}\right)^2]\,(M_{x0}/R_y)} \geq 1. \qquad (22)$$

Прийнято, що розрахунок виконаний за максимальним значенням згинального моменту:

$$(M_{x0}/R_y) = W_{x0} = W_{w0} + W_{f0} \qquad (23)$$

Тепер умова міцності (22) приймає вид.

$$\frac{(W_{x0}-W_{w0})(1-\gamma_b\frac{z}{l}) + W_{w0}}{[1-\left(\frac{z}{l}\right)^2]\,W_{x0}} \geq 1 \qquad (24)$$

Після перетворень маємо відношення.

$$\frac{W_{x0}(1-\gamma_b\frac{z}{l})}{[1-\left(\frac{z}{l}\right)^2]\,W_{x0}} + \frac{W_{w0}}{W_{x0}}\frac{1-(1-\gamma_b\frac{z}{l})}{[1-\left(\frac{z}{l}\right)^2]} \geq 1 \qquad (25)$$

$$\frac{1+\left(\frac{W_{w0}}{W_{x0}}-\gamma_b\right)\frac{z}{l}}{[1-\left(\frac{z}{l}\right)^2]} \geq 1 \qquad (26)$$

Умова (26) виконується завжди при.

$$\frac{W_{w0}}{W_{x0}} - \gamma_b \geq 0 \rightarrow \frac{W_{w0}}{W_{x0}} \geq \gamma_b \qquad (27)$$

Таким чином для попереднього призначення ступеня змінності ширини полиці, слід користуватися відношенням

$W_{w0}/W_{x0} \geq \gamma_b$. Для більш точного розрахунку проводити числові дослідження напружено-деформованого стану балки за формулами (11,12,15).

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Отримані аналітичні залежності пошуку оптимальної висоти балки із змінною шириною полиці при постійні висоті перерізу (7,6,8). При визначенні несучої спроможності балки за максимальним згинальним моментом при рівномірно розподіленому навантаженні по довжині балки виникають ділянки, в яких не виконуються умови міцності. Отримана аналітична залежність (12) яка забезпечує ступінь змінності ширини полиці балки, для виконання умов міцності і уникнути суттєвого збільшення напружень при згині двотаврової балки по довжині при зменшенні ширини полиць.

Дослідження виконані із умови відсутності суттєвого впливу конструктив-них коефіцієнтів стінки (ψ_w) і полиці (ψ_f)на вибір оптимальної висоти двотаврової сталевої балки. Якщо позначити вагу додаткових деталей полиць: $m_{Df} = \sum m_{Dfi}$, а вагу додаткових конструктивних деталей стінки $m_{Df} = \sum m_{Dfi}$, тоді при вазі полиці балки - $m_f = b_{f0} t_f \rho l$ та стінки балки - $m_w = h_0 t_w \rho l$, конструктивні коефіцієнти стінки і полиць і загальна вага балки приймуть вид.

$$\frac{m_z}{\rho l} = 2\psi_f b_{f0} t_f \left(1 - \frac{\gamma_b}{2}\right) + \psi_w h_0 t_w. \qquad (28)$$

$$\psi_f = \frac{m_{Df} + m_f}{m_f}; \qquad (28,а)$$

$$\psi_\omega = \frac{m_{Dw} + m_w}{m_w}. \qquad (28,б)$$

Тепер коефіцієнт змінності перерізу згинальних моментів при визначення оптимальної висоти буде.

$$k_{\lambda z} = \sqrt[3]{\frac{\psi_f[1 - (\frac{z}{l})^2]}{\psi_w\left[(1 - \gamma_b \frac{z}{l}) - \frac{1}{3}\left(1 - \frac{\gamma_b}{2}\right)\right]}} \qquad (29)$$

Також слід відмітити, що при постійній висоті балки стійкість стінки якщо стінка не має змінну товщину, зазвичай забезпечена, також як і місцева стійкість полиць.

Важливим є вплив умов забезпечення жорсткості балки за другим граничним станом.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Бєлов І.Д., Володимирський В.О.** Металеві конструкції. */Київ: Видавництво «Сталь», 2010 - 869 с.*
2. **Гордеев В.Н.** Элементарные задачи оптимизации двутавра // *Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. - 2009. - Вип. 3. - С. 27-48.*
3. **Білик С. І.** Раціональні сталеві каркаси малоенергоємних будівель із двотаврів змінного перерізу : дис. доктора. техн. наук : 05.23.01 */С.І. Білик – Київ, 2008. – 460 с.*
4. **Bilyk S.I., BilykA.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.*
5. **Білик С. І.** Раціональні рамні каркаси постійного та змінного двотаврового перерізу з підвищеною гнучкістю стінки / С. І. Білик, І.О. Скляров *// Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. - 2010. - Вип. 5. - С. 199-209.*
6. **Білик С І.** Конструктивні коефіцієнти та раціональна висота сталевої коробчастої балки постійного перерізу / С І. Білик, Л. І. *Лавриненко // Будівельне виробництво. - 2017. - № 62(1).С. 33-38.*

7. **Білик С.І.** Методика визначення оптимальної висоти сталевої двотаврової балки зі змінним перерізом стінки при розвитку обмежених пластичних деформацій // *Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського/Відп. ред. О.В. Шимановський. – К.: Вид-во «Сталь», 2012, вип.9.с. 28-33*

8. **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.*
https://doi.org/10.32347/2410-2547.2019.102.62-68

9. **Білик А., Нужний В., Джанов Л., Перестюк В**. Особливості аналітичного розв'язку задачі про переміщення консольних сталевих балок зі змінною шириною полиць/А. Білик, // *Зб.наук.праць Будівельні конструкції. Теорія і практика. № 7 (2020): – С. 85-92.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.85-92

10. **Лавриненко Л., Олійник Д.** Області оптимальних параметрів сталевих гофрованих балок // *Зб.наук.праць Будівельні конструкції. Теорія і практика. Вип 7, 2020 С.45-56.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.45-56

11. **Peleshko I., Yurchenko V**. An optimum structural computer-aided design using update gradient method // *Proceedings of the 8th International Conference "Modern Building Materials, Structures and Techniques" (Lithuania, Vilnius, May 19-21, 2004), Faculty of Civil Engineering, Vilnius Gediminas Technical University. – p. 860-865.*

12 **Білик С. І., Юрченко В. В**. Оптимізація розміру відгину, що підкріплює полиці, устержневих елементах конструкцій із холодногнутих профілів // *Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2020. – Вип. 105. – С. 73-86.*

13. **Перельмутер А. В., Юрченко В. В**. Дослідження області несучої здатності нонкостінних стержневих елементів із холоднокатаних профілів (Load-bearing capacity region analysis of thin-walled structural members from cold-formed profiles) // *Science and construction. – No 3 (21), 2019. – p. 42 – 48*
https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v21i3.110

14. **Permyakov V. O., Yurchenko V. V., Peleshko I. D.** An optimum structural computer-aided design using hybrid genetic algorithm // *Proceeding of the International Conference "Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures" / Gizejowski, Kozlowski, Sleczka & Ziolko (eds.) / Taylor & Francis Group, London, 2006. – p. 819-826.*

15. **Yurchenko V.** Searching for shear forces flows in arbitrary cross-sections of thin-walled bars: numerical algorithm and software implementation // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 103. – p. 82 – 111.*
https://doi.org/10.32347/2410-2547.2019.103.82-111.

16. **Pham DC** (2001). Shakedown kinematic theorem for elastic-perfectly plastic bodies. *//Int. J. Plasticity, 17, pp. 773-780.*

17. **Iandiorio C., Salvini**. P. On the Formulation of an Elastic-Plastic Beam Model: the Pre-Integration Idea *//IOP Conference Series Materials Science and Engineering, 202, 1214(1):012026.*

18. **R. A. C. Slater.** Theory and Application to Metal Forming Processes *//Macmillan, 1977.- 422p.*

19. **Ma J., Welo T**. Analytical springback assessment in flexible stretch bending of complex shapes. *//International Journal of Machine Tools and Manufacture,2021.- 160:1-19.*

20. **Ruixue Zhai, Zhuangkun Zhao,** Analytical Prediction of Stretch-Bending Springback Based on the Proportional Kinematic *//Hardening Model. 2021, 13(12), 2389.*

REFERENSES

1. **Nilov O.O., Permiakov V.O., Shymanovskyi O.V, Bilyk S.I., Lavrinenko L.I., Bielov I.D., Volodymyrskyi V.O.** 2010. Metalevi konstruktsii: Zahalnyi kurs: Pidruchnyk *K, Stal, 2010. 869 p. (in Ukrainian)*

2. **Gordeev V.N.** 2009. Elementarnie zadachy optymyzatsyy dvutavra. *//Zb. nauk. prats Urainskoho naukovo-doslidnoho ta proektnoho instytutu stalevykh konstruktsii imeni V.M. Shymanovskoho. K., Stal, 2009. Vyp.3. Pp. 27 – 48.*

3. **Bilyk S. I.** 2008. Ratsionalni stalevy karkasy malo-energoemnyx budivel iz dvotavriv zminnoho pererizu*: diss. doctor technical Sciences: 05.23.01 /C.I. Bilyk - Kyiv, 2008– 460* p.

4. **Bilyk S.I., Bilyk A.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.p. 140-154.* .

5. **S. I. Bilyk, I.O. Sklyarov.** 2010. Ratsionalny ramny karkasy postiynoho ta zminnoho dvotavrovoho pererizu iz pidvuschinoiu gnuchkistiu stinky *// Zb. nauk. prats Ukrainskoho naukovo-doslidnoho ta proektnoho instytutu stalevykh konstruktsii imeni V.M. Shymanovskoho. K., Stal, 2010. Vyp.5. Pp., 199-209.*
6. **Bilyk S.I., Lavrinenko L.I. , Aied Altaie N**. 2017. Konstruktyvni koefitsiienty ta ratsionalna vysota stalevoi korobchastoi balky postiinoho pererizu. *//Budivelne vyrobnytstvo: Vidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk (tekhnichni nauky). K., DP NDIBV. 2017. № 62/1. Pp.33 – 38. (in Ukrainian)*
7. **Bilyk S.I**. 2012. Metodyka vyznachennia optymalnoi vusoty ctalevoi dvotavrovoi balky zi zminnum pererizom stinky pry rozvytku obmezhenykh plastychnykh deformatsii. *//Zb. nauk. prats Ukrainskoho instytutu stalevykh konstruktsii im. V.M. Shymanovskoho. K., Stal, 2012. Vyp.9. – Pp.28 – 33.*
8. **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*
https://doi.org/10.32347/2410-2547.2019.102.62-68
9. **Bilyk A., Nuzhniy V., Dzhanov L., Perestiuk V**. 2020. Ocobluvosti analituchnoho rozv'iazku zadachi pro peremischenia konsolnykx stalevykx balok zi zminnoiu shirunoiu polutsy. *// zb.nayk.prac Budivelni konstrukcii. Teoriia i praktyka : Kyiv : KNUBA, 2020. - Vyp. 7. - S. 85-92.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.85-92
10. **Lavrinenko Lyudmila, Danylo Oliinyk**. 2020. Oblasty optimalnykx pastalevykx gofrovanykx balok. Lyudmila Lavrinenko, *//zb. nauk. prats Budivelni konstrukcii.Teoriia i praktyka : - Kyiv : KNUBA, Vyp. 7., 2020. - - S.45-56.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.45-56
11. **Peleshko I., Yurchenko V**. An optimum structural computer-aided design using update gradient method *// Proceedings of the 8th International Conference "Modern Building Materials, Structures and Techniques" (Lithuania, Vilnius, May 19-21, 2004), Faculty of Civil Engineering, Vilnius Gediminas Technical University. – p. 860-865.*
12. **Bilyk S. I., Yurchenko V. V.** Optymizatsiia rozmiru vidhynu, shcho pidkripliuie po-lytsi, u sterzhnevykh elementakh konstruktsii iz kholodnohnutykh profiliv // Opir materi-aliv i teoriia sporud: nauk.-tekh. zbirn. – K.: KNUBA, 2020. – Vyp. 105. – S. 73-86.
13. **Perelmuter A. V., Yurchenko V.** V. Doslidzhennia oblasti nesuchoi zdatnosti tonkostinnykh sterzhnevykh elementiv iz kholodnohnutykh profiliv *// Science and construction. – No 3 (21), 2019. – p. 42 – 48.*
https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v21i3.110
14. **Permyakov V. O., Yurchenko V. V., Peleshko I. D.** An optimum structural computer-aided design using hybrid genetic algorithm *// Proceeding of the International Conference "Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures" / Gizejowski, Kozlowski, Sleczka & Ziolko (eds.) / Taylor & Francis Group, London, 2006. – p. 819-826.*
15. **Yurchenko V.** Searching for shear forces flows in arbitrary cross-sections of thin-walled bars: numerical algorithm and software implementation *// Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 103. –p. 82 – 111.*
https://doi.org/10.32347/2410-2547.2019.103.82-111.
16. **Pham DC** (2001). Shakedown kinematic theorem for elastic-perfectly plastic bodies. *//Int. J. Plasticity, 17, pp. 773-780.*
17. **Iandiorio C., Salvini**. P. On the Formulation of an Elastic-Plastic Beam Model: the Pre-Integration Idea *//IOP Conference Series Materials Science and Engineering, 202, 1214(1):012026.*
18. **R. A. C. Slater.** Theory and Application to Metal Forming Processes *//Macmillan, 1977.-422p.*
19. **Ma J., Welo T**. Analytical springback assessment in flexible stretch bending of complex shapes. *//International Journal of Machine Tools and Manufacture,2021.- 160:1-19.*
20. **Ruixue Zhai, Zhuangkun Zhao,** Analytical Prediction of Stretch-Bending Springback Based on the Proportional Kinematic *//Hardening Model. 2021, 13(12), 2389.*

OPTIMAL HEIGHT OF STEEL I-BEAMS WITH CHANGING THE WIDTH OF THE FLANGES

Artem BILYK
Sergio BILYK
Oleksandr GLITIN
Lubomir DZHANOV

Summary. The article improves the methodological approach to finding the best constructive solution for a beam made of welded steel I-beams with a variable flange width. An idealized physical-mathematical model of the construction of a beam made of welded steel I-beams with a tapered flange depending on the consumption of steel and changes in the geometric characteristics of the cross-section is described. The bending strength conditions of the beam are taken as limitations. The purpose of the research was to develop an approach to establish the regularity of a rational constructive solution depending on the variability of the width of the flanges of the elastic steel I-beam along its length. It is shown that determining the pattern of changes in the stress-strain state of steel beams with variable shelf width at a constant cross-section height is an urgent task. As a result on the optimal consumption of steel for the structure is shown. A pattern has been established between the variable parameter of the width of the flanges and the coordinate of the calculated section. The effect of displacement of the calculated section of the beams in the direction of a decrease in the geometric characteristics of the beams, depending on the degree of variability of the width of the shelf along the length of the beam, has been confirmed. Thus, in beams with a variable shelf width at a constant wall height, the maximum stresses occur in the cross-section that does not have the maximum geometric characteristics.

Analytical dependences of determining the optimal height depending on the variability of the width of the flanges were obtained. The methodology of research in the search for a rational constructive solution is described. It is shown that in the case of the variability of the width of the flanges, the parameter of the optimal height of the beam depends on the load distribution function along the length of the beam.

A cantilever-clamped elastic beam of I-beam cross-section was studied. Through the relative parameter of the variability of geometric characteristics, it is shown that when the parameter of the variability of the shelf width is changed, the calculated cross-section moves toward the free end with smaller geometric characteristics.

Corresponding numerical studies have been carried out, which are illustrated by graphs.

The conducted research allows choosing the optimal dimensions of a steel welded I-beam by changing the width of the flanges that perceive bending moments. According to the research results, the degree of variability of the cross-section is recommended for rational designs of steel I-beams by changing the width of the flanges.

Keywords. Steel beams; beams with changing the width of the flanges; beams with variable stiffness; the strength of beams; an optimal section of beams.

Стаття надійшла до редакції 30.04.2023

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.12.2023.53-64
УДК 614.841.332

РОЗРАХУНКОВЕ ОЦІНЮВАННЯ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ВОГНЕЗАХИЩЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗАСОБАМИ ПК «ЛІРА-САПР»

Марія БАРАБАШ[1,2], Андрій КОВАЛЬОВ[3], Марина РОМАШКІНА[2]

[1]Національний авіаційний університет,
проспект Любомира Гузара, 1, Київ, 03058
[2]ТОВ «ЛІРА САПР»,
провулок Киянівський, 7-а, Київ, Україна, 04053
[3]Національного університету цивільного захисту України,
вул.Чернишевська, 94, м. Харків,61023
[1]bmari.lira@gmail.com, https://orcid.org/0000-0003-2157-521X
[2]kovalev27051980@gmail.com, https://orcid.org/0000-0002-6525-7558
[3]romashkina.liraland@gmail.com, https://orcid.org/0000-0002-7158-4037

Анотація. Запропоновано методику чисельного дослідження напружено деформо-ваного стану вогнезахищенної залізобетонної конструкції з урахуванням нестаціонарних полів температур в бетоні та арматурі для стандартного температурного режиму пожежі за допомогою системи «Теплопровідність» ПК «ЛІРА-САПР».

Описано скінчено-елементні моделі для оцінки ефективності вогнезахисту будівельних конструкцій, а також для визначення дійсної межі вогнестійкості залізобетонних будівельних конструкцій.

Методика ілюструється на прикладі розрахунку на вогнестійкість вогнезахищенної многопустотної залізобетонної плити. В статті пропонуються скінченно-елементні моделі вогнезахищенних будівельних конструкцій із застосуванням вогнезахисних покриттів різних типів. Визначається розподіл температур у вузлах розрахункових моделей та проводиться оцінювання їх вогнестійкості. Виконується коригування фізико-механічних характеристик матеріалів на основі отриманих температурних полів та перевірка несної здатності конструкції на дію силових та температурних навантажень.

Отримано розподіл температур у скінченоелементній моделі вогнезахищеного залізобетонного перекриття на 120 та на 240 хвилинах випробування за стандартним температурним режимом пожежі.

Результати чисельного моделювання нестаціонарного прогріву вогнезахищеного залізобетонного перекриття в програмі «ЛІРА-САПР » було порівняно з експериментальними випробуван-нями у вогневій печі. Отримано задовільну збіжність експериментальних та розрахункових значень.

Мария БАРАБАШ
професор кафедри
комп'ютерних технологій
будівництва та реконструкції
аеропортів,
д.т.н, професор.
Директор ТОВ «ЛІРА САПР»

Андрій КОВАЛЬОВ
старший науковий співробітник,
к.т.н, докторант,

Марина РОМАШКІНА
провідний інженер
ТОВ «ЛІРА-САПР»,
к.т.н

© М. БАРАБАШ, А. КОВАЛЬОВ, М. РОМАШКІНА, 2023

Застосування запропонованої методики забезпечує можливість провести досить точну оцінку вогнестійкості залізобетонних констру-кцій та прогнозувати їх напружено-деформований стан під час пожежі.

Ключові слова. Скінченно-елементні моделі; чисельне моделювання; ПК ЛІРА-САПР; розподіл температур; нелінійна теплопровідність; стаціонарна теплопровідність; повзучість бетону; вогнестійкість; вогнезахист.

ВСТУП

При проектуванні житлових будівель, споруд та невиробничих приміщень часто не передбачаються додаткові заходи щодо забезпечення вогнестійкості від впливу пожежі всередині приміщення. Зазвичай під час проектування будівлі розрахунок вогнестійкості взагалі не проводився.

Слід зазначити, що у зв'язку з військовим станом дуже часто виникають обвалення несних конструкцій з подальшим руйнуванням частини або цілої будівлі внаслідок виникнення пожежі всередині приміщення після влучання ракети. Наслідком таких подій є значні матеріальні збитки та загроза життю та безпеці людей.

Проблемі вогнестійкості залізобетонних конструкцій присвячено значну кількість наукових досліджень. Роботи Б.Г. Демчіни [1], С.Ф. Клованіча [2], М.Й Колякова [1], А.Ф. Мілованова [3], В.М. Ройтмана [4], С.Л. Фоміна [5], А.І. Яковлева [6], Bazant Z. P [7-10], J. Franssenc, T. Gernay [11], V.K.R. Kodur [12-16], В.М. Колякової [23,24] є важливими внесками у цю галузь. Ці автори проводили дослідження, присвячені поведінці залізобетону при високих температурах, ефективності вогнезахисних покриттів, впливу хімічних реакцій під час пожежі, а також аналіз різних факторів, які впливають на вогнестійкість залізобетонних елементів.

В [17] розглядається проблему дослідження поведінки багатопустотних залізобетонних перекриттів при впливі високих температур і використовує числові методи та моделі для аналізу їх теплових характеристик. Але запропонована методика розрахунку плити перекриття не враховує взаємодію між характерними ділянками бетону, оскільки плита перекриття модульована плоскими скінченними елементами. У [18] наведено порівняння запропонованих у нормативних документах методів аналізу вогнестійкості. Але немає порівняння розрахунків реальних конструкцій за різними нормативними документами.

Отже, можна зробити висновок, що процес моделювання плит перекриття з урахуванням дії високих температур дослід-жений недостатньо. А існуюча нормативна документація [19] не дає нам методики розрахунку та проектування будівель та споруд з урахуванням виникнення можливої пожежі, яка може спричинити прогресуюче обвалення.

Тому метою статті є розробка методу розрахунку напружено деформованого ста-ну вогнезахищенної залізобетонної конструкції з урахуванням нестаціонарних полів температур в бетоні та арматурі для стандартного температурного режиму пожежі за допомогою ПК «ЛІРА-САПР» (Україна). Що дає можливість оцінювати вогнестійкість вогнезахищених залізобетон-них конструкцій з науково обґрунтованими параметрами вогнезахисних покриттів.

ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для оцінки вогнестійкості вогнезахищенних будівельних конструкцій необхідно виконати чисельне моделювання конструкцій з врахуванням вогнезахистних покриттів і оцінити їх напружено-деформований стан, в тому числі визначити розподіл температур по перерізу будівельної конструкції і перевірити несну здатність із зміненими жорсткісними характеристиками від впливу на конструк-цію підвищених температур. Оцінити точність розроблених скінчено-елементних моделей дає змогу експеримент.

ТЕОРЕТИЧНІ ПОЛОЖЕННЯ

Для вирішення задач теплопровідності використовуються аналітичні та числові

методи. Аналітичні методи полягають у знаходженні розв'язку шляхом підбору функцій, які задовольняють диференціаль-ному рівнянню теплопровідності та крайовим умовам. До найпоширеніших аналітичних методів належать методи інтегральних перетворень, такі як перетворення Ханкеля, Лапласа та Фур'є, а також метод джерел.

На сьогоднішній день найбільш поширеним чисельним методом для розв'язання задач теплопровідності є метод скінченних елементів (МСЕ або FEM). Цей метод дозволяє проводити обчислення, використовуючи математичну модель, яка включає реальні дані про геометричні характеристики, властивості матеріалів та граничні умови. В результаті чисельного аналізу отримується повна і детальна інформація про поля температур у системі.

У формулі (1) наведено рівняння крайової задачі для нестаціонарної теплопровідності:

$$K_{xx}\frac{\partial^2 T}{\partial x^2}+K_{yy}\frac{\partial^2 T}{\partial y^2}+K_{zz}\frac{\partial^2 T}{\partial z^2}+w=\rho c\frac{\partial T}{\partial t} \qquad (1)$$

де T = T (x, y, z, t) – поле температур в області Ω;
K_{xx}, K_{yy}, K_{zz} – коефіцієнти теплопровідності в напрямку x, y, z відповідно; w = w (x, y, z, t) – потужність тепловиділення всередині тіла;
ρ – щільність матеріалу; c – питома теплоємність матеріалу

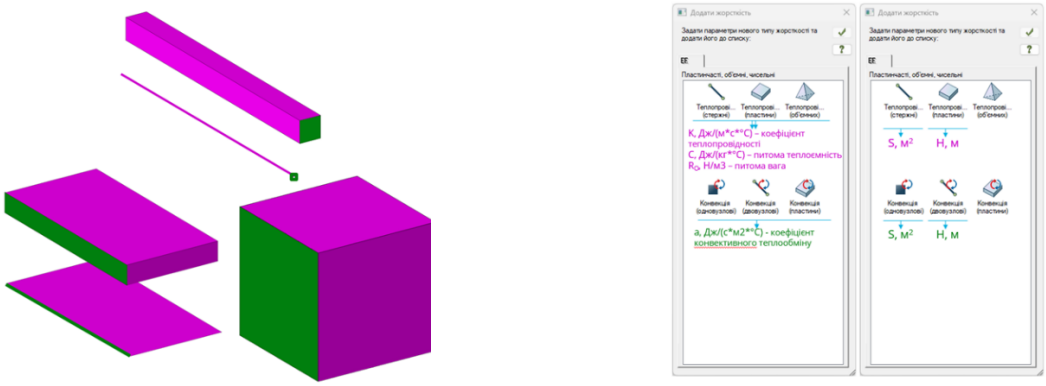
Розв'язати дане рівняння можна методом скінченних елементів або методом скінченних різниць. При використанні першого методу, конструкцію моделюють за допомогою спеціальних скінченних елементів (СЕ) з одним ступенем вільності, що представляє собою температуру як скалярну величину [20].

Для задач теплопередачі в ПК «ЛІРА-САПР» в системі «Теплопровідність» використовуються одномірні, плоскі і просторові СЕ теплопровідності.

Для моделювання контакту поверхні з середовищем служать спеціальні скінченні елементи конвективної тепловіддачі.

Елементам теплопровідності задаються теплофізичні властивості матеріалів (коефіцієнт теплопровідності, питома теплоємність, питома вага). Для елементів конвекції – визначається коефіцієнт конвективного теплообміну.

Теплопередача в стержневому елементі здійснюється вздовж стержня, тому на торець стержня необхідно встановити одновузловий СЕ у разі моделювання конвективного теплообміну. І вказати площу контакту. Аналогічно для пластин – накла-дається елементи конвекції на ребра пластин, а для об'ємних СЕ – на грань (рис.1).



а *б*

Рис.1. Скінченні елементи теплопровідності та конвекції
Fig.1. Finite elements of heat conductivity and convection

Реалізація в ПК «ЛІРА-САПР» скінченних елементів теплопровідності та конвекції, дало змогу розробити систему «Вогнестійкість». Ця система дозволяє виконати

теплотехнічний розрахунок для визначення характеру прогріву перерізу і визначення температури в шуканих точках поперечного перерізу конструкції для забезпечення необхідної межі вогнестійкості по теплоізо-люючій здатності. А також, виконати автоматизований підбір армування для забезпечення необхідної межі вогнестійкості залізобетонних та сталезалізобетонних конструкцій по втраті несної здатності згідно з нормами ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 [19]. Розрахунок межі вогнестійкості залізобетонних та сталезалізобетонних конструкцій в ПК «ЛІРА-САПР» зводиться до обчислення розподілу температур по перерізу відпо-відно до заданого періоду часу в умовах пожежі; подальшим коригуванням фізико-механічних характеристик матеріалів на основі отриманих температурних полів; перевірці несної здатності елементів конструкції на дію нормативного навантаження і у разі невиконання вимог – нарощування армування.

Розрахунок вогнестійкості реалізований для стандартних типів перерізів (це прямокутник, кільце, тавр, тавр несиметричний, двотавр, хрест, куточок), сталезалізобетонних (це прямокутний бетонний переріз з різними варіантами розташування жорсткої арматури та різні трубобетонні перерізи) та пластин. Після завдання вихідних даних для вибраного перерізу визначаються температурні поля та характеристики матеріалів бетону та арматури при вогневому впливі. Що дає змогу, ще до виконання розрахунку схеми визначити теплоізолюючу здатність конструкцій і оцінити чи досягли бетон або арматура критичної температури прогріву. Проте, на сьогодні в будівництві використовується безліч вогнезахисних покриттів, які надають додатковий шар захисту від впливу високих температур та вогню, та збільшують огнестійкість конструкцій та будівель в цілому. В системі «Вогнестійкість» не передбачено можливості параметричного завдання вогнезахисного покриття. Тому для нестандартних перерізів і для вогнезахищенних конструкцій пропонується наступна методика моделювання розрахункової схеми.

ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ БАГАТОПУСТОТНОЇ ПЛИТИ ВІД ДІЇ ПІДВИЩЕНИХ ТЕМПЕРАТУР З НАНЕСЕННЯМ ВОГНЕЗАХСНОГО ШАРУ

Вихідні дані та результати розрахунку.

Вирішення даної задачі можна поділити на два етапи. На першому етапі виконується чисельне моделювання теплового стану залізобетонної плити перекриття із застосуванням вогнезахисного покриття та одержання полів розподілу температур в бетоні та арматурі в умовах пожежі.

На другому етапі виконується коригування фізико-механічних характеристик матеріалів на основі отриманих температурних полів. Закони нелінійного деформування основного та армуючого матеріалів задаються з урахуванням зміни фізико-механічних властивостей бетону та арматури при високотемпературному вогневому впливі. Базові точки діаграм визначаються з урахуванням середньої температури бетону в кожній окремій ділянці перерізу плити, згідно з теплотехнічним розрахунком у системі «Теплопровідність» та параметрами взятими з ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 [19]. Далі виконується статичний розрахунок на вплив силових та температурних навантажень, після якого можна виконати аналіз напружено-деформованого стану багатопорожнистої залізобетонної плити перекриття.

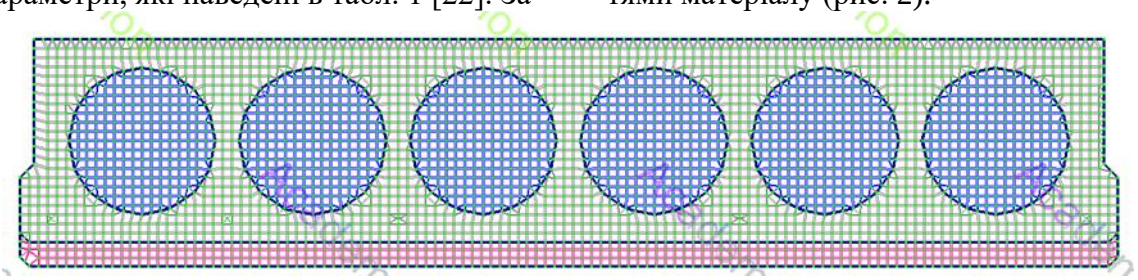
Етап № 1. Побудова скінчено-елемен-тної моделі вогнезахищенного багатопустотного залізобетонного перекриття.

При побудові скінчено-елементної моделі вогнезахищенного багатопустотного залізобетонного перекриття координатна сітка накладається так, щоб її вузли розташовувалися не тільки в товщині перерізу, але і по його периметру. Також вузли розміщуються у центрі арматурних стержнів.

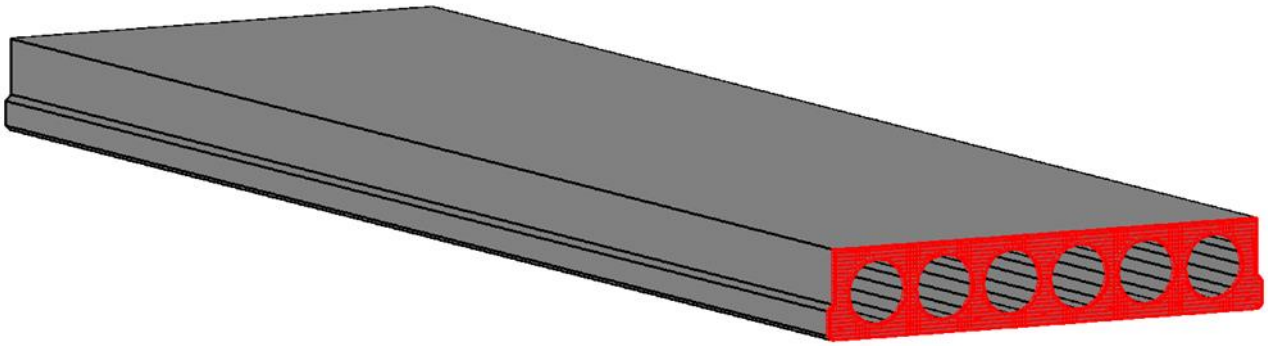
Було змодельовано поперечний переріз багатопустотного залізобетонного перекриття (для того щоб виконати моделювання

в системі «Теплопровідність» потрібно обрати п'ятнадцяту ознаку схеми).

Змодельованим елементам скінчено-елементної моделі було призначено теплофізичні параметри, які наведені в табл. 1 [22]. За допомогою скінченних елементів теплопровідності на поверхні багатопорожнистої плити моделюється теплозахисний екран з відповідними теплофізичними властивостями матеріалу (рис. 2).



а



б

Рис. 2. Модель залізобетонного перекриття
а – поперечний переріз багатопустотного залізобетонного перекриття;
б – вогнезахищене залізобетонне перекриття 3-D
Fig. 2. Model of a reinforced concrete slab
a - cross-section of the fireproof reinforced concrete slab;
b – fireproof reinforced concrete slab 3-D

Етап № 2.
Оцінювання вогнестійкості вогнезахищеного багатопустотного залізобетонного перекриття за допомогою розроблених моделей.

а) моделювання нестаціонарного прогріву вогнезахищеного багатопустотного залізобетонного перекриття.

Для розрахунків нерівномірних розподілів температури в поперечному перерізі вогнезахищеного залізобетонного перек-риття було застосовано математичну модель нестаціонарної теплопровідності, математичний апарат якої використано в програмі «ЛІРА-САПР» [20, 22]. Модель являє собою диференційне рівняння теплопровідності, яка враховує радіаційно-конвективний теплообмін від газового середовища до вогнезахищеної поверхні перекриття, яка обігрівається (граничні умови III-го роду), теплообмін теплопро-відністю в перекритті і радіаційно-конвек-тивний- теплообмін з боку поверхні перекриття, яка не обігрівається (граничні умови III-го роду).

Розв'язання задачі нестаціонарної теплопровідності зводиться до моделю-вання динамічних процесів теплообміну і отримання розподілу температур у будь-якій точці в будь-який момент часу вогнезахищеного залізобетонного перекриття.

В результаті розрахунку скінченно-елементної моделі були отримані розподіли температур у вогнезахищеному багатопорожнистому перекритті на 120 та 240 хвилинах вогневого впливу за стандартним температурним режимом пожежі (рис. 3).

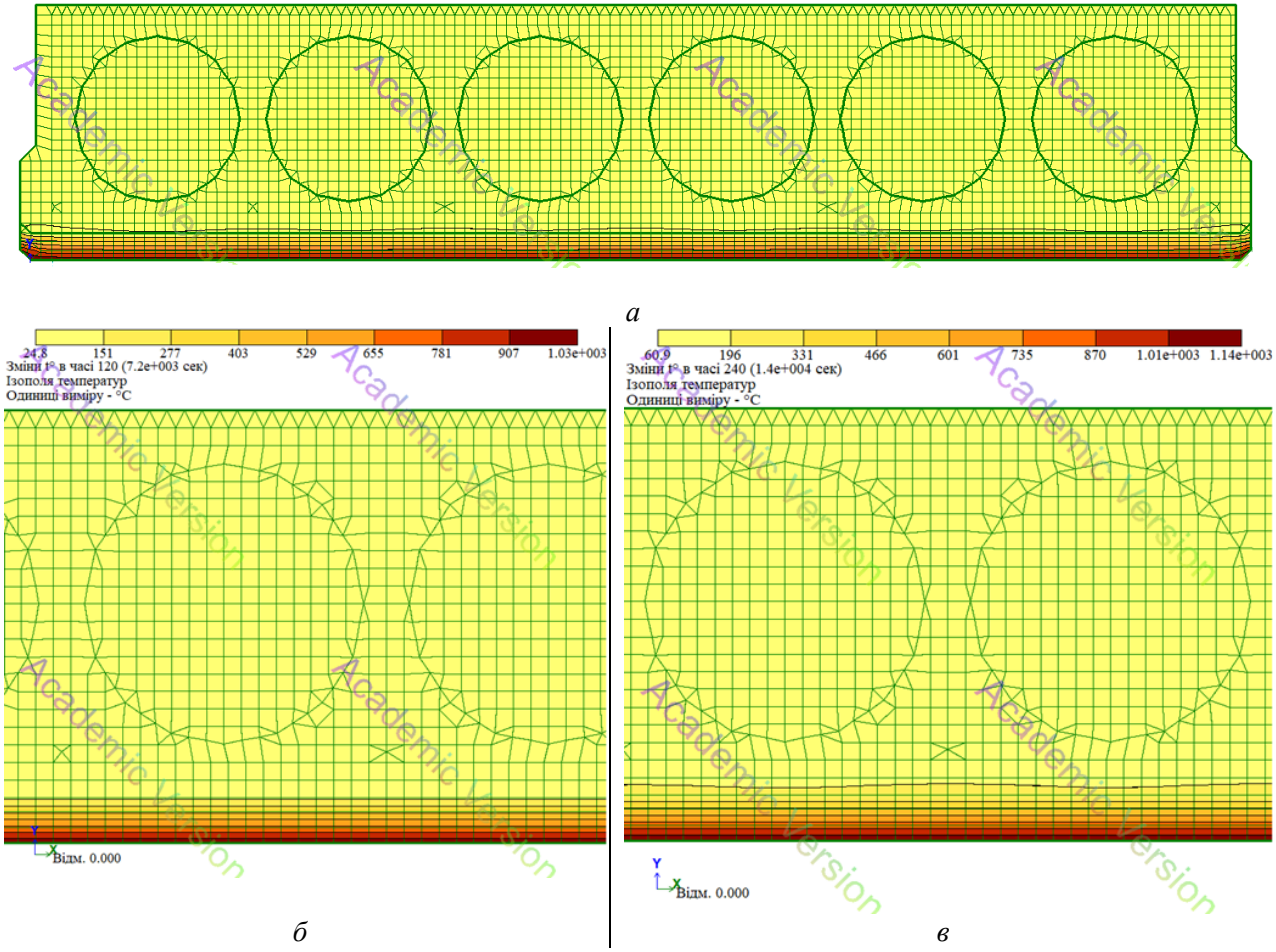


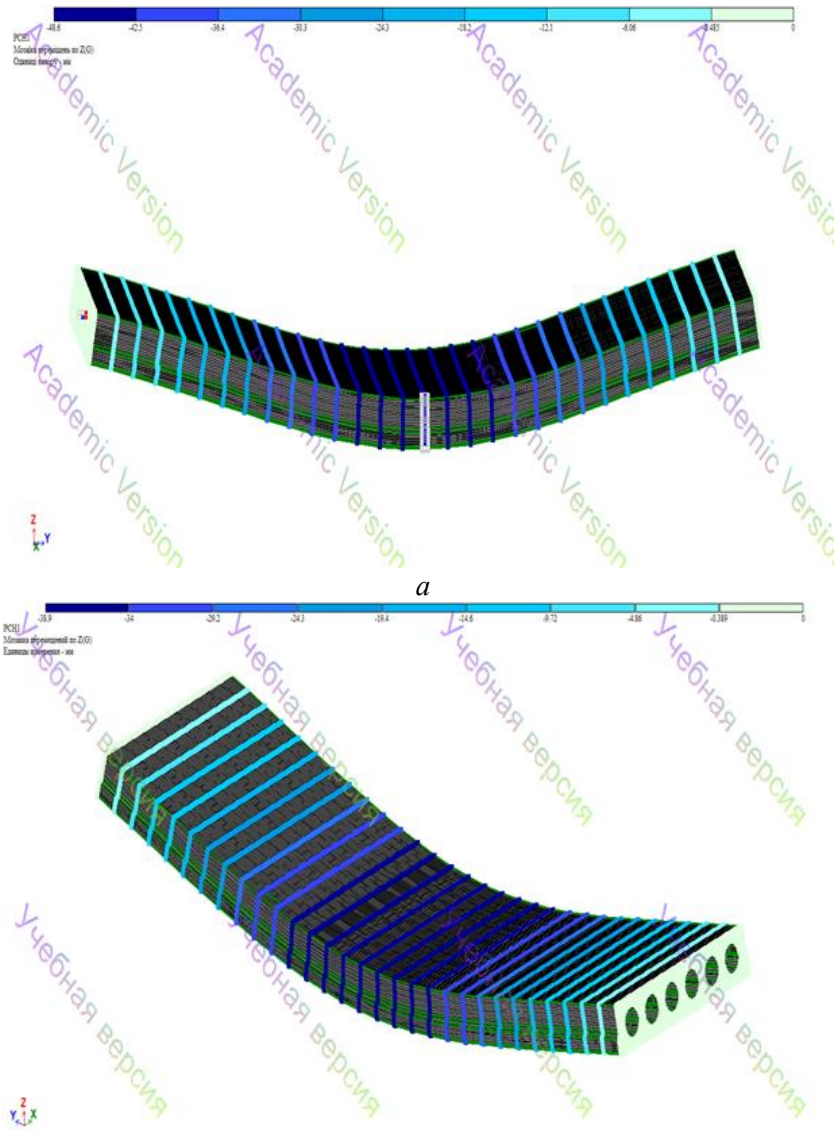
Рис. 3. Розподіл температур у фрагменті вогнезахищеного залізобетонного перекриття:
а – скінченно-елементна модель вогнезахищеного залізобетонного перекриття;
б – на 120 хвилині випробування; в) на 240 хвилині випробування

Fig. 3. Temperature distribution in a fragment of a fireproof reinforced concrete slab:
а – finite-elements model of fireproof reinforced concrete slab;
б- at the 120 minutes of testing; в) at the 240 minutes of testing

б) *моделювання напружено-деформованого стану вогнезахищеного багатопорожнистого залізобетонного перекриття.*

Виконується статичний розрахунок на вплив силових та температурних навантажень. Розрахунок проводився із врахуванням фізичної нелінійності матеріалів. Для врахування нелінійності в програмному комплексі «ЛІРА-САПР» був обраний простий кроковий метод з кількістю кроків - 30. Для виконання нелінійного розрахунку, з урахуванням статичного закону повзучості, з урахуванням фактору часу, попередньо обчислюється коефіцієнт повзучості φ_0 і коефіцієнт β_H, які залежать від відносної вологості (R_H, %) і умовного розміру перерізу (h_0, мм). В програмному комплексі «ЛІРА-САПР» застосовано експоненціальний закон нелінійного деформування бетону та кусково-лінійний закон нелінійного деформування арматурних включень.

Значення найбільш істотних параметрів, залежних від температури приведені у статті [21]. На рис. 4 зображено результати статичного розрахунку в програмному комплексі «ЛІРА-САПР».



а

б

Рис. 4. Величини прогинів багатопустотної плити перекриття, яка досліджувалась
Fig. 4. Displacements of the reinforced concrete slab

Етап № 3.
Оцінка точності розроблених скінчено-елементних моделей вогнезахищеного багатопорожнистого залізобетонного перекриття.

Результати чисельного моделювання нестаціонарного прогріву вогнезахищеного залізобетонного перекриття в програмі «ЛІРА-САПР» було порівняно з експериментальними випробуваннями у вогневій печі. Дані, представлені на рис. 5, а саме температури з необігрівної поверхні вогнезахищеного залізобетонного перекриття, співпадають з результатами експерименту.

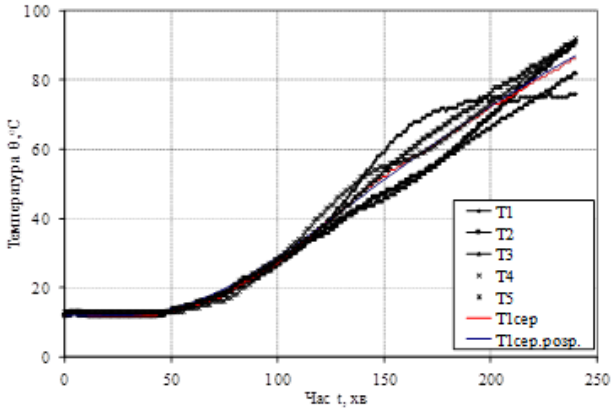


Рис. 5. Залежність температури з не обігрівної поверхні вогнезахищеного залізобетонного перекриття від часу вогневого впливу:
T1–T5 – температури в геометричних центрах чвертей залізобетонного перекриття, отримані експериментально; T1сер. – експериментальна середня температура; T1сер.розр. – середня температура, отримана в результаті чисельного моделювання.

Fig. 5. Dependence of the temperature on the unheated surface of a fireproof reinforced concrete slab on the time of fire exposure:
T1-T5 - temperatu res in the geometric centers of the quarters of the reinforced concrete slab obtained experimentally; T1av. is the experimental average temperature; T1av.op - the average temperature obtained because of numerical modeling.

Це підтверджують дані, представлені на рис. 6, де показані температури з не обігрівної поверхні вогнезахищеного залізобетонного перекриття, отримані експериментально та в результаті чисельного моделювання.

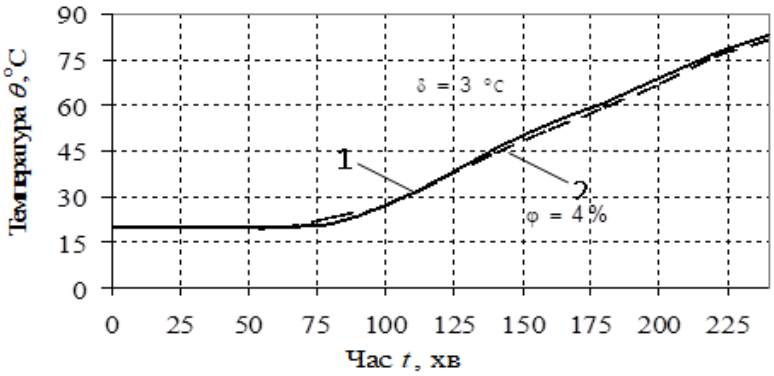


Рис. 6. Температура з необігрівної поверхні вогнезахищеного залізобетонного перекриття:
1 – експериментальна крива;
2 – розрахункова крива».

Fig. 6. Temperature from the unheated surface of a fireproof reinforced concrete floor:
1 - experimental curve;
2 - calculated curve.

Найбільше відхилення температури від експериментальних значень спостерігалося на 160–180 хвилинах розрахунку і становило 3 °C, що відповідає похибці не більше 4 %. Це свідчить про коректність моделювання теплових процесів в системі «залізобетонне перекриття – вогнезахисне покриття» та є верифікацією реалізованих методів моделювання стаціонарних і нестаціонарних процесів теплообміну в ПК «ЛІРА-САПР». Підтвердженням адекватності розробленої комп'ютерної моделі при моделюванні напружено-деформованого стану є

графіки (рис. 7) [21], з яких видно задовільну збіжність експериментальних та розрахункових значень прогину залізобетонного вогнезахищеного перекриття по середині прольоту при умові впливу стандартного температурного режиму пожежі.

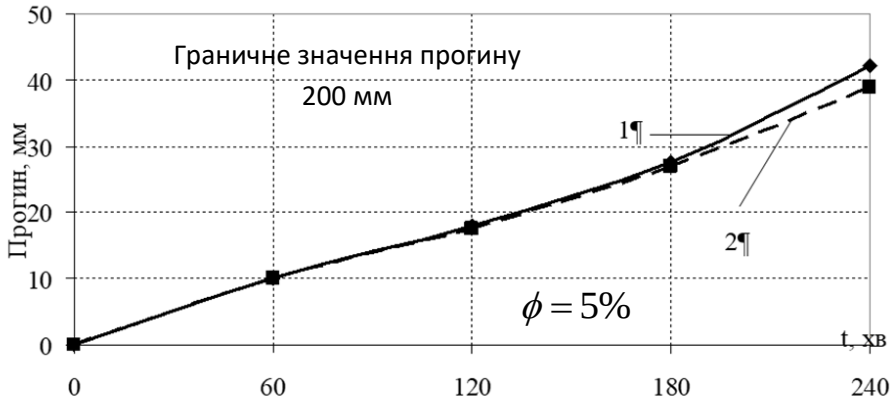


Рис. 7. Графіки переміщень в контрольній точці в середині прольоту при стандартному температурному режимі пожежі: 1 – експеримент; 2 – розрахунок в програмному комплексі «ЛІРА-САПР»

Fig. 7. Displacements of the control point in the middle of a span of a reinforced concrete fireproof slab during a standard fire temperature: 1 - experiment; 2 - calculation in the LIRA-SAPR software package

Як видно із рис. 7 прогин залізобетонного перекриття в середній частині плити складає 39,8 мм, що задовільно корелює з експериментальними результатами (42 мм), а похибка не перевищує 5 %.

В результаті досліджень було проведено ряд верифікаційних тестів стосовно роботи модуля «Теплопровідність» ПК Л«ЛІРА-САПР», обґрунтована доцільність проведення досліджень вогнестійкості за допомогою цією програми.

ВИСНОВКИ

У статті показано технологію моделювання оцінки вогнестійкості конструкцій з використанням ПК «ЛІРА-САПР».

Проведено експериментальне дослідження напружено-деформованого стану вогнезахищенних залізобетонних конструкцій. Здійснено порівняння отриманих результатів. Отримано задовільну збіжність експериментальних та розрахункових значень. Прогин залізобетонного перекриття в середній частині плити складає 39,8 мм, що задовільно корелює з експериментальними результатами (42 мм), а похибка не перевищує 5 % при умові впливу стандартного температурного режиму пожежі.

Наведено методику розрахунку, яка дозволяє отримати розподіл температури по перерізу конструкції. Реалізована нелінійну теплопровідність для стержневих, пластинчастих та об'ємних СЕ дозволяє створювати закони зміни коефіцієнта теплопровідності та враховувати зміну фізичних характеристик бетону та арматури в залежності від температури прогріву перерізу.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Демчина Б. Г.** До питання розрахунку вогнетривкості залізобетонних конструкцій. / Демчина Б. Г., Коляков М. Й. //*Збірник тез першої всеукраїнської науковотехнічної конференції "Науковопрактичні прорблеми сучасного залізобетону. Київ.: 1996. С. 99 – 101.*
2. **Клованич С.Ф.** Модель деформирования железобетона и расчет конструкций при сложном напряженном состоянии и нагреве: дис. д-ра техн. наук. 05.23.01. *Москва, 1990. 404 с.*

3. **Милованов А.Ф.** Работа железобетонных конструкций при высоких температурах. *М., Стройиздат, 1972. 160 с.*
4. **Ройтман М.Я.** Противопожарное нормирование в строительстве. *М. :Стройиздат, 1985. 590 с.*
5. **Фомин С. Л.** Методика расчета огнестойкости монолитных зданий с безригельными каркасами. Міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). / Фомин С. Л. // *Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. Вип.74: в 2-х кн.: Книга 1. К.: ДП НДІБК, 2011. С. 228 – 239.*
6. **Яковлев А. И.** Расчет огнестойкости строительных конструкций. *М.:Стройиздат, 1988. 143 с.*
7. **Bazant Z. P.** Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism / Z. P. Bazant, J. C. Chern // *Materiaux et constructions. – Vol. 18, № 103 – 1985. – P. 1 – 20.*
8. **Bazant Z. P.** Mathematical model for creep and thermal shrinkage of concrete at high temperature / Z. P. Bazant // *Nuclear engineering and Design. -– 1982. – P. 183 – 191.*
9. **Bazant Z. P.** Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete / Z. P. Bazant // *John Wiley & Sons Ltd. Chapter 2. – Material Models for Structural Analysis. – 1988. – P. 98 – 215.*
10. **Bazant Z. P.** Temperature effect on Concrete Creep Modeled by Microprestress-Solidification Theory / Zdenek Bazant, Gianluca Cusatis, Luigi Cedolin // *Journal of engineering mechanics. – 2004. – P. 691 – 699.*
11. **Gernaya T**. A multiaxial constitutive model for concrete in the fire situation / Thomas Gernaya, Alain Millardb and Jean-Marc Franssenc // *Theoretical formulation. International Journal of Solids and Structures.V 50, I. 22–23, 2013, p. 3659-3673.*
12. **Kodur, V.K.R**. An approach for evaluating residual capacity of reinforced concrete beams exposed to fire Engineering Structures. / Kodur, V.K.R., Agrawal, A // *J. of Engineering Structures, V. 110, 2016. p. 293 – 306*
13. **Rasoolinejad, M.** Correction to: Statistical filtering of useful concrete creep data from imperfect laboratory tests / Rasoolinejad, M., Rahimi-Aghdam, S., &Bazant, Z.P. // *Materials and Structures. Materiaux et Constructions . 2018. №. 51 (6).*
14. **Hubler M.** Statistical justification of model B4 for drying and autogenous shrinkage of concrete and comparisons to other models / Hubler M., Wendner R., Bažant Z. // *Mater Structures. 2015. №. 48(4). Pp. 797–814.*
15. **Wendner R.** Optimization method, choice of form and uncertainty quantification of model B4 using laboratory and multi-decade bridge databases / Wendner R., Hubler M., Bažant Z. // *Mater Structures. 2015. №. 48(4). Pp. 771–796.*
16. **Wendner R.** Statistical justification of model B4 for multi-decade concrete creep using laboratory and bridge databases and comparisons to other models / Wendner R., Hubler M., Bažant Z //.*MaterStructures. 2015. №. 48(4) . Pp. 815–833.*
17. **Круковский П.** Моделирование теплового состояния и огнестойкости многопустотного железобетонного перекрытия. (2018). /Круковский П., Ковалев А., Черненко К., Метель М., Абрамов А. // *Пожежна безпека. 2012. Зб. №21. сс. 85-94.*
18. **Фомин С. Л.** Расчет огнестойкости железобетонных плит перекрытия по уточненным и упрощенным методам / С. Л. Фомин, И. А. Плахотникова, А. А. Парафенко // *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. - 2016. - Вип. 161. - С. 145-157.*
19. **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 2013-07-01]. Вид. офіц. Київ*
20. **Barabash M.S.** Thermal stress state of reinforced concrete floor slab / M.S. Barabash, M.A. Romashkina, O.U. Bashynska // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 103 . – P. 43-56.*
21. **Отрош Ю. А.** Вогнестійкість вогнезахищених залізобетонних конструкцій для підвищення рівня пожежної безпеки об’єктів/ Отрош Ю. А., Ковальов А. І., Пурденко Р. Р., Рашкевич Н. В., Майборода Р. І. // *Проблеми надзвичайних ситуацій. – 2022. – Вип. 36. – С. 102-122.*
22. **Bilyk S.** Determination of changes inthermal stress state of steel beams in LIRA-SAPR software. /Bilyk S., Bashynska O., Bashynskyi O. //*Strength of materials and theory of structures. 2022. Issue. 108. pp.189-202.*
23. **Колякова В.М.; Божинський, М. О.** Порівняльний аналіз теплотехнічних розрахунків з даними отриманими при натурному випробуванні. //*Містобудування та територіальне*

планування, Київ: КНУБА.- 2016, Вип 61: 288-296 с.

24. **Колякова В.М.; Божинський, М. О.** Дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних колон при дії температурних впливів за допомогою ПК ЛИРА 9.6. //*Комунальне господарство міст*, 2009, 109: 27-32.

REFERENCES

1. **Demchyna B.H.** Do pytannia rozrakhunku vohnetryvkosti zalizobetonnykh konstruktsii. / Demchyna B. H., Koliakov M. Yo. // *Zbirnyk tez pershoi vseukrainskoi naukovotekhnichnoi konferentsii "Naukovopraktychni prorblemy suchasnoho zalizobetonu" Kyiv.: 1996. S. 99 – 101*
2. **Klovanych S.F.** Model deformyrovanyia zhelezobetona y raschet konstruktsyi pry slozhnom napriazhennom sostoianyy y nahreve: *dys. d-ra tekhn. nauk. 05.23.01., 1990. 404 s.*
3. **Mylovanov A.F.** (1972) Rabota zhelezobetonnыkh konstruktsyi pry vysokykh temperaturakh. *M., Stroiyzdat.160 s.*
4. **Roitman M.Ia**. (1985) Protyvopozharnoe normyrovanye v stroytelstve. *M. :Stroiyzdat. 590 s.*
5. **Fomyn S. L.** (2011) Metodyka rascheta ohnestoikosty monolytnыkh zdanyi s bezryhelnыmy karkasamy. Mizhvidomchyi nauk.-tekhn. //*zb. nauk. prats (budivnytstvo) / Derzhavne pidpryiemstvo «Derzhavnyi naukovo-doslidnyi instytut budivelnykh konstruktsii» Ministerstva rehionalnoho rozvytku ta budivnytstva Ukrainy. Vyp.74: v 2-kh kn.: Knyha 1. – K.: DP NDIBK. S. 228-239*
6. **Bazant Z. P.** Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism / Z. P. Bazant, J. C. Chern // *Materiaux et constructions. – Vol. 18, № 103 – 1985. – P. 1 – 20.*
7. **Bazant Z. P.** Mathematical model for creep and thermal shrinkage of concrete at high temperature / Z. P. Bazant // *Nuclear engineering and Design. -– 1982. – P. 183 – 191.*
8. **Bazant Z. P.** Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete / Z. P. Bazant // *John Wiley & Sons Ltd. Chapter 2. – Material Models for Structural Analysis. – 1988. – P. 98 – 215.*
9. **Bazant Z. P.** Temperature effect on Concrete Creep Modeled by Microprestress-Solidification Theory / Zdenek Bazant, Gianluca Cusatis, Luigi Cedolin // *Journal of engineering mechanics. – 2004. – P. 691 – 699.*
10. **Gernaya T**. A multiaxial constitutive model for concrete in the fire situation / Thomas Gernaya, Alain Millardb and Jean-Marc Franssenc // *Theoretical formulation. International Journal of Solids and Structures.V 50, I. 22–23, 2013, p. 3659-3673.*
11. **Kodur, V.K.R**. An approach for evaluating residual capacity of reinforced concrete beams exposed to fire Engineering Structures. / Kodur, V.K.R., Agrawal, A // *J. of Engineering Structures, V. 110, 2016. p. 293 – 306*
12. **Rasoolinejad, M.** Correction to: Statistical filtering of useful concrete creep data from imperfect laboratory tests / Rasoolinejad, M., Rahimi-Aghdam, S., &Bazant, Z.P. // *Materials and Structures. Materiaux et Constructions . 2018. №. 51 (6).*
13. **Hubler M.** Statistical justification of model B4 for drying and autogenous shrinkage of concrete and comparisons to other models / Hubler M., Wendner R., Bažant Z. // *Mater Structures. 2015. №. 48(4). Pp. 797–814.*
14. **Wendner R.** Optimization method, choice of form and uncertainty quantification of model B4 using laboratory and multi-decade bridge databases / Wendner R., Hubler M., Bažant Z. // *Mater Structures. 2015. №. 48(4). Pp. 771–796.*
15. **Wendner R.** Statistical justification of model B4 for multi-decade concrete creep using laboratory and bridge databases and comparisons to other models / Wendner R., Hubler M., Bažant Z //.*MaterStructures. 2015. №. 48(4) . Pp. 815–833.*
16. **Wendner R.** Statistical justification of model B4 for multi-decade concrete creep using laboratory and bridge databases and comparisons to other models / Wendner R., Hubler M., Bažant Z //.*MaterStructures. 2015. №. 48(4) . Pp. 815–833.*
17. **Krukovskyi P.** Modelyrovanye teplovoho sostoianyia y ohnestoikosty mnohopustotnoho zhelezobetonnoho perekrityia. (2018). / Krukovskyi P., Kovalev A., Chernenko K., Metel M., Abramov A. //*Pozhezhna bezpeka. 2012. Issue. №21. pp. 85-94*
18. **Fomin S.L.** Raschet ognestoykosti zhelezobetonnykh plit perekrytiya po utochnennym i uproshchennym metodam / S. L. Fomin, I. A. Plahotnikova, A. A. Parafenko // *Zbirniknaukovikh prats UkrDUZT. 2016. №. 161. Pp. 145–157.*
19. **DSTU-N B EN 1992-1-2:2012** Yevrokod 2. Proektuvannia zalizobetonnykh konstruktsii. Chastyna 1-2. Zahalni polozhennia. Rozrakhunok konstruktsii na vohnestiikist (EN 1992-1-2:2004, IDT). *[Chynnyi vid 2013-07-01]. Vyd. ofits. Kyiv*

20. **Barabash M.S.** Thermal stress state of reinforced concrete floor slab / M.S. Barabash, M.A. Romashkina, O.U. Bashynska // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 103 . – P. 43-56.*
21. **Otrosh Yu. A.** Vognestijkist vognezahishenih zalizobetonnih konstrukcij dlya pidvishennya rivnya pozhezhnoyi bezpeki ob'yektiv/ Otrosh Yu. A., Kovalov A. I., Purdenko R. R., Rashkevich N. V., Majboroda R. I. // *Problemi nadzvichajnih situacij. – 2022. – Vip. 36. – S. 102-122.*
22. **Bilyk S.** Determination of changes inthermal stress state of steel beams in LIRA-SAPR software. /Bilyk S., Bashynska O., Bashynskyi O. //*Strength of materials and theory of structures. 2022. Issue. 108. pp.189-202.*
23. **Koliakova V.M.; Bozhynskyi, M.O.** Porivnialnyi analiz teplotekhnichnykh rozrakhunkiv z danymy otrymanymy pry naturnomu vyprobuvanni. //*Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia, Kyiv: KNUBA.-2016, Issue 61: 288-296 pp.*
24. **Koliakova V.M.; Bozhynskyi, M.O.** Doslidzhennia napruzheno-deformovanoho stanu zalizobetonnykh kolon pry dii temperaturnykh vplyviv za dopomohoiu PK LYRA 9.6. // *Komunalne hospodarstvo mist, 2009, Issue 109: pp. 27-32.*

CALCULATED ASSESSMENT OF FIRE RESISTANCE OF FIREPROOF REINFORCED CONCRETE BUILDING STRUCTURES BY PC LIRA-SAPR TOOLS

Mariia BARABASH,
Andrew KOVALIOV,
Maryna ROMASHKINA

Summary. The paper outlines a method for numerical analysis of the stress-strain state in a fireproof RC structure with account of non-stationary temperature fields in concrete and reinforcement for a standard fire temperature using the 'Thermal Analysis' system of the LIRA-SAPR program.

The paper also describes the finite element models that enable the user to evaluate the effectiveness of fire protection in the structures and determine the ultimate fire resistance of RC structures.

To illustrate the method, an analysis of a fireproof multi-cavity RC slab on fire resistance is taken as an example. The paper demonstrates the finite element models of fireproof building structures with fireproof coatings of various types. For such structures, an analysis of fire resistance is carried out, and the temperature distribution is determined at nodes of the FE model. The physical and mechanical properties of materials are modified according to the temperature fields obtained. The bearing capacity of the structure is checked for force and temperature loads.

The authors obtained the temperature distribution in the FE model of a fireproof RC slab at 120 and 240 minutes under a standard fire temperature. The results of the numerical analysis of unsteady heating of a fireproof RC slab in the LIRA-SAPR software were compared with experimental tests in a fire furnace. The convergence of experimental data and values obtained in analysis is satisfactory.

The application of the proposed method makes it possible to accurately evaluate the fire resistance of reinforced concrete structures and predict their stress-strain state during a fire.

Keywords. Finite element models; numerical modelling; LIRA-SAPR software; temperature distribution; nonlinear thermal conductivity; steady and transient heat transfer; convective heat transfer; concrete creep; fire resistance; fire protection

Стаття надійшла до редакції 16.05.2023

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.12.2023.65-72
УДК 691.5

ВПЛИВ ДОДАТКОВОГО ВВЕДЕННЯ $NA_3PO_4 \cdot 12H_2O$ НА ПОКАЗНИКИ КИСЛОТОСТІЙКОСТІ ГІБРИДНИХ ЛУЖНИХ ЦЕМЕНТІВ

Вікторія ЗОЗУЛИНЕЦЬ[1], Олександр КОВАЛЬЧУК[2]

[1,2]Науково-дослідний інститут в'яжучих речовин та матеріалів ім. В.Д. Глуховського
[2]Київський національний університет будівництва і архітектури,
просп. Повітрофлотський, 31, м. Київ, Україна, 03037
[1]zozulinets555@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-8066-2033
[2]kovalchuk.oyu@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-6337-0488

Анотація. Дана робота присвячена дослідженню безпосереднього впливу фос-фатної солі, на прикладі тринатрій фосфату ($Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$), на показник кислотостій-кості гібридних лужноактивованих цементів. Адже з кожним днем кислотостійкість стає все більш важливою властивістю для цементних матеріалів через широкий спектр застосувань, де вони піддаються впливу агресивних кислотних середовищ, особливо це стосується об'єктів хімічної та харчової промисловості. Окрім вищенаведених до них належать каналізаційні системи, сільськогосподарське середовище, нафтові свердловини, кислотні опади та багато іншого.

Відомо, що звичайні в'яжучі на основі портландцементу чутливі до кислотного впливу через хімічну природу їх основних гідратованих фаз. В'яжучі, активовані лугом, є альтернативою традиційному портландцементу і характеризуються цілою низкою спеціальних властивостей, особливо за умови проведення відповідних модифікацій компонентних складів даних цементів. Однією з основних власти-востей, характерних для лужно-активованих в'яжучих речовин, є їх стійкість до впливу агресивних середовищ.

На основі літературного аналізу та беручи до уваги вітчизняні та світові надбання в даному напрямку, було розроблено ряд модельних систем на основі доменного гранульованого шлаку та лужного компоненту з використанням фосфатної солі з різним її відсотковим вмістом. Таким чином, об'єктом дослідження є шлаколужна система «доменний гранульований шлак – лужний компонент (пре-дставлений метасилікатом натрію п'ятиводним) – тринатрій фосфат». В ході досліджень було здійснено визначення основних фізико-механічних характеристик розроблених складів та проведено аналіз результатів. Визначення показника кислотостійкості (Кс≥0,8,) підтвердило доцільність застосування $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$ при виготов-ленні кислотостійких лужно-активованих цементів.

Вікторія ЗОЗУЛІНЕЦЬ
здобувач вищої освіти рівня PhD,
кафедри технології
будівельних конструкцій та
виробів,
м.н.с

Олександр КОВАЛЬЧУК
Проректор з наукової роботи та
інноваційного розвитку,
к.т.н., с.н.с

Ключові слова. Лужноактивовані в'яжучі речовини; кислотостійкість; фосфатні зв'язки; нормальні умови; експлуатаційне середовище; тринатрій фосфат.

ВСТУП

Довговічність будівельних матеріалів є однією з найголовніших вимог сучасного промислового виробництва, з огляду на постійно зростаюче використання ресурсів, що призводить до забруднення навколиш-нього середовища.

© В.ЗОЗУЛІНЕЦЬ, О. КОВАЛЬЧУК, 2023

Однією із найпоширеніших причин руйнування матеріалів є наявність в експлуатаційному середовищі кислот та їх залишків, внаслідок чого у будівельному матеріалознавстві були розроблені кислотостійкі цементи [1-3]. Проте довговічність штучного каменю на їх основі сильно залежить від експлуатаційного середовища, і при зміні pH на нейтральне, чи лужне – розчинність новоутворень зростає, що призводить до руйнування каменю. Довговічність матеріалів на основі лужних в'яжучих систем доведена досвідом НДІВМ ім. В.Д. Глуховського, а також іншими науковими школами, що підтверджують стійкість штучного каменю у різних агресивних експлуатаційних середовищах [4-6]. Проте для промислового використання кислото-стійких лужних в'яжучих речовин існує необхідність проведення досліджень у напрямку розробки спеціальних цементів з забезпеченням їх технологічних та експлуатаційних властивостей, залежно від умов структуроутворення та характеристик середовища експлуатації.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Як відомо, цементні матеріали мають лужну природу. Однак за рахунок цього вони схильні до реакції нейтралізації кислотами, що призводить до руйнування структури затверділого каменю [7,8]. Непридатність використання традиційних будівельних матеріалів для експлуатації в середовищі з низьким pH та складність роботи з існуючими кислотостійкими цементами обумовлює актуальність розробки нового виду кислотостійких матеріалів. Стійкість до впливу агресивних середовищ є однією з основних властивостей, характерних для лужних цементів, що виокремлює їх з ряду традиційних в'яжучих речовин. Тому саме їх модифікація хімічними та мінеральними добавками різного походження є доцільною при розробці кислотостійких цементів нового покоління [9-11].

Попередні дослідження базувались на зниженні основності гідросилікатів, що формуються в процесі структуроутворення штучного каменю [12-14]. А дане – на вивченні ролі аніону на процес отримання кислотостійкого матеріалу в результаті формування фосфатних зв'язків. Це певна аналогія з традиційними кислотостійкими в'яжучими, але у даному випадку дослідження проводилися на шлаколужних системах з додавання фосфатної солі ($Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$) у кількості 2, 4 та 6%. Об'єктом дослідження є шлаколужна система «доменний гранульований шлак – лужний компонент – $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$».

МЕТА І МЕТОДИ

Метою роботи є розробка кислото-стійких матеріалів на основі гібридних лужних цементів в системі R_2O – RO – Al_2O_3 – SiO_2 – H_2O підвищеної непро-никності та зменшеної відкритої пористості для застосування у виробах і конструкціях загально будівельного та спеціального призначення.

Об'єкт дослідження – матеріали на основі гібридних лужних цементів, які в процесі експлуатації піддаються впливу дії агресивних (кислотних) середовищ.

Предметом розробки є процеси направленого структуроутворення штучного каменю на основі гібридних лужних цементів, а також формування його мікро- та макроструктури, з метою підвищення корозійної стійкості та довговічності.

Задачі дослідження:

- дослідження фізико-хімічних умов синтезу кислотостійких фаз на основі лужної в'яжучої речовини;
- отримання оптимальних складів кислотостійких лужних цементів і виявлення механізму управління проце-сом структуроутворення штучного каменю на мікро- і макрорівнях в напрямку підвищення ступеню його кислотостійкості;
- вивчення впливу модифікаторів різної природи, виду кислотного середовища, а також технологічних параметрів на особливості процесу тверднення та основні фізико-механічні властивості оптимальних складів кислотостійких лужних цементів;

- безпосереднє вивчення основних фізико-механічних характеристики розроблених складів кислотостійких лужних цементів в напрямку забезпечення збереження їх властивостей протягом часу експлуатації

Методи досліджень. Вивчення особ-ливостей процесів структуроутворення лужних цементів проводили із застосуванням комплексу фізико-механічних та фізико-хімічних методів досліджень на зразках розмірами 20х20 та 40х40 мм.

Фізико-механічні випробування лужного цементу проводили згідно ДСТУ Б В.2.7-185:2009, ДСТУ Б В.2.7-187:2009, ДСТУ Б В.2.7-188:2009, які охоплювали визначення нормальної густоти цементного тіста, строки тужавлення, границі міцності на стиск та згин цементного каменю та тонкості помелу цементу.

Питому поверхню вихідних подрібнених сировинних компонентів і готових цементів визначали за допомогою приладу Блейна.

Кислотостійкість матеріалу оцінювали:

- за експрес-методом шляхом кип'ятін-ня зразків з цементного тіста протягом 1 години у 35% розчині сірчаної кислоти (H_2SO_4). Як критерії оцінки було обрано показники зовнішнього вигляду, втрати маси після випробування та залишкову міцність після випробування**.**
- шляхом витримування зразків з цементно-піщаного розчину (співвід-ношення 1:3) у 5% розчині сірчаної кислоти (H_2SO_4) протягом 30 діб, після попереднього набору ними міцності протягом 28 діб в н.у. Критерії оцінки складали зовнішній вигляд, залишкова міцність після випробування та деформації усадки/розширення.

Сировина. Як основний алюмосилікатний компонент лужного цементу було використано гранульований доменний шлак виробництва ПАТ «ДМЗ», м. Кам'янське (Україна), згідно з ДСТУ Б.В.2.7-302:2014 розмелений до питомої поверхні Sпит = 430 м^2/кг за Блейном та модулем основності Мо = 1,11. Як джерело додаткової алюмо-силікатної складової використовували дегідратований каолін Глуховецького родо-вища ($Al_2O_3 \cdot 2SiO_2$) з питомою поверхнею $S_{пит}$ = 1800 м^2/кг.

В якості лужного компоненту було використано метасилікат натрію п'яти-водний $Na_2SiO_3 \cdot 5H_2O$ згідно з ТУ 2145-5225. Лужний компонент використовували в сухому порошкоподібному стані.

В якості фосфатної солі для модифікації цементу використано тринатрій фосфат, $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$, згідно з CAS 7601-54-9

Для приготування розчинів агресивного середовища було використано розчини сірчаної кислоти (H_2SO_4) 2-х концентра-цій: 5% та 35%. Істинна густина H_2SO_4 складає 1,27 г/см^3.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Результати дослідження компонентних складів підтверджують, що відсотковий вміст $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$ прямопропорційно впливає на показник тіста нормальної густини (ТНГ) та терміни тужавлення системи. Зі збільшенням кількості солі показник ТНГ зменшується, а терміни тужавлення, навпаки збільшуються, що також має позитивний вплив на структуро-утворення цементного каменю.

За наявності в системі 6% $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$, показник ТНГ складає 18,5%, а терміни тужавлення характеризуються парамет-рами: початок тужавлення – 75 хв, кінець – 95 хв. Для порівняння, контрольний склад (без додавання $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$) має більшу водопотребу (ТНГ – 22,0%), а початок та кінець тужавлення складає 30 хв та 50 хв відповідно. Результати проведених досліджень наведені в табл.1.

Також прослідковується незначний вплив введення ТНФ до 6% на показники міцності в системі «шлак – лужний компонент – $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$». Тоді як взаємодія з метакаоліном в системі «шлак – лужний компонент – метакаолін – $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$» призводить до значної встати міцності на 28 добу тверднення. Навіть при введенні фосфатної солі у кількості 2% міцність на стиск складає менше 5 МПа (рис. 1)..

Табл. 1. Результати дослідження тіста нормальної густини та строків тужавлення кислотостійких лужних цементів з використанням $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$

Table 1. The results of the study of the dough of normal density and the hardening periods of acid-resistant alkaline cements using $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$

№	Вміст компонентів, %				Тісто нормальної густини, %	Терміни тужавлення, хв	
	мета-силікат	$Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$	мета-каолін	шлак		початок	кінець
1	10	0	0	90	22,0	30	50
2	10	2	0	88	20,5	60	80
3	10	4	0	86	19,5	70	90
4	10	6	0	84	18,5	75	95
5	10	0	10	80	25,5	45	85
6	10	2	10	78	25,0	60	100
7	10	4	10	86	24,5	65	110
8	10	6	10	84	23,5	70	115

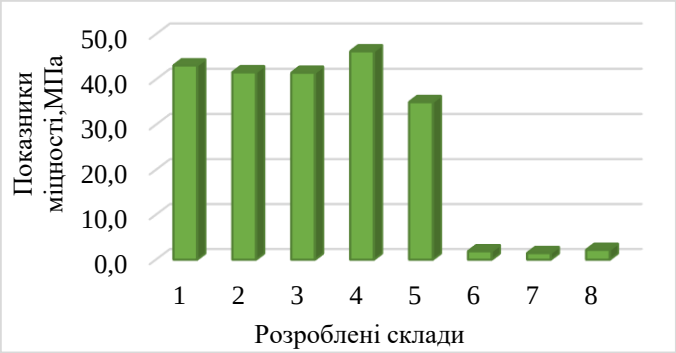


Рис.1. Показники міцності при стиску кислото-стійких лужних цементів на 28 добу тверднення.

Fig.1. Compressive strength indicators of acid-resistant alkaline cements on the 28th day of hardening.

За результатами прискореного методу визначення кислотостійкості цементних систем, можна зробити висновок, що введення в систему до 6% $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$ призводить до збільшення коефіцієнта кислотостійкості. Найкращий результат отримується при наявності в компонент-ному складі 2% $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$, при цьому коефіцієнт кислотостійкості складає Кс = 0,97, а втрата маси після випробування знаходиться в межах 10%. (Табл. 2).

Табл. 2. Результати випробування зразків з цементного тіста розміром 20х20 мм за експрес методом

Table 2. Test results of cement dough samples measuring 20x20 mm using the express method

№	Вміст компонентів, %				Маса зразка, г		Показники міцності, МПа		K_c	Δm, %
	мета-силікат	Na3PO4 ·12H2O	мета-каолін	шлак	до випроб.	після випроб.	до випроб.	після випроб.		
1	10	0	0	90	18,6	17,9	76,3	56,0	0,73	3,7
2	10	2	0	88	17,9	16,1	75,0	72,5	0,97	10,1
3	10	4	0	86	18,1	16,9	50,0	42,5	0,85	6,6
4	10	6	0	84	18,0	16,2	57,5	50,0	0,87	10,0
5	10	0	10	80	16,8	15,2	57,5	47,5	0,83	9,5
6	10	2	10	78	17,0	15,3	40,0	22,5	0,56	10,0
7	10	4	10	86	15,9	13,3	35,0	17,5	0,50	16,4
8	10	6	10	84	15,5	13,3	40,0	20,0	0,50	14,2

Метод витримування зразків у 5% розчині H_2SO_4 підтверджує ефективність використання даної солі для підвищення кислотостійкості лужних цементів. Опти-мальним залишається її вміст у кількості 2% (втрата міцності після 30 діб витримування складає 15,7%). Після 90 діб витримування у 5% розчині H_2SO_4, найменшим показником втрати міцності (25,7%) характеризується склад з додаванням $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$ у кількості 4%. При цьому збільшення об'єму зразків підвищилось до 3,3%. (Табл. 3).

Табл. 3. Показники міцності при стиску кислотостійких лужних цементів з використанням $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$ після витримування у 5% розчині H_2SO_4

Table 3. Compressive strength indicators of acid-resistant alkaline cements using $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$ after aging in 5% H_2SO_4 solution

№	Вміст компонентів, %				В/Ц	Показники міцності, МПа			
	мета-силікат	$Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$	мета-каолін	шлак		60 діб при н.у.	30 діб при дії р-ну H_2SO_4	90 діб при н.у.	90 діб при дії р-ну H_2SO_4
1	10	0	0	90	0,36	42,2	34,1	46,4	22,1
2	10	2	0	88	0,36	35,6	30,0	47,8	29,9
3	10	4	0	86	0,36	40,1	28,8	54,8	40,7
4	10	6	0	84	0,35	57,0	29,0	55,5	39,6
5	10	0	10	80	0,39	40,3	26,7	47,4	39,8
6	10	2	10	78	0,39	5,4	1,6	-	-
7	10	4	10	86	0,38	2,4	1,2	-	-
8	10	6	10	84	0,37	3,0	2,6	-	-

Середня густина зразків виготовлених за даними рецептурами складає 2300-2450 кг/м^3 (рис.2).

Рис.2. Показники середньої густини складів з додаванням $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$.

Fig.2. Indicators of the average density of compositions with the addition of $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Отримані результати підтверджують можливість підвищення показника кислотостійкості лужних цементів шляхом введення $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$.

У відповідності до значення коефіцієнта кислотостійкості, який становить Кс≥0,8, цементи розроблені на основі даних композиційних складів є кислотостійкими. Це підтверджується і показником втрати маси зразків після проведення досліджень, який складає менше 10%. А додаткове введення $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$, має позитивний вплив на

показники ТНГ, термінів тужавлення та міцності.

Наступним етапом досліджень є вивчення впливу виду кислотного середовища на основні фізико-механічні характеристики розроблених складів кислотостійких цементів за наступних умов твердження зразків:

- нормальні (t - 20±2ºC; R.H. - 95±5%);
- розчин сірчаної кислоти (H_2SO_4), концентрацією 5%;
- розчин соляної кислоти (HCl), концентрацією 5%;
- розчин азотної кислоти (HNO_3), концентрацією 5%.

Подяка. Автори висловлюють подяку Міністерству освіти і науки України за фінансову підтримку проєкту (реєстраційний № 0122U001199), який виконується за рахунок бюджетного фінансування в 2022-2023 рр.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Aiken, T. A., Gu, L., Kwasny, J., Huseien, G. F., McPolin, D., & Sha, W**. (2022). Acid resistance of alkali-activated binders: A review of performance, mechanisms of deterioration and testing procedures. *//Construction and Building Materials, 342, 128057.*
2. **Damion, T., & Chaunsali, P.** Evaluating acid resistance of Portland cement, calcium aluminate cement, and calcium sulfoaluminate based cement using acid neutralisation. (2022). *Cement and Concrete Research, 162, 107000.*
3. **Hashem, F. S., Amin, M. S., El-Gamal, S. M. A.** (2013). Improvement of acid resistance of Portland cement pastes using rice husk ash and cement kiln dust as additives. *Journal of thermal analysis and calorimetry, 111(2), 1391-1398.*
4. **Зозулинець В.В., Ковальчук О.Ю.,** Перспектива розробки кислотостійких гібридних цементів на основі лужно-активованих в'яжучих речовин *// Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин. – 2022. – Вип. 50 – С. 15-21.*
5. **Кривенко П.В.** Специальные шлако-щелочные цементы *– К.: Будівельник, 1992. – 192 с.*
6. **Xu, H., Provis, J. L., van Deventer, J. S., & Krivenko, P. V.** (2008). Characterization of aged slag concretes. *//ACI Materials Journal, 105(2), 131.*
7. **Бродко О.А.** Шлакощелочные вяжущие и бетоны повышенной кислотостойкости. *Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук, Киев 1991 г.*
8. **Pacheco-Torgal, F., Labrincha, J., Leonelli, C., Palomo, A., & Chindaprasit, P.** (Eds.). (2014). *Handbook of alkali-activated cements, mortars and concretes. Elsevier.*
9. **Provis, J. L.** (2018). Alkali-activated materials. *Cement and Concrete Research, 114, 40-48.*
10. **Krivenko, P.** (2017). Why alkaline activation–60 years of the theory and practice of alkali-activated materials. *Journal of Ceramic Science and Technology, 8(3), 323-333.*
11. **Wang, S. D., Pu, X. C., Scrivener, K. L., & Pratt, P. L.** (1995). Alkali-activated slag cement and concrete: a review of properties and problems. *//Advances in cement research, 7(27), 93-102*
12. **Krivenko, P., Petropavlovskyi, O., Kovalchuk, O.** A comparative study on the influence of metakaolin and kaolin additives on properties and structure of the alkali-activated slag cement and concrete / *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies, Volume 1, Issue 6-91, 2018, pp. 33-39.*
13. **Bernal, S.A., Rodríguez, E.D., Mejía de Gutiérrez, R., & Provis, J. L.** (2012). Performance of alkali-activated slag mortars exposed to acids. *Journal of Sustainable Cement-Based Materials, 1(3), 138-151.*
14. **Baščarevć, Z.** (2015). The resistance of alkali-activated cement-based binders to chemical attack. *In Handbook of alkali-activated cements, mortars and concretes (pp. 373-396).*
15. **Idrees, M., Hussain, A., Saeed, F., Hussain, T.** (2021). Effectiveness of metakaolin and hybrid polymers incorporated mortar for the compressive strength and acid resistance of industrial and wastewater infrastructure. *//Environmental Progress & Sustainable Energy, 40(3)*
16. **Chen, Z., & Ye, H.** (2022). Improving sulphuric acid resistance of slag-based binders by magnesium-modified activator and metakaolin substitution. *Cement and Concrete Composites, 104605.*
17. **Bakharev, T., Sanjayan, J. G., & Cheng, Y. B.** (2003). Resistance of alkali-activated slag concrete to acid attack. *Cement and Concrete research, 33(10), 1607-1611.*
18. **Wang, X., Wang, W., Liu, Q., Wang, S., Luo, H., Ji, S., & Zhu, J**. (2022). Effects of metakaolin on sulfate and sulfuric acid resistance of grouting restoration materials.

Construction and Building Materials, 349, 128714.

19. **Kong, L., Zhao, W., Xuan, D., Wang, X., & Liu, Y.** (2022). Application potential of alkali-activated concrete for antimicrobial induced corrosion: *A review. Construction and Building Materials, 317, 126169.*
20. **Yang, M., Zheng, Y., Li, X., Yang, X., Rao, F., & Zhong, L.** (2022). Durability of alkali-activated materials with different C–S–H and NASH gels in acid and alkaline environment. *Journal of Materials Research and Technology, 16, 619-630.*

REFERENCES

1. **Aiken, T. A., Gu, L., Kwasny, J., Huseien, G. F., McPolin, D., & Sha, W**. (2022). Acid resistance of alkali-activated binders: A review of performance, mechanisms of deterioration and testing procedures. *//Construction and Building Materials, 342, 128057.*
2. **Damion, T., & Chaunsali, P.** Evaluating acid resistance of Portland cement, calcium aluminate cement, and calcium sulfoaluminate based cement using acid neutralisation. (2022). Cement and Concrete Research, 162, 107000.
3. **Hashem, F. S., Amin, M. S., El-Gamal, S. M. A.** (2013). Improvement of acid resistance of Portland cement pastes using rice husk ash and cement kiln dust as additives. *//Journal of thermal analysis and calorimetry, 111(2), 1391-1398.*
4. **Zozulynets V.V., Kovalchuk O.Iu**., Perspektyva rozrobky kyslotostiikykh hibrydnykh tsementiv na osnovi luzhnoaktyvovanykh viazhuchykh rechovyn // *Shliakhy pidvyshchennia efektyvnosti budivnytstva v umovakh formuvannia rynkovykh vidnosyn. – 2022. – Vyp. 50 – S. 15-21. (in Ukrainian)*
5. **Krivenko P.V.** Spetsialnie shlako-shchelochnie tsementi *– K.: Budivelnik, 1992. – 192 s. (in Russian)*
6. **Xu, H., Provis, J. L., van Deventer, J. S., & Krivenko, P. V.** (2008). Characterization of aged slag concretes. *ACI Materials Journal, 105(2), 131.*
7. **Brodko O.A.** Shlakoshchelochnie vyazhushchie i betoni povishennoi kislotostoikosti. *Dissertatsiya na soiskanie uchenoi stepeni kandidata tekhnicheskikh nauk, Kiev 1991 g. (in Russian)*
8. **Pacheco-Torgal, F., Labrincha, J., Leonelli, C., Palomo, A., & Chindaprasit, P.** (Eds.). (2014). *Handbook of alkali-activated cements, mortars and concretes. Elsevier.*
9. **Provis, J. L.** (2018). Alkali-activated materials. *Cement and Concrete Research, 114, 40-48.*
10. **Krivenko, P.** (2017). Why alkaline activation–60 years of the theory and practice of alkali-activated materials.*// Journal of Ceramic Science and Technology, 8(3), 323-333.*
11. **Wang, S. D., Pu, X. C., Scrivener, K. L., & Pratt, P. L.** (1995). Alkali-activated slag cement and concrete: a review of properties and problems. *//Advances in cement research, 7(27), 93-102.*
12. **Krivenko, P., Petropavlovskyi, O., Kovalchuk, O.** A comparative study on the influence of metakaolin and kaolin additives on properties and structure of the alkali-activated slag cement and concrete */ Eastern-European Journal of Enterprise Technologies, Volume 1, Issue 6-91, 2018, pp. 33-39.*
13. **Bernal, S. A., Rodríguez, E. D., Mejía de Gutiérrez, R., & Provis, J. L.** (2012). Performance of alkali-activated slag mortars exposed to acids. *//Journal of Sustainable Cement-Based Materials, 1(3), 138-151.*
14. **Baščarevć, Z.** (2015). The resistance of alkali-activated cement-based binders to chemical attack. *//In Handbook of alkali-activated cements, mortars and concretes (pp. 373-396).*
15. **Idrees, M., Hussain, A., Saeed, F., Hussain, T.** (2021). Effectiveness of metakaolin and hybrid polymers incorporated mortar for the compressive strength and acid resistance of industrial and wastewater infrastructure. *//Environmental Progress & Sustainable Energy, 40(3)*
16. **Chen, Z., & Ye, H.** (2022). Improving sulphuric acid resistance of slag-based binders by magnesium-modified activator and metakaolin substitution. *Cement and Concrete Composites, 104605.*
17. **Bakharev, T., Sanjayan, J. G., & Cheng, Y. B.** (2003). Resistance of alkali-activated slag concrete to acid attack. *//Cement and Concrete research, 33(10), 1607-1611.*
18. **Wang, X., Wang, W., Liu, Q., Wang, S., Luo, H., Ji, S., & Zhu, J**. (2022). Effects of metakaolin on sulfate and sulfuric acid resistance of grouting restoration materials. *//Construction and Building Materials, 349, 128714.*
19. **Kong, L., Zhao, W., Xuan, D., Wang, X., & Liu, Y.** (2022). Application potential of alkali-activated concrete for antimicrobial induced corrosion: *A review. Construction and Building Materials, 317, 126169.*
20. **Yang, M., Zheng, Y., Li, X., Yang, X., Rao,**

F., & Zhong, L. (2022). Durability of alkali-activated materials with different C–S–H and NASH gels in acid and alkaline environment. *Journal of Materials Research and Technology, 16, 619-630.*

EFFECT OF ADDITIONAL INPUT OF $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$ ON ACID RESISTANCE INDICATORS OF HYBRID ALKALINE CEMENTS

Viktoriia ZOZULYNETS
Oleksandr KOVALCHUK

Summary. This work is devoted to the study of the direct influence of phosphate salt, using the example of trisodium phosphate ($Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$), on the acid resistance index of hybrid alkali-activated cements. After all, acid resistance is becoming an increasingly important property for cement materials due to a wide range of applications where they are exposed to aggressive acid environments, especially in the chemical and food industries. In addition to the above, these include sewage systems, agricultural environments, oil wells, acid rain, and much more.

Conventional Portland cement binders are known to be sensitive to acid attack due to the chemical nature of their main hydrated phases. Binders activated by alkali are an alternative to traditional Portland cement and are characterized by a number of special properties, especially if appropriate modifications are made to the component compositions of these cements. One of the main properties characteristic of alkali-activated binders is their resistance to the influence of aggressive environments.

Based on the literature analysis and taking into account the domestic and world assets in this direction, a number of model systems were developed based on blast furnace granulated slag and an alkaline component using phosphate salt with different percentages. Thus, the object of the research is the slag-alkaline system "furnace granulated slag - alkaline component (represented by sodium metasilicate pentahydrate) - trisodium phosphate". In the course of research, the main physical and mechanical characteristics of the developed compounds were determined and the results were analyzed. Determination of the acid resistance index ($Ks \geq 0.8$) confirmed the feasibility of using $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$ in the production of acid-resistant alkali-activated cements.

Keywords. Alkaline-activated binders; acid resistance; phosphate bonds; normal conditions; operating environment; trisodium phosphate.

Стаття надійшла до редакції 18.05.2023

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.12.2023.73-83
УДК 624.011

МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ПОПЕРЕДНІМ НАПРУЖЕННЯМ АРМАТУРНИХ КАНАТІВ

Дмитро СМОРКАЛОВ[1] , Володимир ВИНОКУР[2]

[1,2]Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
[1]smorkalov.dv@knuba.edu.ua, https://orcid.org/0000-0001-7890-2686
[2]vinokur-vova@i.ua , https://orcid.org/0009-0002-3218-5620

Анотація. В Україні зараз спостерігається зростання використання технології "постнапруження" або "post-tensioning", яка полягає в застосуванні монолітних конструкцій з попередньо напруженими канатами. Вітчизняна будівельна практика використовує термін "попередньо напруженні залізобетонні конструкції з натягом канатної арматури на бетон". Технологія постнапруження є сучасним підходом до будівництва, який дозволяє створювати монолітні конструкції з великою міцністю і стійкістю. Її основна перевага полягає у використанні попередньо напружених канатів, які забезпечують додаткову міцність конструкції.

В даній статті наводяться основні методики розрахунку таких монолітних залізобетонних конструкцій і наводить досвід застосування цієї технології при будівництві громадських споруд в Україні.

Використання попередньо напружених залізобетонних конструкцій з натягом канатної арматури на бетон має численні переваги. Вони виявляються більш міцними, стійкими до деформацій і здатними підтримувати великі навантаження. Такі конструкції застосовуються в будівництві мостів, шляхопроводів, будівель висотних споруд та інших промислових та цивільних споруд.

У зростаючій мірі в Україні спостерігається прийняття сучасних та ефективних методів будівництва, що підтверджується збільшенням використання цієї технології. Це сприяє поліпшенню якості і надійності будівельних конструкцій, а також забезпечує оптимальне використання матеріалів та ресурсів.

У цілому, стаття має на меті сприяти популяризації, вивченню і розвитку монолітних конструкцій з попереднім напруженням канатної арматури на бетоні, а також створенню відповідного нормативно-правового середовища для їх проектування та будівництва. Це сприятиме підвищенню якості та безпеки будівельних конструкцій та забезпечить подальший прогрес у будівельній галузі України.

Дмитро СМОРКАЛОВ
доцент кафедри
залізобетонних та кам'яних конструкцій,
к.т.н., доцент

Володимир ВИНОКУР
магістр

Ключові слова. Попередньо напружені монолітні залізобетонні конструкції; постнапруження; post-tensioning; канат; анкер;

© Д. СМОРКАЛОВ, В.ВИНОКУР ,2023

розрахунок конструкцій.

АКТУАЛЬНІСТЬ ДОСЛІДЖЕННЯ

Україна за останній період демонструє зростаючий інтерес до якісних комерційних приміщень, зокрема до торговельно-розважальних центрів та комплексів. За останні 10-15 років вимоги до торговельних комплексів суттєво змінилися. Тепер, на сучасному ринку, відкриття торговельного комплексу в адаптованій промисловій будівлі вже не відповідає новим стандартам. Сучасні торговельні комплекси повинні задовольняти не тільки естетичні вимоги, але й високі функціональні стандарти [1].

Для вирішення цього завдання необхідно створювати великі прольоти у несучих конструкціях будівельного каркасу, які іноді можуть перевищувати 20 метрів. Ця мета часто досягається шляхом викорис-тання металевих конструкцій або збірних залізобетонних елементів у каркасі будівлі [1].

Також, сучасні комплекси, особливо в міській забудові, зазвичай характеризуються багатоповерховою структурою. Виконання таких високо поверхових споруд з монолітним залізобетонним каркасом раніше становило значну складність, оскільки потрібні конструкції мали великі габарити, що обмежувало їх ефективне використання. Однак, саме монолітні залізобетонні конструкції набули значної популярності в Україні протягом останніх років[1].

Актуальність даного дослідження полягає в поширенні використання моноліт-них конструкцій з попереднім напруженням канатної арматури на бетоні, а також у необхідності проведення досліджень таких конструкцій та відсутності вичерпних регулятивних документів для їх проєктування.

Дослідження плитних попередньо напружених конструкцій в Україні займа-ються не багато дослідників [1...9] і продовження таких досліджень є досить актуальним.

У сучасній Україні виникає значна проблема, пов'язана з відсутністю вітчизняного обладнання для реалізації даної технології на практиці, складністю проектування та обмеженою кількістю проектних організацій, які спеціалізуються на розрахунку конструкцій з постнапруженням арматури. Цей метод є досить новим для українських проектувальників, тому вимагає детального та глибокого дослідження, особливо з введенням нових нормативних документів [10...13] і гармонізації з нормами Євросоюзу [14].

ОСНОВНА КОНСТРУКТИВНА ІДЕЯ

У закордонних джерелах, особливо в країнах Євросоюзу, технологія, що використовує канатну арматуру для створення напруження в монолітних залізобетонних конструкціях, називається "постнапру-ження" або "post-tensioning". Цей термін використовується в офіційному документі, що містить вимоги до елементів, що використовуються для здійснення постнапруження.[15, 16]

У процесі постнапруження, після досягнення встановленої міцності бетону, арматура піддається натягу. Дані канати розташовані відповідно епюри згинальних моментів. Цим самим створюючи реактивне зусилля.

Вимоги щодо міцності бетону для натягу канатів зазначаються у проекті. Анкерні системи використовуються для закріплення арматури всередині бетону. Спеціальні кінцеві анкери встановлюються на кінцях конструкції, фіксують арматуру і передають сили попереднього напруження на бетон.

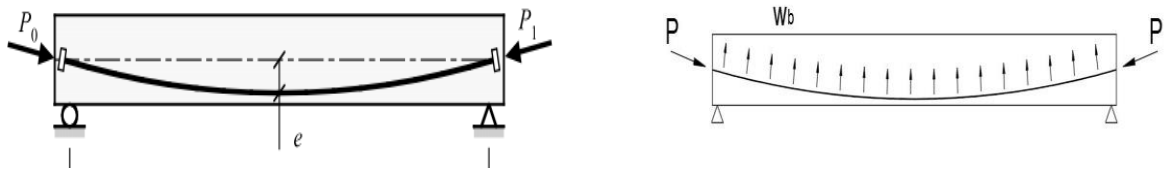
Принцип постнапруження зображено на рис. 1.

У будівництві, системи постнапруження з використанням канатної арматури є поширеним практичним рішенням.

Існують дві принципові схеми:

• Система постнапруження зі зчепленням напруженої арматури з бетоном

• Система постнапруження без зчеплення напруженої арматури з бетоном (див. рис.2, 3).



а б

Рис. 1. Принципова схема розташування попередньо напружених канатів (а) та реактивні зусилля від попереднього напруження (б).

Fig. 1. Schematic diagram of the location of post-tensioning ropes (a) and reactive forces from post-tensioning (б).

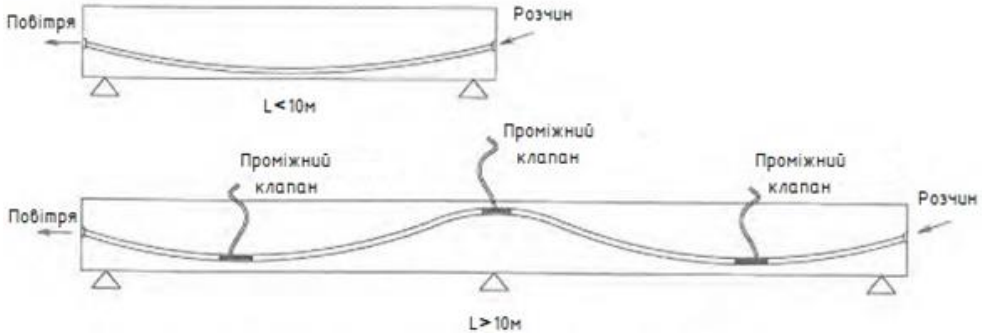


Рис. 2. Принципова схема постнапруження зі зчепленням напруженої арматури з бетоном

Fig. 2. Schematic diagram of post-tensioning with the connection of stressed reinforcement to concrete

У громадському будівництві в Україні використовується технологія без зчеплення канатів, оскільки вона є зручнішою, не вимагає складного ін'єктування порожнин і менше залежить від погодних умов, що дозволяє проводити будівництво протягом усього року. Попередньо напруженні канати використовують як плитах так і в балках.

Основна концепція цього методу полягає в тому, що під час арматурних робіт між верхньою та нижньою сіткою арматури встановлюється арматурний канат, який знаходиться всередині оболонки і затримується у криволінійному положенні відповідно до епюри згинальних моментів.

Рис. 3. Система постнапруження без зчеплення напруженої арматури з бетоном

Fig. 3. Post-tensioning system without coupling of stressed reinforcement to concrete

Основним елементом є арматурний канат К7 який використовується в декількох діаметрах а саме 15.2 та 15.7 мм (рис. 4). У

процесі арматурних робіт канат розташовується в арматурних каркасах і фіксується на торцях конструкції за допомогою анкерів та цанг. Натяг канату здійснюється за допомогою гідравлічного обладнання

.

Рис. 4. Канат діаметром 15,7 мм для попередньо напружених конструкцій
Fig. 4. Rope with a diameter of 15.7 mm for post-tensioning structures

Розрахунок, як правило, виконують в програмних комплексах. В роботі використано ПК ЛІРА САПР

Якщо розглянути методики розрахунку то можливо виділити чотири а саме:

1. Методика розрахунку з моделюванням попередньо напружених канатів зміщених за допомогою жорсткої вставки (рис. 5)

2. Методика розрахунку з моделюванням попередньо напружених канатів зміщених за допомогою ПК САПФІР-3D (рис. 6)

3. Методика розрахунку з моделюванням реактивних сил від попереднього напруження (рис. 7)

4. Методика розрахунку з моделюванням об’ємних скінчених елементів (рис. 8)

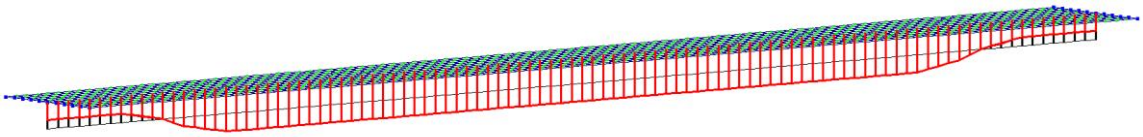


Рис. 5. Моделюванням попередньо напружених канатів зміщених за допомогою жорсткої вставки
Fig. 5. Simulation of prestressed ropes displaced by rigid insertion

Рис. 6. Моделювання канатів за допомогою ПК САПФІР-3D.
Fig. 6. Modeling ropes using the SAPFIR-3D

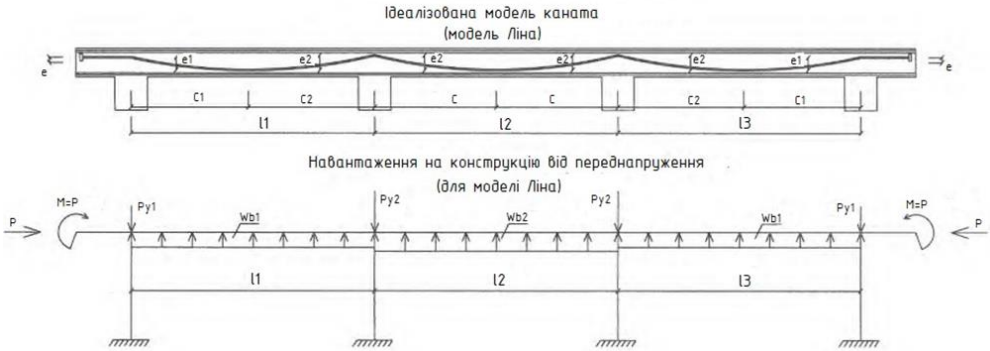


Рис. 7. Модель Ліна та навантаження на конструкцію
Fig. 7. Lin's model and load on the structure

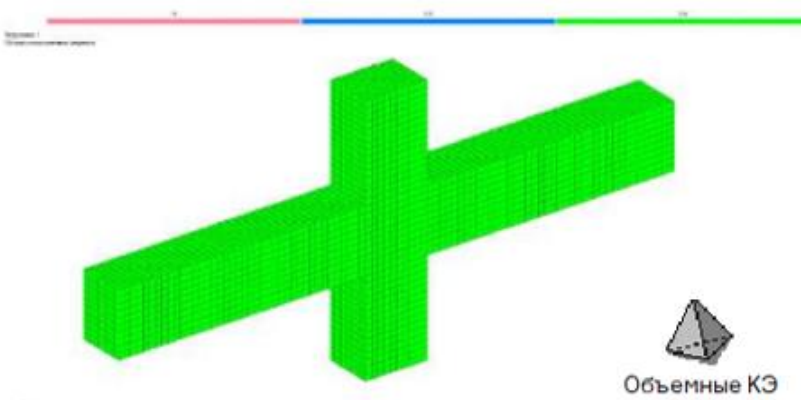


Рис. 8. Модель із об'ємно скінчених елементів з КЭ-236
Fig. 8. Model of volumetric finite elements from KE-236

Методика розрахунку з моделюванням попередньо напружених канатів зміщених за допомогою жорсткої вставки

В основі цієї методики лежить зміщення канатів по контуру епюри згинальних моментів, для моделювання найбільш точної роботи безпосередньо користувачем в ПК ЛІРА. Основні етапи моделювання включають:

1. Побудова розрахункової моделі (моделювання основних фізико-механічних параметрів)
2. Моделювання жорстких вставок для канату з максимальним наближенням до епюри згинальних моментів (рис. 9)
4. Присвоєння навантаження за допомогою температурного впливу (рис. 10)

1: X1	1: Y1	1: Z1	2: X1	2: Y1	2: Z1	N
		-0.200			-0.220	1
		-0.220			-0.250	1
		-0.250			-0.270	1
		-0.270			-0.300	1
		-0.300			-0.350	1
		-0.350			-0.400	1
		-0.400			-0.420	1
		-0.420			-0.450	1
		-0.450			-0.470	1
		-0.470			-0.500	1
		-0.500			-0.470	1
		-0.470			-0.450	1
		-0.450			-0.420	1
		-0.420			-0.400	1
		-0.400			-0.350	1
		-0.350			-0.300	1
		-0.300			-0.270	1
		-0.270			-0.250	1
		-0.250			-0.220	1
		-0.220			-0.200	1
		-0.200			-0.200	14
		-0.500			-0.500	66
		-0.300			-0.300	100

Рис. 9. Параметри жорстких вставок елементів
Fig. 9. Parameters of rigid insertions of elements

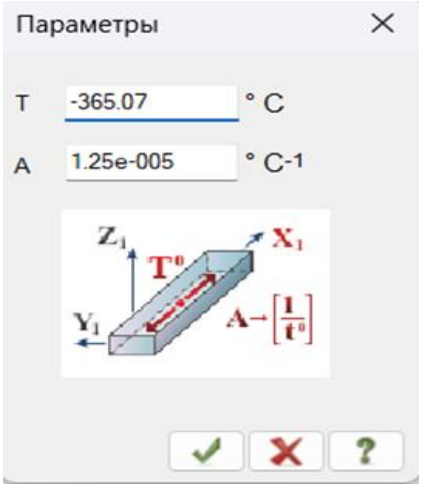


Рис. 10. Температурне навантаження, що діє на канат
Fig. 10. Temperature load acting on the rope

Методика розрахунку з моделюванням попередньо напружених канатів зміщених за допомогою ПК САПФІР-3D

В основі методики є моделювання канатів за допомогою ПК САПФІР з подальшою передачею даних в ЛІРУ-САПР.

Основі етапи моделювання включають:

.

1. Моделювання підкладки в вигляді файлу .dxf (рис. 11) В якій змодельована балка та контур канату

2 . Пеедача розрахункової моделі з ПК-ЛІРА АПР до САПФІР-3D (рис. 12)

3. Моделювання за допомогою «Нодів» зв'язку між .dxf підложкою і розрахункової моделі рис. 13-14)

Після розрахунку за допомогою нодів можливо отримати основні дані для подальшого проектування постнапруження для 1-го канату

4. Передача результатів до ПК ЛІРА-САПР максимально наближеною схемою розташування канату (рис. 15)

Передавши розрахункову модель разом з канатом можливо отримати максимально наближене розташування канату відповідно до епюри згинальних моментів. Після розрахунку за допомогою нодів (рис. 14) можливо відразу перекладати температурні навантаження і отримати максимальні прогини після постнапруження елементу

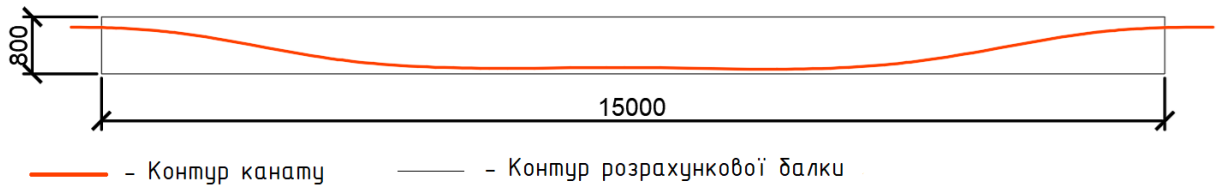


Рис. 11. Підложка в .dxf форматі
Fig. 11. Substrate in .dxf format

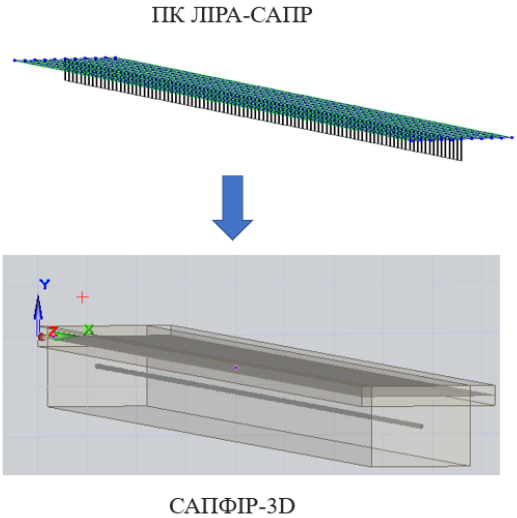


Рис. 12. Передача розрахункової моделі з ПК-ЛІРА САПР до САПФІР-3D
Fig. 12. Transfer of the calculation model from LIRA-SAPR to SAPFIR-3D

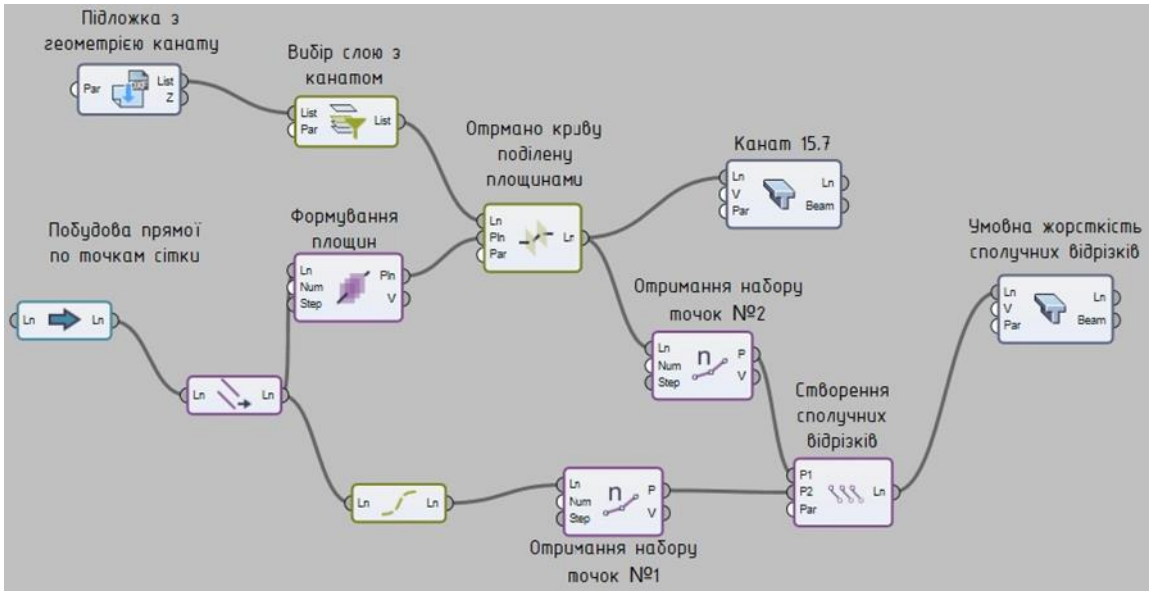


Рис. 13. Використані ноди для побудови зв'зків між підложкою та розрахунковою моделлю
Fig. 13. Nodes are used to build connections between the substrate and the calculation model

Нод Канат [261], выход 0

Расчет потерь каната

Ap [mm2]	1	150
teta [deg]	2	50
Lt [m]	3	17.73
Pmax [kN]	4	221.40
DPmu [kN]	5	13.31
DPsl [kN]	6	14.85
DPel [kN]	7	2.24
DPr [kN]	8	0.00
DP1 [kN]	9	30.39
DG1 [MPa]	10	202.62
DP1/Pmax [%]	11	13.73
Pm0 [kN]	12	191.01
Dl [mm]	13	115.79
DP2 [kN]	14	30.26
DG2 [MPa]	15	201.72
DP2/Pmax [%]	16	13.67
1-P/Pmax [%]	17	27.39
P [kN]	18	160.75
G [MPa]	19	1071.66
T	20	365.07
Err	21	-

Экспорт в файл *.htm

Основні значення

1 – Переріз канату
2 – Сума кутових переміщень
3 – Довжина тросу
4 – Максимальне напруження
5 – 8 – Складові втрат 1-го роду
9 – Сума втрат 1-го роду
12 – Початкова сила напруження
13 – Відносне видовження канату
14 – Втрати 2-го порядку
17 – Загальні втрати у %
18 – Натяг в тросі після всіх втрат
19 – Зусилля в тросі після всіх втрат
20 – Температурний вираз напруги після всіх втрат

Рис. 14. Основні дані при розрахунку 1-го канату
Fig. 14. Main data for the calculation of the 1 rope

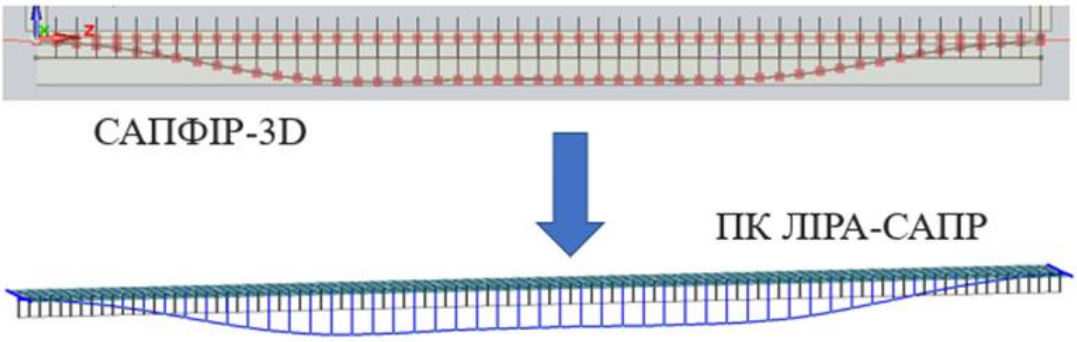


Рис. 15. Передача результатів до ПК ЛІРА-САПР
Fig. 15. Transmission of results to LIRA-SAPR

Методика розрахунку з моделюванням реактивних сил від попереднього напруження

В методиці відбувається заміна канту в розрахунковій моделі на реактивні сили що розподілені рівномірно по елементу і на торцях.

Дана модель поділяється на 3 види:

1. Ідеалізована модель або Модель Ліна (рис. 16)
2. Напівідеалізована модель (рис. 17)
3. Фактична модель (рис. 18)

Ідеалізована модель вперше була запропонована в середині 1950-х років. американським вченим Ліном. Цей підхід дозволяє надзвичайно просто і з високою точністю моделювати переднапруження в конструкції, завантажуючи її рівномірно розподіленими навантаженнями та зосередженими силами. Даний метод також називають методом «балансу навантаження»

Напівідеалізована модель враховує наявність прямолінійних ділянок напруженої арматури над колонами.

Фактична модель має більш поглиблений розрахунок, враховуючи точки перегину і ділянки нерівномірного навантаження, і найбільш наближена до фактичної роботи канатів в постанпруженні.

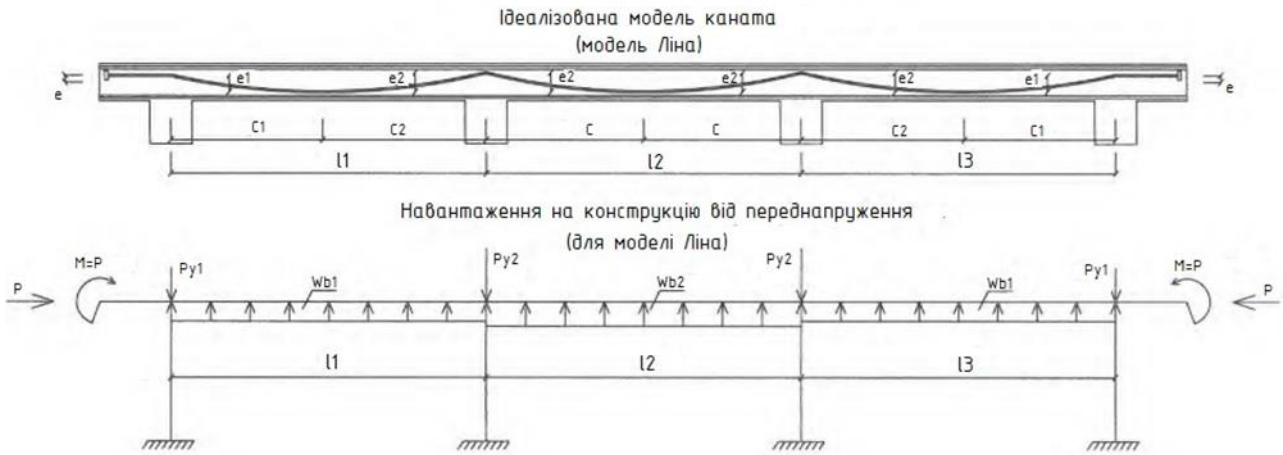


Рис. 16. Ідеалізована модель (Модель Ліна)
Fig. 16. Idealized model (Lin's model)

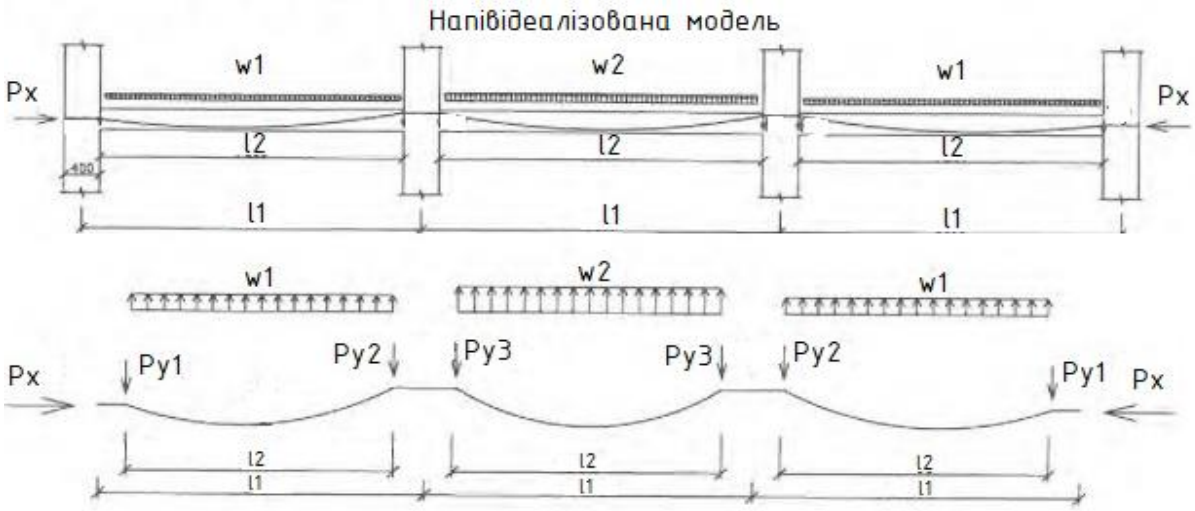


Рис. 17. Напівідеалізована модель
Fig. 17. Semi-idealized model

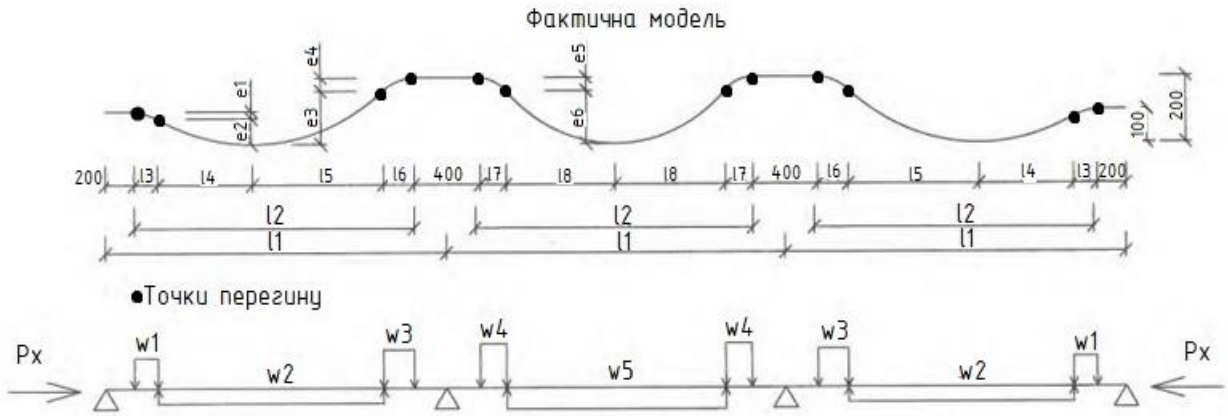


Рис. 18. Фактична модель
Fig. 18. Actual model

Методика розрахунку з моделюванням об'ємних скінчених елементів

Моделювання схеми за допомогою об'ємних елементів, в практичній діяльності майже не використовується , так як займає більше часу і ресурсів, але більш поширене своє застосування має в науковій діяльності з невеликими обсягами для розрахунку[17].

ВИСНОВКИ

Все більше людей виявляє зацікавленість у використанні технології попереднього напруження канатної арматури "на бетоні" і її застосування у будівництві постійно зростає.

Зараз актуальним завданням є проведення досліджень стосовно конструкцій, а також розробка методик розрахунку таких конструкцій. Велике значення досліджень полягає у можливості розширення використання монолітних конструкцій з попереднім напруженням канатної арматури "на бетоні". Це передбачає необхідність дослідження таких конструкцій та розробку нових нормативних документів для їх проектування.

Застосування технології попереднього напруження "на бетоні" (постнапруження) у монолітних залізобетонних конструкціях перекриття дозволяє збільшити розміри між несучими вертикальними елементами (колонами та пілонами) і зменшити розміри поперечного перерізу балок та плит перекриття.

У деяких випадках використання цієї технології стає єдиним оптимальним рішенням з технічних і економічних міркувань. Дослідження монолітних попередньо напружених залізобетонних конструкцій мають велике значення і відкривають перспективи для подальшого масового використання.

Актуальною задачею є порівняння різних методик розрахунку попередньо напружених конструкцій, яку ми плануємо виконати в подальших дослідженнях.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Сморкалов Д.В.** Монолітні залізобетонні конструкції з попередньо напруженими канатами // *Будівельні конструкції. Теорія і практика. КНУБА.- вип.10,2022р. С. 136-142*
2. **Журавський О.Д., Тимощук В.А.** Розрахунок плоских залізобетонних плит, підсилених зовнішньою напруженою арматурою. // *Будівельні конструкції. Теорія і практика: зб. наук. пр. Київ, КНУБА, 2017. Вип. 1. С. 193-198*
3. **Журавський О.Д., Тимощук В.А.** Розрахункова модель плоских залізобетонних плит, підсилених зовнішньою напруженою арматурою. // *Вісник Львівського національного аграрного університету. Серія : Архітектура і сільськогосподарське будівництво. - 2018. -*

№ 19. - С. 41-45

4. **Журавський О. Д., Мельник І. В.** Робота монолітних залізобетонних плит з постнапруженою арматурою // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва. - 2013. - № 755. - С. 135-138
5. **Журавський О.Д., Тимощук В.А.** Дослідження плоскої залізобетонної плити підсиленої зовнішньою напруженою арматурою // *Будівельні конструкції. Теорія і практика: зб. наук. пр. Київ, КНУБА, 2020. Вип. 7. С. 4-11*
6. **Єсипенко А.Д., Михайлець О.С.** Системи попереднього напруження на бетон за допомогою канатної арматури. // *Будівельне виробництво. Вип. №49, -2008.- С.102.*
7. **Петрик Ю.М.** Впровадження в Україні монолітних залізобетонних конструкцій з напруженням канатної арматури на бетон (постнапруження) та їх натуральні випробування. // *Містобудування та територіальне планування. Вип. 61.К-КНУБА.-2016р. С. 335-342*
8. **Петрик Ю.М., Бамбура А.М.** та ін**.** Натурні випробування інноваційного рішення збірно-монолітного перекриття з пустотними попередньо напруженими плитами та прихованими ригелями. // Наука та будівництво №2 (12), 2017р. 19-25с.
9. **Петрик Ю.М.** Впровадження в Україні монолітних залізобетонних конструкцій з напруженням канатної арматури на бетон (постнапруження) та їх натурні випробування // *Містобудування та територіальне планування. Вип. 61 – 2016. 335-342 с.*
10. **ДБН В.2.6-98:2009.** Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – *Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. 71с.*
11. **ДСТУ Б.В.2.6-156:2010** Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування– *Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. 166с.*
12. **ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010** Еврокод 2 Проектування залізобетонних конструкцій Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд
13. **Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморкалов Д.В.** Розрахунок за міцністю нормальних та похилих до поздовжньої осі перерізів згинальних елементів за ДБН В.2.6-98:2009 // *Навчальний посібник.-К.:КНУБА, 2011. 96 с.*
14. **EN 1992-1-1:2004** Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1: *General rules and rules for building*
15. **European Technical Approval** Post-Tensioning Systems *03/0036, - 2018. – 82p*
16. **European Technical Approval** Post-Tensioning Systems *06/0022, - 2016. – 47p*
17. **Козак О.В.** Розрахунок вузлів монолітних рам з напружуваною арматурою на бетон в розрахунковому комплексі «ЛІРА-САПР» // *Будівельні конструкції. Теорія і практика: зб. наук. пр. Київ, КНУБА, 2019. Вип. 5. С. 32-38*
18. **ETA - 05 / 0123 .** Post - tensioning kit for prestressing of structures with bars , internal bonded and unbounded and external , 2005 .
19. **Aalami, Bijan O.** Post-Tensioned Buildings: Design and Construction - *International Edition, 2014 – 404c.*

REFERENCES

1. **Smorkalov D.V.** Monolitni zalizobetonni konstruktsii z poperedno napruzhenymy kanatamy // *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka, KNUBA, Vyp.-10, 2022. S. 136-142.*
2. **Zhuravskyi O.D., Tymoshchuk V.A.** Rozrakhunok ploskykh zalizobetonnykh plyt, pidsylenykh zovnishnoiu napruzhenoiu armaturoiu. // *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka: zb. nauk. pr. Kyiv, KNUBA, 2017. Vyp. 1. S. 193-198.*
3. **Zhuravskyi O.D., Tymoshchuk V.A.** Rozrakhunkova model ploskykh zalizobetonnykh plyt, pidsylenykh zovnishnoiu napruzhenoiu armaturoiu. // *Visnyk Lvivskoho natsionalnoho ah-rarnoho universytetu. Seriia: Arkhitektura i silskohospodarske budivnytstvo. - 2018. - № 19. - S. 41-45*
4. **Zhuravskyi O. D., Melnyk I. V.** Robota monolitnykh zalizobetonnykh plyt z postnapruzhenoiu armaturoiu // *Visnyk Natsionalnoho universytetu "Lvivska politekhnika". Teoriia i praktyka budivnytstva. - 2013. - № 755. - S. 135-138.*
5. **Zhuravskij O.D., Timoshuk V.A.** Doslidzhennya ploskoyi zalizobetonnoyi pliti pidsilenoyi zovnishnoyu napruzhenoyu armaturoyu // *Budivelni konstrukciyi. Teoriya i praktika: zb. nauk. pr. Kiyiv, KNUBA, 2020. Vip. 7. S. 4-11*
6. **Yesipenko A.D., Mihajlec O.S.** Sistemi poperednogo napruzhennya na beton za dopomogoyu kanatnoyi armaturi. // **Budivelne virobnictvo. Vip. №49, -2008.- S.102.**
7. **Petrik Yu.M.** Vprovadzhennya v Ukrayini monolitnih zalizobetonnih konstrukcij z napruzhennyam kanatnoyi armaturi na beton (postnapruzhennya) ta yih naturalni viprobuvannya. // *Mistobuduvannya ta teritorialne*

planuvannya. Vip. 61.K-KNUBA.-2016r. S. 335-342

8. **Petrik Yu.M., Bambura A.M.** ta in. Naturni viprobuvannya innovacijnogo rishennya zbir-no-monolitnogo perekrittya z pustotnimi poperedno napruzhennimi plitami ta pri-hovanimi rigelyami. // *Nauka ta budivnictvo №2 (12), 2017r. 19-25s.*
9. **Petrik Yu.M.** Vprovadzhennya v Ukrayini mo-nolitnih zalizobetonnih konstrukcij z na-pruzhennyam kanatnoyi armaturi na beton (pos-tnapruzhennya) ta yih naturni viprobuvannya // *Mistobuduvannya ta teritorialne planu-vannya. Vip. 61 – 2016. 335-342 s*
10. **DBN V.2.6-98:2009.** Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni kons-truktsii. Osnovni polozhennia. – *Minrehion Ukrainy. Kyiv, 2011. 71s.*
11. **DSTU-B.V.2.6-156:2010** Betonni ta zalizobetonni konstruktsii z vazkogo betonu. Pravyla proektuvannya – *Minrehion Ukrainy. Kyiv, 2011. 166s.*
12. **DSTU-N B EN 1992-1-1:2010** Evrokod 2 Proektuvannya zalizobetonnih konstrukcij Chastina 1-1. Zagalni pravila i pravila dlya sporud
13. **Murashko L.A., Kolyakova V.M., Smorkalov D.V.** Rozrahunok za micnistyu normalnih ta pohilih do pozdovzhnoyi osi pereriziv zginalnih elementiv za DBN V.2.6-98:2009 // *Navchalnij posibnik.-K.:KNUBA, 2011. 96 s.*
14. **EN 1992-1-1:2004** Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1: *General rules and rules for building*
15. **European Technical Approval** Post-Tensioning Systems 03/0036, - *2018. –82p*
16. **European Technical Approval** Post-Tensioning Systems 06/0022, - *2016. –47p*
17. **Kozak O.V.** Rozrakhunok vuzliv monolitnykh ram z napruzhuvanoiu armaturoiu na beton v rozrakhunko-vomu kompleksi «LIRA-SAPR» *Budivelni konstrukciyi. Teoriya i prak-tika: zb. nauk. pr. Kiyiv, KNUBA, 2019. Vyp. 5. S. 32-38*
18. **ETA - 05 / 0123 .** Post - tensioning kit for pre-stressing of structures with bars , internal bonded and unbounded and external , 2005 .
19. **Aalami, Bijan O.** Post-Tensioned Buildings: Design and Construction - *International Edition, 2014 – 404c.*

CALCULATION METHODS OF MONOLITHIC REINFORCEDCONCRETE STRUCTURES WITH POST-TENSION REINFORCING ROPES

Dmytro SMORKALOV
Volodymyr VYNOKUR

Summary. In Ukraine, the use of "post-tension-ing" technology, which consists in the use of mono-lithic structures with pre-tensioned ropes, is grow-ing. Domestic construction practice uses the term "prestressed reinforced concrete structures with ten-sion of cable reinforcement on concrete." Post-ten-sioning technology is a modern approach to con-struction that allows you to create monolithic struc-tures with great strength and stability. Its main ad-vantage is the use of pre-tensioned ropes, which provide additional structural strength.

In this article, the main methods of calculating such monolithic reinforced concrete structures are presented and the experience of using this technol-ogy in the construction of public buildings in Ukraine is presented.

The use of prestressed reinforced concrete struc-tures with the tension of cable reinforcement on concrete has numerous advantages. They are more durable, resistant to deformations and able to sup-port large loads. Such structures are used in the con-struction of bridges, overpasses, high-rise buildings and other industrial and civil structures.

Ukraine is increasingly adopting modern and ef-ficient construction methods, which is confirmed by the increased use of this technology. This helps to improve the quality and reliability of building struc-tures, and also ensures optimal use of materials and resources.

In general, the article aims to promote the popu-larization, study and development of monolithic structures with pre-tensioning of cable reinforce-ment on concrete, as well as the creation of an ap-propriate regulatory and legal environment for their design and construction. This will help improve the quality and safety of building structures and ensure further progress in the construction industry of Ukraine.

Keywords. Post-tensioned monolithic reinfor-ced concrete structures; post-tensioned; rope; anchor; methods; calculation of structures

Стаття надійшла до редакції 21.05.2023

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.12.2023.84-92
УДК 628.34

ОЧИСТКА СТІЧНИХ ВОД ПРОМИСЛОВИХ ПІДПРИЄМСТВ ВІД СПОЛУК КАДМІЮ

Олексій Терновцев[1], Олена Зоря[2], Вікторія Стоянова[3]

[1,2,3] Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
[1] aternovtsev@gmail.com, http://orcid.org/0000-0003-1761-2444
[2]zoriaolena@gmail.com, http://orcid.org/0000-0002-4878-5164
[3]victoriya199420@gmail.com, http://orcid.org/0000-0003-2510-3586

Анотація. Стаття присвячена проблемі вирішення актуальної задачі екології – раціональному використанню водних ресурсів. Найбільш шкідливими і розповсюдженими токсичними речовинами стічних вод, а в деяких випадках і природніх є сполуки важких металів, зокрема кадмію, який належить до 2-го класу небезпеки.

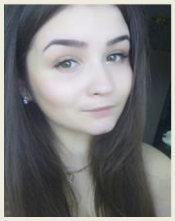
Наявність великої кількості метолопереробних підприємств, хімічного, машинобудівного, металургійного профілю які мають гальванічні цехи для нанесення металевого покриття, що приводить до утворення великої кількості металовмісних стоків, що робить проблему очищення стічних вод з вмістом важких металів доволі актуальною.

Серед розроблених підходів важливе місце займають сорбційні методи, які забезпечують найбільш повне вилучення токсичних іонів, особливо із розчинів з низькою концентрацією, яка перевищує допустимі норми. Успішний розвиток сорбціцної технології очищення води полягає в розробці високоякісних сорбентів.

Розробка ефективних методів очищення стічних вод промислових підприємств від іонів важких металів є актуальною проблемою сьогодення. Представлено результати експериментальних досліджень очистки води від іонів кадмію з використанням феромагнітних сорбентів, отриманих з відпрацьованих промислових розчинів. Визначено оптимальні параметри процесу очистки від дози магнетиту, pH середовища, при різному співвідношені Fe^{2+} : Fe^{3+} в магнетиті.

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

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



Вікторія СТОЯНОВА
здобувач вищої освіти рівня PhD кафедри водопостачання та водовідведення,
лаборант «Лабораторії води» КНУБА

Ключові слова. Стічні води; важкі метали; гальванотехніка; ефект очистки; ферит; оксиди заліза; кадмій.

ВСТУП

У поверхневих водах річкового басейну Дніпра виявлено 161 забруднювач, зокрема гербіцид атразин, метали кадмій і нікель.

© О.ТЕРНОВЦЕВ, О.ЗОРЯ, В.СТОЯНОВА, 2023

Це загрожує здоров'ю населення України та може спричинити екологічну катастрофу [1]. Такі висновки екологічного дослідження оприлюднила пресслужба Рахункової палати України. Результати аудиту ефективності цільової програми розвитку водного господарства та екологічного оздоровлення басейну річки Дніпро свідчать, що показники якості води в річці невпинно погіршуються. Кадмій потрапляє у водні об'єкти із погано очищеними стічними водами.

Стічні води, що містять кадмій, утворюються переважно в результаті технологічних операцій в гальванотехниці, при виготовленні барвників, а також при збагаченні поліметалевих руд. Кадмій використовують в атомній і ракетній техніці, виробництві лужних акумуляторів, він входить до складу полімерів (в якості стабілізаторів), спеціальних сплавів і антикорозійних покриттів, які використовують в харчовій промисловості і водопровідній практиці.

Сполуки кадмію надзвичайно отруйні. Впливають на більшість систем організму – органи дихання і шлунково-кишковий тракт, центральну і периферичну нервову системи [12]. Механізм дії сполук кадмію полягає в пригніченні активності ряду ферментів, порушенні фосфорно-кальціє-вого обміну, порушення метаболізму мікроелементів (Zn ,Cu, Mn, Se). ГДК кадмію у воді водоймищ становить 0.001 мг/л, лімітуючий показник шкідливості – санітарнотоксикологічний [9].

В природному середовищі він зустрічається, як правило, в невисоких концентраціях, які не викликають біологіч-них ефектів. В нормальних геохімічних умовах вміст кадмію в природних водах не перевищує 0.05 – 1мкг/л, однак в кадмієвих геохімічних провінціях досягає 10мкг/л. Джерелом більш високих концентрацій кадмію (декількох десятків мікрограмів на 1л) у воді служать неочищені стоки промислових підприємств. За кордоном використання металевих труб і резервуарів з гальванічним покриттям та неякісних пластмасових труб для подачі води в ряді випадків супровод-жувались підвищенням рівня кадмія у воді до 0,2 – 4 мг/л. У водоймах кадмій сорбується завислими речовинами і з ними осідає на дно. При підвищенні pH води кадмій знову переходить у воду. Кадмій шкодить рослинам і екосистемам в цілому, руйнує здоров'я людини, розповсюджуючись по харчовому ланцюгу. Іони кадмія належать до забруднювачів 2-го класу токсичності, що обумовлює необхідність відділення стічних вод із вмістом іонів кадмію в окремий потік і його локальне знешкодження. В зв'язку з чим вилучення і нейтралізація кадмію є однією з пріорітетних екологічних задач.

Для вилучення іонів кадмію з розчинів традиційно використовують такі методи як: реагента обробка, іонний обмін та мембранні методи [10]. Основним методом вилучення іонів кадмію з стічних вод є сумісне осідання гідроксидів важких металів під дією вапняного молока. Існуючі на сьогодні технології, які забезпечують екологічно безпечну якість стічних вод, не знайшли широкого розповсюдження по різним причинам, основна з яких – економічна недоцільність. Виникає необхідність в розробці і впровадженні автоматизованих розгалужених технологічних схем на базі існуючих, впровадження перспективних способів очистки, необхідна модернізація очисних споруд з використанням новітніх технологій очистки і обладнання.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Сучасний науково-технічний прогрес пов'язаний з постійним прискоренням темпів споживання водних ресурсів і розвитком виробництв. 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 харак-терними і небезпечними забруднюючими речовинами

стічних вод основних галузей промисловості є екстрагуючі речовини, ПАВ, іони важких металів (мідь, залізо, цинк, нікель), різні органічні речовини.[3] 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 [4]. Найбільш доцільним способом утилізації гальванічних шламів представляється комплексне вилучення з них коштовних речовин, однак всі розроблені технології потребують використання багатостадійних процесів з використанням різноманітних, в тому числі токсичних реагентів (хімічні) або значних витрат енергії (електрохімічні) методи [5]. Крім того, реалізація таких процесів потребує значних капітальних вкладень. Одним з перспективних напрям-ків вирішення проблеми ліквідації шламів є їх хімічна стабілізація методом феритизації - модифікації реагентного очищення стічних вод від іонів важких металів за допомогою залізовмісних реагентів [7].

При постійному зростанні дефіциту води «свіжої» якості більшість дослідників та розробників пропонують очищені стічні води розглядати як важливе джерело водопостачання промислового підприємства.

Виходячи з цього, системи водопостачання та водовідведення промислового підприємства необхідно розглядати як єдиний технологічний комплекс. Проблема очистки і багаторазового використання промислових стічних вод не може бути вирішена тільки пошуками багатьох приватних способів, придатних для окремо взятого підприємства.

Для відпрацювання технології і уточнення впливу на технологічний режим процесу очистки стічних вод гальванічного виробництва від іонів важких металів дози магнетита, часу проведення реакції, pH середовища, концентрації іонів важких металів і температури використовувалась експериментальна установка, схема якої наведена на рис.1.

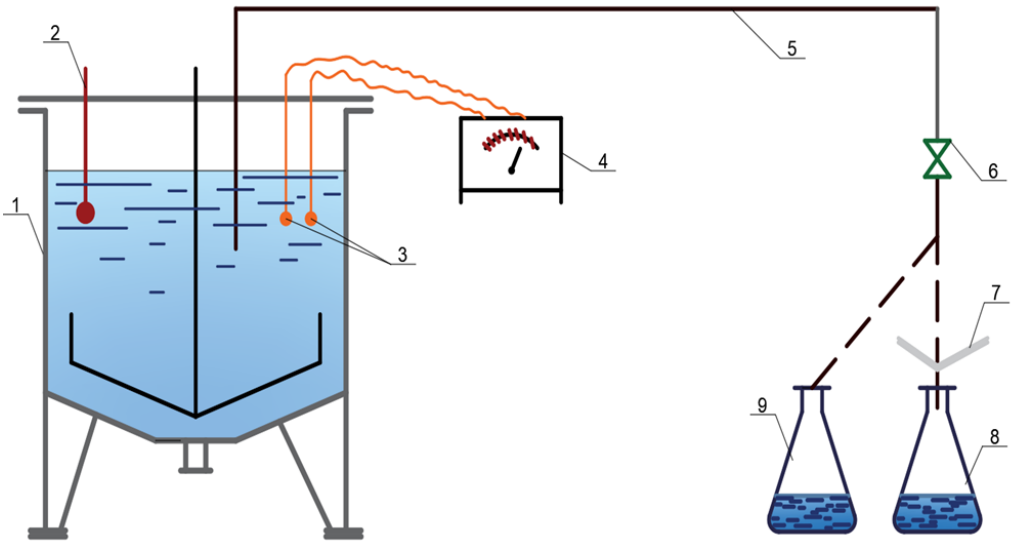


Рис.1. Схема експериментальної установки для дослідження процесу очистки стічних вод гальванічного виробництва від іонів важких металів

Fig. 1. Scheme of an experimental installation for the study of the process of purification of electroplating wastewater from heavy metal ions

Установка складається з реактора з мішальником (1), який являє собою стальну емальовану ємність діаметром 400 мм, висотою 535 мм, об'ємом 63 л. На валу нанесено поділки в см. для заміру глибини депресійної лійки, по якій визначали висоту підйому рівня рідини в реакторі. Мішальник з електродвигуном через автотранс-форматор має змінну частоту обертання від 0,2 до 5,8 $с^{-1}$. Термометр (2), датчики pH-метра (3,4) і поліетиленова трубка (5) діаметром 5 мм для відбору проб, яку закріпили в кришці реактора. Кран (6) з трубкою (5) працювали в режимі сифону. Проба відфільтрувалась через фільтрувальний папір (7), який було розміщено в лійці. Фільтрат збирався в колбу (8). Ємність (9) призначена для збору продуваємих стоків. При проведенні досліджень визначення впливу температури на кінетику процесу охолодження чи нагріву стічних вод виконувалось через кришку реактора від баку з водою. Вода через кришку реактора прокачувалась побутовим насосом продуктивністю 400 л/год. Вода в баку охолоджувалась льодом чи підігрівалась електрокип'ятильником.

Для визначення розміру частинок суспензії магнетиту відбирали 200 мл проби, відмитої до pH=6…7, а потім для стабілізації розчину і запобігання злипання окремих частинок в суспензію добавляли 25 мл 20% розчину лаурилсульфат натрію і обережно перемішували протягом 10 хвилин. Розчин відстоювали і декантували відстояну частину. В осад добавляли 25 мл 15% розчину желатину з температурою 35…45°С. Після цього пробу при неперервному обережному перемішуванні охолоджували до різкого збільшення в'язкості желатини і переходу її в желеподібний стан. В подальшому пробу зберігали при температурі 0…5°С.

Для мікроскопічного аналізу робили по десять зрізів з отриманної проби і з допомогою металографічного мікроскопу підраховували на кожному зрізі кількість частинок з різними інтервалами діаметрів, потім підрахунки сумували і методом математичної статистики визначали середнє значення. Середній діаметр частинок складає 0,84 мкм.

Щільність частинок визначали після фільтрації і сушки осаду при температурі 105°С протягом 2-ох годин методом гідростатичного зважування.

Методика проведення експериментів по вивченню процесу очистки стічних вод від іонів важких металів обумовлювалась метою дослідження. По-перше, процес необхідно проводити в умовах рівномірного розподілу частинок магнетиту по всьому об'єму камери реакції, і, по-друге, на першому етапі проведення дослідженнь вплив гідродинамічних факторів повинен бути мінімальним. Тому частоту обертання мішальника поступово збільшували за допомогою автотрансформатора до певної величини, коли всі частинки магнетита знаходились в зваженому стані, досягаючи однорідності перемішування.

Дослідження процесу очистки стічних вод гальванічного виробництва від іонів кадмію (II) з використання магнетита (рис.2).

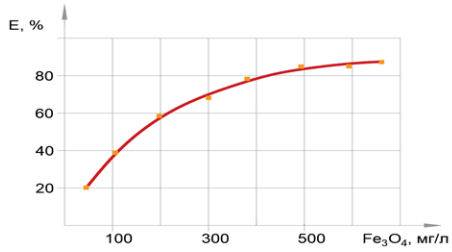


Рис.2. Залежність повноти очистки від дози магнетита ($C_{Cd2+поч.}$ – 62 мг/л, pH=8,0, магнетит із солей заліза)

Fig. 2. Dependence of the completeness of purification on the dose of magnetite (Ccd2+initial – 62 mg/l, pH=8.0, magnetite from iron salts)

При використанні магнетита, отриманого із розчинів солей заліза, повнота очистки 85…90% досягається при співвідношенні $Fe_3SO_4 : Cd^{2+}$ = 10:1.

Із отриманих залежностей видно, що повнота очистки залежить від способу і структури частинок при отримані магнетита.

В відповідності з запропонованою єдиною брутто-формулою оксигідратів частинки магнетита в водному розчині за рахунок іонно-електростатичних, магнітних і молекулярних сил знаходяться в оболонці, що

складається з гідроксильних іонів і гідроксидів заліза, утворюючи надміцелярні агрегати. Доводами на користь запропонованого хімізму очистки води від іонів кадмію (II) з використанням магнетита є результати вивчення залежності повноти очистки від pH середовища (рис.3) і фільтрації під напором при зневодненні осаду (рис.4). Магнетит отримували із солей заліза, з подальшою відмивкою pH=7,0.

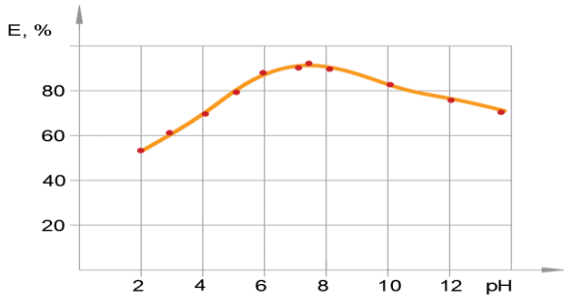


Рис.3. Залежність повноти очистки води від іонів кадмію (II) при різних pH середовища ($C_{Cd2+поч.}$ – 58 мг/л, C_{Fe2SO4}: C_{Cd2+} =10:1)

Fig. 3. Dependence of the completeness of water purification on cadmium (II) ions at different pH of the environment (Ccd2+ initial – 58 mg/l, CFe2SO4: Ccd2+ = 10:1).

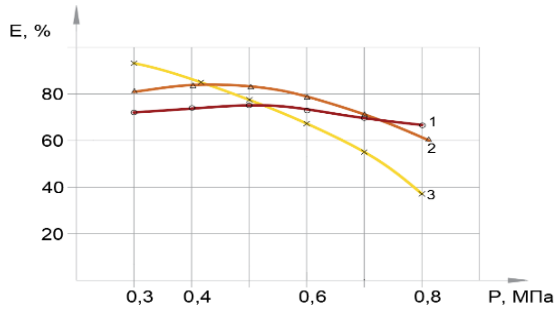


Рис.4. Залежність повноти очистки води від іонів кадмію (II) при різному напорі фільтрації (pH=8,0, $C_{Cd2+поч.}$ – 61 мг/л, C_{Fe2SO4}: C_{Cd2+} =10:1)
1 - d_{Fe3SO4} = 1,42 мкм; 2 - d_{Fe3SO4} = 0,82 мкм; 3 - d_{Fe3SO4} = 0,39 мкм

Fig. 4. Dependence of the completeness of water purification on cadmium (II) ions at different filtration pressures (pH=8.0, Ccd2+ initial – 61 mg/l, CFe2SO4: Ccd2+ =10:1)
1 - dFe3SO4 = 1.42 μm; 2 - dFe3SO4 = 0.82 μm; 3 - dFe3SO4 = 0.39 μm

При введенні суспензії магнетита в стічні води з pH < 5 в гідратній оболонці останнього знаходиться незначна кількість іонів OH , а при pH > 10 відбувається розчинення утворюваного гідроксида кадмію за рахунок надлишкової лужності. При підвищенні напору фільтрації більш ніж 0,6 МПа за рахунок тангенціональних сил відбувається відрив частинок гідроксиду кадмію з частинок магнетита.

Виходячи з запропонованого хімізму очистки води від іонів кадмію (II), на експериментальній установці (рис.1) досліджено вплив співвідношення Fe_2SO_4 : Fe^{3+} при отримані магнетита на повноту очистки, отримані результати наведено на рис.5.

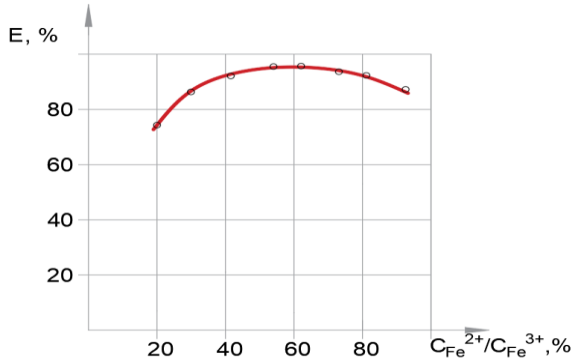


Рис.5. Залежність повноти очистки води від іонів кадмію (II) при різному сіввідношенні Fe^{2+} : Fe^{3+} в магнетиті (pH=7,0, $P_{фільтр}$=0,6 Мпа, $C_{Cd2+поч.}$ =56 мг/л)

Fig. 5. Dependence of the completeness of water purification on cadmium (II) ions at different Fe2+ : Fe3+ ratios in magnetite (pH=7.0, Pfilter=0.6 Mpa, Ccd2+ initial =56 mg/l)

Наведена залежність ще раз підтверджує запропонований хімізм очистки води від іонів кадмію (II) з використанням магнетита. Повнота очистки більше 95% досягається на частинках магнетита, які мають оболонку із гідроксиду заліза (II). При співвідношенні Fe^{2+} : Fe^{3+} =1:1 в феромагнітній суспензії утворюючийся гідроксид кадмію міцно утримується на магнетиті.

На феромагнітних сполуках повинен протікати процес сорбції і інших іонів важких металів.

Для глибокої очистки виробничих стічних вод методом сорбції рекомендує-

ться застосовувати апарати з механічним перемішуванням.

Камера реакції один із основних вузлів технологічної схеми очистки. Фактором, визначаючим ефективність очистки стічних вод з використанням магнетита є забезпечення хорошого контакту поверхні частинок магнетита з очищуваним середовищем. Для глибокого очищення промислових стічних вод методом сорбції рекомендується застосовувати аппарат з механічним мішальником, який дозволяє забезпечити достатню ступінь турбулізації потоку.

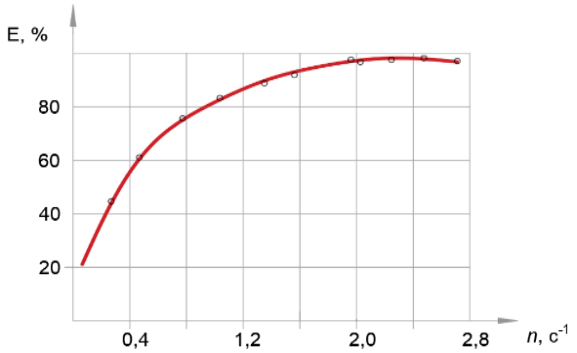


Рис.6. Залежність повноти очистки від частоти обертання мішальника (m=const, t=const)

Fig. 6. Dependence of the completeness of cleaning on the frequency of rotation of the mixer (m=const, t=const)

Результати експериментальних досліджень по виявленню впливу гідродинамічних факторів (n) на повноту очистки стічних вод від іонів кадмію (II) наведено на рис.6.

Із графіка видно, що оптимальна частота обертання мішальника n=1.8 c^{-1}, в той час, як з умов забезпечення однорідності перемішування, частота обертання мішальника, визначена n=2,0 c^{-1} . Неспівпадіння частоти обертання мішальника, визначенної різними методами, пояснюється тим, що при дотриманні умов однорідності перемішування за вміст магнетита в стічних водах приймався ваговий вміст його в пробі.

Процес очистки стічних вод від іонів важких метів методом сорбції і співосадження на магнетиті можна описати рівнянням осадження (1):

$$S+F_1 \rightarrow F_2 \qquad (1)$$

де S – рідка фаза;

F_1 – тверда фаза

Твердою фазою (F_1) слугує магнетит в виді флокул, пройшовших стадії хімічної конденсації: ядро – Fe_3SO_4, оболонка – FeOOH і $Fe(OH)_2$. Іони кадмію (II) знаходяться в розчині.

На основі вище сказаного запропонована фізична модель сорбції іонів кадмію (II) на магнетиті. Нехай в розчинні міститься *m* частинок магнетиту і *n* іонів кадмію (II). Розглянуто імовірність зіткнення частинок в розчині , що закінчується їх об'єднанням. Імовірність об'єднання іонів кадмію рівна 0, так як, між ними діють сили електростатичного відштовхування; імовірність об'єднання частинок магнетита також близька до 0, їх агрегатна стійкість обумовлена наявністю ζ потенціалу. Отже, ефективність очистки стічних вод від іонів кадмію (II) обумовлюється імовірністю об'єднання їх з частинками магнетита.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Ефективність очистки стічних вод з застосуванням магнетита залежить від умов формування частинок магнетита: разміру частинок, pH суспензії, співвідношення іонів Fe^{2+} : Fe^{3+} .

На основі запропонованої математичної моделі процесу отримано рівняння кінетики очистки води від іонів кадмію (II) з використанням магнетита, яке показує, що зміна концентрації іонів кадмію (II) при очистці методом сорбції і співосадження на магнетиті залежить від вихідної концентрації по видаляємим іонам, гідродинамічним параметрам роботи камери реакції, часу проведення процесу і дози магнетита.

Була розроблена експериментальна установка (рис.1) для виявлення впливу основних технологічних параметрів і гідродинамічних факторів на на повноту очистки стічних вод від іонів кадмію (II) методом сорбції і співосадження на магнетит.

Проведенні дослідження дають можливість застосування енергоресурсозберіга-

ючого методу очищення промислових стічних вод від іонів кадмію з використанням феромагнітних сорбентів.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Барановський В.А., Омельчук С.Т., Бардов В.Г.** Екологічні проблеми природних вод України. К.: *Центр екологічної освіти та інформації, 2000. 80с.*
2. **Викиди забруднюючих речовин та діоксиду вуглецю в атмосферне повітря** (1990-2018 рр.) [Електронний ресурс] / Офі-ційний Інтернет сайт Державної служби статистики України. – Режим доступу : http: *//www.ukrstar.gov.ua/operativ/menu/menu_u/ns.htm.*
3. **Zoria O., Ternovtsev O., Kapanytsia Yu., Zoria. D.** Resource-Saving Technology Of Industrial Wastewater Treatment From Nickel Compounds. *2nd International Symposium of Earth, energy, environmental science and sustainable development 2021*, Volume 2534, Issue 1. DOI:https://doi.org/10.1063/5.0106509
4. **Зоря О.В., Терновцев О.В., Зоря Д.І.** Очистка стічних вод промислових підприємств від сполук міді феритизацією. *Будівельні конструкції. Теорія та практика. зб. наук. пр. Київ, КНУБА, 2021. Вип.8.* DOI: https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.58-68
5. **Gomelya, N.D., Trus, I.N., Nosacheva, Y.V**. (2014) Water purificatio of sulfates by liming when adding reagents containing aluminium. *Journal of Water Chemistry and Technogy, 36 (2), 70 – 74.* DOI: https://doi.org/10.3103/s1063455x14020040
6. **Gomelya, N.D., Trus, I.M.,Radovenchyk, I.V**. (2014). Influence of stabilizing water treatment on weakacid cation exchange resin inacidic form on quality of mine water nanofiltration desalination. *Naukovyi Visnyk Natsionalnoho Hirnychoho Universytetu, 5, 100 – 105* .
7. **Долина, Л.Ф.** Проектирование и расчет сооружений и установок для физико-химической очистки производственных сточных вод [Текст]: *учебное пособие / Л.Ф. Долина – Д.: Континент, 2004. – 227 с.*
8. **Долина, Л.Ф.** Современная техника и технологии для очистки сточных вод от солей тяжелых металлов [Текст]: *Моногра-фия // Л.Ф. Долина – Дн-вск.: Континент, 2008. – 254 с.*
9. **Беспамятнов Г.П.** Предельно-допустимые концентрации химических веществ в окружающей среде / *Г.П. Беспамятнов, Ю.А. Кротов. – Л.: Химия, 1985. – 120 с.*
10. **Gardea Torrestey Jorge L.** Influence of chemical modification of algae biomass on its ability to adsorb heavy metal ions / Gardea Torrestey Jorge L. Becker-Hapan Michelle K. And other *// Envirion Sci. And Technol. – 1990/ - Vol. 24. – P.1372-1377.* *DOI:* https://doi.org/10.1021/es00079a011
11. **Алексеенко В.А.** Экологическая геохимия: [учебник]. *– М.: Логос, 2000. – 624 с.*
12. **Архіпова Г.І.** Вплив надлишкового вмісту важких металів у питній воді на організм людини / *Г.І. Архіпова, Т. О. Мудрак, Д. В. Заверта*на. *// Вісник НАУ. – 2010. - №1. – С.233-235.*
13. **Виноградов С.С.** «Экологически безопасное гальваническое производство». Изд. 2-е, перераб. и доп.; */ Под ред. проф. В.Н. Кудрявцева. (Прил. К журналу Гальвано-техника и обработка поверхности). М.; Глобус, 2002. 352 с.*
14. **Шкундина С**. Очистка сточных вод. Ферроферригидрозоль из наночастиц // *Печатный монтаж. Вып. №3.- 2011.-С.19-23.*
15. **Филипчук В**. Доочистка металомістких стічних вод від іонів важких металів / Филипчук В. // Вісник ТДТУ. – Тернопіль : ТДТУ, 2002. – Том 7. – № 3. – С. 139–143. – (Хімія. Хімічна, біологічна та харчові технології). URI : http://elartu.tntu.edu.ua/handle/lib/38333
16. **Коваленко Д.Г.** Современное состояние и перспективы развития гальванопроизводств // *Перспективная технология производства РЭА. – Л., 1991.- №3.- С.3-5.*
17. **Мисник О.Ф.** Забрудненість питної води солями важких металів та вилучення їх з розчинів нанокомпозитом цирконію (IY)оксиду / О. Ф. Мисник, А. О. Литвинен-ко // *ScienceRise. Biological science. – 2016. – № 1. – С. 31-39.* https://doi.org/10.15587/2519-8025.2016.72686
18. **Безцінний О.О**. Відтворення відпрацьо-ваних стічних вод, забруднених іонами важких металів /О.О. Безцінний // *Комунальне господарство міст. Серія : Технічні науки та архітектура. – 2018. – Вип. 142. – С. 45-48.* http://nbuv.gov.ua/UJRN/kgm_tech_2018_142_10
19. **Xianfang Zhu, Tiehong Song, Zhuo Lv, Guodong Ji.** (2016) High-efficiency and low-

cost α-Fe2O3 nanoparticles-coated volcanic rock for Cd (II) removal from wastewater. *Process Safety and Environmental Protection, 104 (A), 373-381*
DOI: https://doi.org/10.1016/j.psep.2016.09.019.

REFERENCES

1. **Baranovsky V.A., Omelchuk S.T., Bardov V.G.** Ecological problems of natural waters of Ukraine. *K.: Center for Environmental Education and Information, 2000. 80 p.*
2. **Emissions of pollutants and carbon dioxide into the atmospheric air** (1990-2018) [Electronic resource] / Official Internet site of the State Statistics Service of Ukraine: http: *//www.ukrstar.gov.ua/operativ/menu/menu_u/ns .htm.*
3. **Zoria O., Ternovtsev O., Kapanytsia Yu., Zoria D**. Resource-Saving Technology Of Industrial Wastewater Treatment From Nickel Compounds. *2nd International Symposium of Earth, energy, environmental science and sustainable development 2021*, Volume 2534, Issue 1. DOI:https://doi.org/10.1063/5.0106509
4. **Zoria O., Ternovtsev O., Zoria D.** Purification of wastewater of industrial enterprises from copper compounds by ferritization. Building constructions. Theory and practice: coll. Science. Kyiv Ave., KNUBA, 2021. Issue 8.
https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.58-68
5. **Gomelya, N.D., Trus, I.N., Nosacheva, Y.V**. (2014) Water purificatio of sulfates by liming when adding reagents containing aluminium. *Journal of Water Chemistry and Technogy, 36 (2), 70 – 74.* https://doi.org/10.3103/s1063455x14020040
6. **Gomelya, N.D., Trus, I.M.,Radovenchyk, I.V**. (2014). Influence of stabilizing water treatment on weakacid cation exchange resin inacidic form on quality of mine water nanofiltration desalination. *Naukovyi Visnyk Natsionalnoho Hirnychoho Universytetu, 5, 100 – 105* .
7. **Dolina L.F**. Design and calculation of structures and facilities for physical and chemical treatment of industrial wastewater [Text]: a training manual */ L.F. Dolina - D.: Continent, 2004. - 227 p.*
8. **Dolina L.F.** Modern techniques and technologies for wastewater treatment of salts of heavy metals [Text]: Monograph */ L.F. Dolina - Dn- vsk.: Continent, 2008. – 254* p.
9. **Bespamyatnov G.P.** Maximum allowable concentrations of chemical substances in the environment */ G.P. Bespamyatnov, Yu.A. Krotov. - L.: Chemistry, 1985. – 120 p.*
10. **Gardea Torrestey Jorge L.** Influence of chemical modification of algae biomass on its ability to adsorb heavy metal ions / Gardea Torrestey Jorge L. Becker-Hapan Michelle K. And other *// Envirion Sci. And Technol. – 1990/ - Vol. 24. – P. 1372-1377.*
DOI: https://doi.org/10.1021/es00079a011
11. **Alekseenko V.A.** Ecological geochemistry: [textbook]. *-: Logos, 2000. – 624 p.*
12. **Archipova G.I.** Influence of excessive content of heavy metals in drinking water on the human body / G.I. Archipova, T.O. Mudrak, D.V. Zavertana // *Bulletin of the National Academy of Sciences of Ukraine. - №1. - P.233-235.*
13. **Vinogradov S.S**. "Ecological safe galvanic production". Edited by Prof. V.N. Kudryavtsev. *(Supplement to the journal Galvanotechnics and Surface Treatment). M; Globus, 2002. 352 p.*
14. **Shkundyna S.** Ochystka stochnykh vod. Ferroferryhydrozol yz nanochastyts // *Pechatnyi montazh. Vyp. №3.- 2011.-P..19-23.*
15. **Philipchuk V.** Post-treatment of metal-containing wastewater from heavy metal ions / Philipchuk V. // *Bulletin of TSTU: TSTU, 2002. - Vol. 7. - No. 3. - P. 139-143. - (Chemistry. Chemical, biological and food technologies)* : http://elartu.tntu.edu.ua/handle/lib/38333.
16. **Kovalenko D.H.** Sovremennoe sostoia-nye y perspektyvy razvytyia halvanoproyz-vodstv // *Perspektyvnaia tekhnolohyia proyzvodstva RЭA. – L., 1991.- №3.- S.3-5.*
17. **Mysnyk O.F**. Contamination of drinking water with salts of heavy metals and their extraction from solutions by a nanocomposite of zirconium (IY) oxide / O.F. Mysnyk. Misnyk, A. O. Lytvynenko // *ScienceRise. Biological science. - 2016. - No. 1. - P. 31-39.*
https://doi.org/10.15587/2519-8025.2016.72686.
18. **Beztsinnyi O.O.** Reproduction of waste sewage contaminated with heavy metal ions / O.O. Beztsinnyi *// Municipal economy of cities. Series: Technical sciences and architecture. - 2018. - Issue 142. - P. 45-48.*
http://nbuv.gov.ua/UJRN/kgm_tech_2018_142_10.
19. **Xianfang Zhu, Tiehong Song, Zhuo Lv**, Guodong Ji. (2016) High-efficiency and low-cost α-Fe2O3 nanoparticles-coated volcanic rock for Cd (II) removal from wastewater. *Process Safety and Environmental Protection, 104 (A), 373-381*
https://doi.org/10.1016/j.psep.2016.09.019.

TREATMENT OF INDUSTRIAL WASTEWATER FROM CADMIUM COMPOUNDS

Oleksiy TERNOVTSEV,
Olena ZORIA,
Viktoriia STOIANOVA

Summary. The article is devoted to the problem of solving an urgent environmental problem - the rational use of water resources. The most harmful and widespread toxic substances in wastewater, and in some cases in natural waters, are heavy metal compounds, in particular cadmium, which belongs to the 2nd class of hazard. The presence of a large number of metal processing enterprises, chemical, machine-building, and metallurgical enterprises with electroplating shops for applying metal coatings leads to the formation of a large amount of metal-containing wastewater, which makes the problem of wastewater treatment containing heavy metals quite relevant.

Among the developed approaches, sorption methods are important, as they ensure the most complete removal of toxic ions, especially from solutions with low concentrations that exceed permissible standards. The successful development of sorption water treatment technology is based on the development of high-quality sorbents. The development of effective methods for the treatment of industrial wastewater from heavy metal ions is an urgent problem of our time. The paper presents the results of experimental studies of water purification from cadmium ions using ferromagnetic sorbents obtained from waste industrial solutions. The optimal parameters of the purification process from the dose of magnetite, pH of the medium, at different ratios of Fe^{2+} : Fe^{3+} ratio in magnetite.

Keywords. Wastewater; heavy metals; electroplating; purification effect; ferrite; iron oxides; cadmium.

Стаття надійшла до редакції 15.05.2023

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.12.2023.93-104
УДК 624.014+004.9

АНАЛІЗ ВУЗЛІВ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ІЗ ЗАСТОСУВАННЯМ СПЕЦІАЛІЗОВАНИХ ПРОГРАМНИХ КОМПЛЕКСІВ 3D МОДЕЛЮВАННЯ

Крістіан ХІЦКОВ [1], Людмила ЛАВРІНЕНКО [2]

[1,2] Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
[1] kristianhitskov99@gmail.com, https://orcid.org/0000-0001-8787-3282
[2] ludmila.lavrinenko@gmail.com, http://orcid.org/0000-0001-5601-0943

Анотація. В роботі наведено процес проектування, аналіз та практична оцінка вузлових з'єднань балково-стоякового каркасу малоповерхової будівлі в BIM-середовищі, проектування на дію активних навантажень та аварійного температурного впливу пожежі. Виконано дослідження застосування засобів та інструментів проектування. Проведення таких досліджень зумовлене необхідністю підви-щення надійності роботи каркасу в умовах пожежі та актуалізації вимог нормативних документів Єврокод стосовно вогнестійкості сталевих конструкцій. До уваги береться стандартна пожежа, проведено аналіз параметрів нагріву елементів, що приєднуються у вузлах. Огляд теоретичних основ розрахунку сталевих конструкцій на високотемпературний вплив середовища експлуатації показав доцільність застосування спрощеного методу розрахунку та визначення параметрів нагріву за нормативними даними. Змодельовано стержньову схему каркасу з навантаженнями. Проведено аналіз напружено-деформованого стану (НДС) елементів в аварійній комбінації. Для подальшого розрахунку використане 3D – моделювання вузлів. Концепція BIM реалізована шляхом інтеграції ПК Robot Structural Analysis з розрахунковим комплексом IdeaStatica. Встановлено, що зв'язка ПК Robot Structural Analysis з розрахунковим комплексом IdeaStatica є раціональною для конструювання та розрахунків будівель і споруд в 3D просторі та дозволяє використати результати розрахунку на температурний вплив для коригування конструктивного рішення для зменшення його металомісткості і трудовитрат та раціоналізу-вати запаси несучої здатності. Представлений процес проектування вузлів каркасу узагальнює підходи до розробки ефективних конструктивних форм. Використання інформаційних моделей спростило проектування, оптимізувало робочі процеси, а також дозволило підвищити складність вузлів як на рівні конструктивного рішення, так і на рівні розрахункової моделі з урахуванням нелінійних ефектів температурного впливу.

Крістіан Хіцков
здобувач ступеня вищої освіти «магістр» кафедри металевих та дерев'яних конструкцій

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

Ключові слова.: 3D-моделювання; металеві конструкції; проектування вузлів; температурний вплив.

ВСТУП

Відповідно до сучасних принципів проектування, конструктивні рішення сталевих елементів при забезпеченні їх міцності, місцевої стійкості та жорсткості покращуються шляхом вибору більш

© К.ХІЦКОВ, Л.ЛАВРІНЕНКО, 2023

тонкостінних деталей, що призводить до зниження вогнестійких властивостей перерізів.

Розрахунок вузлів завжди був не менш складним процесом, адже реалізація з'єднання таким, що відповідає ідеалізованим параметрам розрахункової схеми – дуже нетривіальна задача, а врахування всіх складових НДС для передачі зусилля без імплементації зайвих запасів міцності, які направлені на компенсацію умовних припущень для спрощення розрахунку, – задача практично нездійсненна в умовах реального проектування. Крім того, ця задача ускладняється необхідністю врахування роботи в аварійних та нестандартних ситуаціях, в тому числі пов'язаних з пожежами [1-6].

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Розвиток розрахункових методів та проектних інструментів для оцінки вогнестійкості сталевих конструкції є підґрунтям для прогнозування їх пожежної безпеки, що сприяє більш впевненому їх використанню у сучасному будівництві, зменшуючи його вартість та трудомісткість [7]. Стаття [8] містить декілька окремих міркувань щодо концепції забезпечення пожежної безпеки будівель у майбутньому.

Однією з вимог для сучасного проектування є можливість швидко ство-рювати та редагувати модель споруди. Використання інформаційних моделей дозволяє знизити витрати часу на проектування, оптимізувати робочі процеси, а також суттєво підвищити складність споруди як на рівні структурного аналізу, так і на рівні розрахункової моделі з урахуванням нелінійних ефектів сталевих конструкцій. Як вважають провідні спеціалісти в галузі сталевого будівництва, перспективним кроком в Україні має бути створення інформаційних моделей BIM [9], які містять, в тому числі, опис обов'язкових вимог стосовно забезпечення вогнестійкості.

Фізичні основи вогнестійкості будівель та загальні принципи інженерних оцінок вогнестійкості конструкцій, на підґрунті яких базуються розрахунки вогнестійкості як для випадку стандартної пожежі, так і врахування режимів можливих реальних пожеж, детально викладені в [10]. В теоретичних роботах вогнестійкість розглядається з двох позицій – термічної та механічної. Для вирішення термічної задачі існує два основних підходи – спрощений і вдосконалений. Спрощений підхід широко застосовується в нормативних джерелах та детально описаний в [11, 12]. При спрощеному підході рекурентні формули використовуються для визначення температури нагріву поперечного перерізу сталевих елементів у кожен момент впливу стандартної температури вогню. Такий підхід був застосовано в роботі [13]. Математична модель для вирішення меха-нічної задачі враховує зміну механічних властивостей сталі при зміні температури. При цьому стан руйнування сталевого елемента прогнозується шляхом порівняння зміни його опору під впливом температури та навантаження. Ця модель застосовується в припущенні рівномірного розподілу температури вздовж поперечного перерізу. У цьому випадку розрахунок елементів на міцність при пожежі виконується за формулами, наведеними в нормах з [3]

Таким чином, при вирішенні механічної задачі розраховується опір при відповідній температурі нагріву при пожежі, що враховується відповідними коефіцієнтами зниження механічних власти-востей сталі. Ця процедура використовується на основі рекомендацій стандартів [12]

Для більш складних випадків використовується універсальний теорітичний метод, заснований на викори-станні диференціального нестаціонарного рівняння теплопро відності [9], порівняння результатів застосування цих двох методів наводиться, наприклад, в роботі [14]. Розрахунок вогнестійкості за ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» передбачає при розрахунку конструкцій такі етапи:

- вибір відповідних проектних сценаріїв пожежі;
- визначення відповідних температурних режимів;
- розрахунок підвищення температури в конструкції;
- розрахунок механічної роботи конструктивної системи в умовах пожежі (статичний розрахунок).

Загальні положення і методи розрахунку кодифіковані у відповідних нормах проектування елементів та конструктивних систем.

В практиці проектування застосовуються підходи, що мають посилання на імплементовані в Україні методи розрахунку сталевих конструкцій на вогнестійкість ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 «Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2 Розрахунок конструкцій на вогнестійкість» та Єврокод 1 ДСТУ-Н EN 1991-1-2:2010 «Дії на конструкції . Частина 1-2 . Дії на конструкції під час пожежі».

Теоретична модель за EN 1993-1-2 розглядає зміни механічних властивостей сталі при зміні температури. Головна мета моделі – передбачити відмову елемента каркасу шляхом порівняння зміни його опору під дією температури та діючого навантаження. Ця модель стосується елемента в умовах рівномірного розподілу температури по перерізу. Основна мета розрахунку полягає в обчисленні опору елементів за температури середовища експлуатації, а потім за допомогою коефіцієнтів редукції за EN 1993-1-2 визначення опору при різних температурах (20ºC, 100ºC , 200ºC ... до 1200ºC). Методика та значення коефіцієнтів редукції розроблені для окремих елементів, проілюстровані в [15] і не уточнюються стосовно більш складних конфігурацій. В роботі [21] вказано на необхідність досліджень для точного врахування залежності показників вогнестійкості сталевих елементів від рівня механічного навантаження.

Для виконання оцінки вогнестійкості та проведення обчислювальних експериментів необхідними є такі інструменти та математичні моделі, що реалізують метод скінчених елементів з урахуванням нелінійності поведінки сталі при тепловому впливі вогню [16]. Ситуація покращилась із появою спеціалізованих розрахункових комплексів, які дозволили виконувати 3D-моделювання із застосуванням числових методів обчислень. Це в свою чергу збільшило точність статичного розрахунку, дало змогу раціоналізувати запаси міцності, тобто зменшити вартість виробництва та трудовитрати [17-20]. Однак залишалось відкритим питання розрахунку елементів вузлових з’єднань на температурний вплив. під час пожежі, зміна механічних характеристик та несучої здатності за умов теплового впливу пожежі.

Ситуація пожежі є аварійним станом для усіх без винятку будівельних конструкцій, проте металеві є найбільш вразливими для вогневого впливу. Що стосується автоматизованого розрахунку конструктивних елементів каркасу за допомогою програмних комплексів, то він був в тій чи іншій мірі успішно реалізований в останні роки, але для BIM-середовища доступна та порівняно зручна у використанні можливість перевірити роботу саме з точки зору взаємодії елементів конструкції в зоні вузла на дію несприятливого впливу надмірних температур за допомогою спеціалізованого програмного забезпечення з’явилась порівняно нещодавно – в кінці 2022 року у вигляді ПК IdeaStatica 22.1.

Оскільки на даний момент у вищезазначеному ПК повною мірою реалізовані перевірки за нормами Єврокод, то проведений аналіз далі наводиться саме відповідно до цих вимог. Завдяки гармонізації національ них стандартів ДСТУ та Єврокод, даний розрахунок є актуальним для сучасного проектування та знаходиться в правових межах будівельного законодавства України [12].

У зв'язку з цим сформульована мета дослідження.

Мета і задачі роботи. Метою роботи є моделювання та проектування основних вузлів балково-стоякового каркасу на основі встановлення зміни напружено-деформованого стану (НДС) з урахуванням теплового впливу пожежі за допомогою програмного забезпечення, що базується на спрощеному стандартному методі, а також формування вибірки засобів для проектування і проведення аналізу та оцінки глибини інтеграції рішень в BIM-технології. Отримані результати дозволять встановити необхідність підсилення чи вогнезахисту вузлових з’єднань каркасу для забезпечення рівноопірності вузлів та елементів стосовно їх несучої спроможності з урахуванням вогнестійкості

Матеріали та методи дослідження. Виходячи з умови рівноопірності пожежному впливу основних елементів та вузлів на першому етапі для основних елементів металевого каркасу будівлі в ПК Robot Structural Analysis Professional 2023 було виконано уточнюючий розрахунок на температурний вплив пожежі та проаналізовано результати з метою отримання відповідного НДС, характерного для аварійного стану пожежі. Отримані результати були застосовані для відтворення аварійного НДС в ПК IdeaStatiCa 22.1. Проаналізовані НДС вузлів, виконана перевірка їх роботи в аварійному стані та розглянуті конструктивні рішення про необхідність застосування спеціальних протипожежних засобів для захисту запроектованих конструкцій вузлів або приведення конструктивного рішення до стану достатнього для протидії аварійній ситуації.

Об'єкт дослідження – методи і інструменти проектування та коригування вузлів сталевих конструкцій із забезпеченням вогнестійкості відповідно до норм проектування.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ ТА РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Для проведення розрахунку в ПК Robot Structural Analysis була створена спеціальна автоматична комбінація «FIRE», згідно із нормами Eurocode 0 EN 1990:2002 [6] або ж гармонізованим відповідником - ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Єврокод 0 [5] (рис. 1).

Розглядається сценарій розрахунку за ISO 834 , що класифікується як Стандартний температурний режим пожежі, тобто вводиться температурно-часова залежність при якій прийнято, що аварійна ситуація розвивається в протипожежному відсіку без впливу зовнішніх факторів. Сценарій може вважатись таким, що відповідає виникненню пожежі в середині будівлі [12, 22].

Стандартний температурний режим визначається за формулою (1):

$$\Theta_g = 20 + 345\lg(8t + 1), \qquad (1)$$

де: Θ_g – температура газового середовища у протипожежному відсіку (°C);

t – час розвитку пожежі (хв).

В ПК Robot Structural Analysis Professional 2023 реалізоване числове моделювання температури матеріалу кожного конструктивного елемента в залежності від розвитку температури газового середовища (табл. 1).

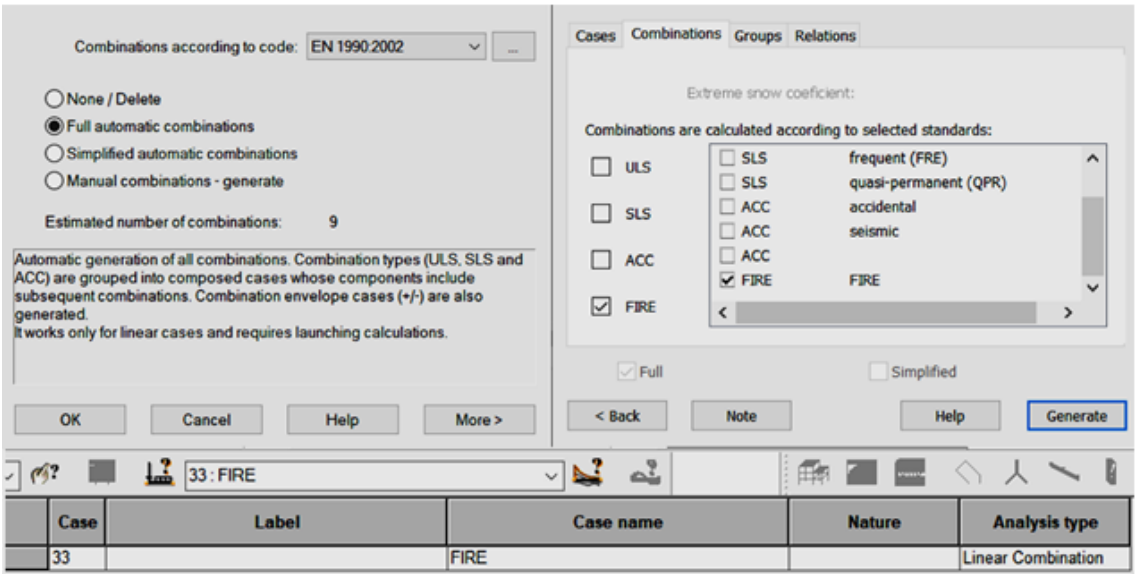


Рис. 1. Створення спеціальної комбінації завантажень «FIRE» в Robot Structural Analysis
Fig. 1. Generation of special combination «FIRE» in Robot Structural Analysis

Табл. 1. Автоматичні розрахункові параметри аналізу режиму пожежі
Tabl. 1. Automatic calculation parameters of fire mode analysis

Analysis type – Temperature/time domain				
treq	30.00	min	Required time of fire resistance	EN112(2.5)
Curve	Standard ISO		Temperature curve	EN112(3.2)
prot	Unprotected		Steel member protection	EN312(4.2.5)
expos	3		Section exposition (e.g. 3 – on three sides)	EN312(4.2.5)
gnr	1.00		Safety factor for radiation	EN112(3.1)
gnc	1.00		Safety factor for convection	EN112(3.1)
k1	1.00		Adaptation factor	EN312(4.2.3.3)
k2	1.00		Adaptation factor	EN312(4.2.3.3)

В результаті розрахунку отримується уточнений НДС елементів, з урахуванням суміщеного впливу спеціальної аварійної комбінації завантажень та перерозподілу напружень від деградації матеріалу. Комбінація навантажень аварійної розрахункової ситуації (2) за [12].

Розрахункове значення домінуючого змінного впливу Q_1 враховується як часте ψ $\psi_{2,1}Q_1$ або, в якості альтернативи, як майже постійне $\psi_{1,1}Q_1$.

В якості прикладу розрахунку розглядається балково-стояковий каркасу багатоповерхової будівлі та такі його вузли: опорний (база колони), монтажний вузол колони та вузол примикання балки до колони. Параметри основних елементів утчнюються згідно із нормами Eurocode 3 EN1993-1-2:2005/A1:2014 або ж гармонізованим відповідником - ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2: 2010 Єврокод 3 та з урахуванням стандарту ISO 834. Приймається що конструкція не захищена спеціальними протипожежними засобами задля отримання найнесприятливішого варіанту НДС в зонах вузлів.

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus P \oplus A_d \oplus (\psi_{1,1} \text{ або } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \oplus \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,1}, \qquad (2)$$

де: A_d – розрахункове значення надзвичайного впливу;

$\psi_{1,1}$ – коефіцієнт ψ_1 для частого значення змінного навантаження $Q_{k,i}$;

$\psi_{2,i}$ – коефіцієнт ψ_2 для квазіпостійного значення змінного навантаження $Q_{k,i}$.

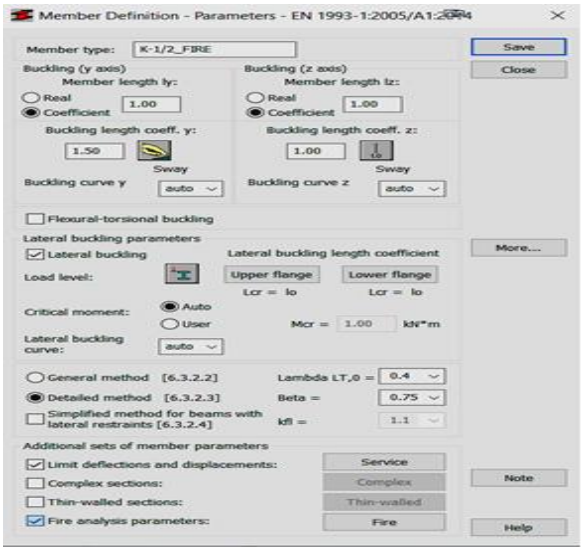


Рис. 2. Параметри колони К-1
Fig. 2. Parameters of the K-1 column

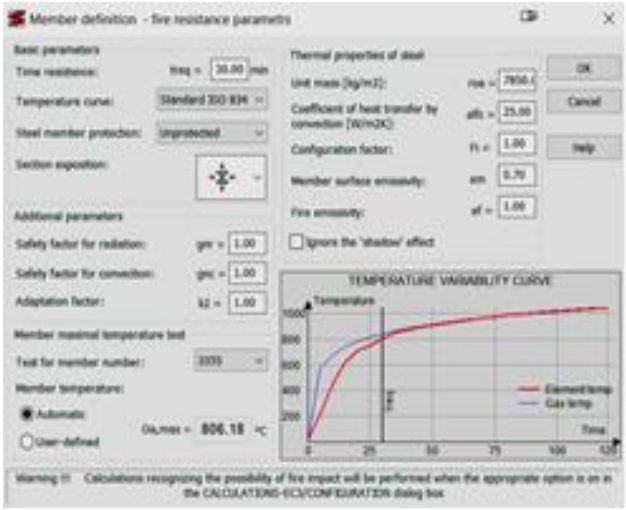


Рис. 3. Параметри балки Б-1
Fig. 3. Parameters of the B-1 beam

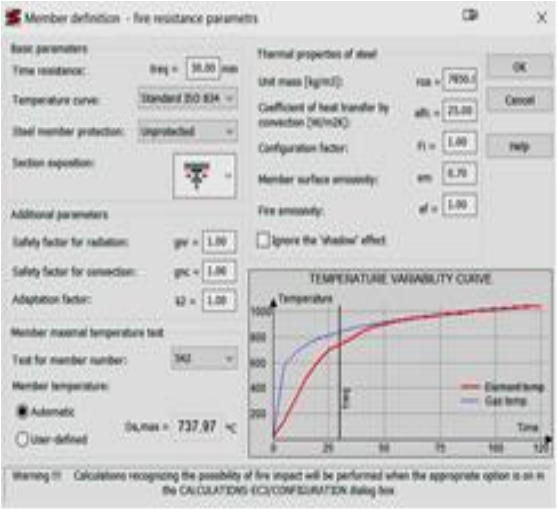


Рис. 4. Параметри вогнестійкості колони К-1
Fig. 4. Fire-resistance parameters of the K-1 column

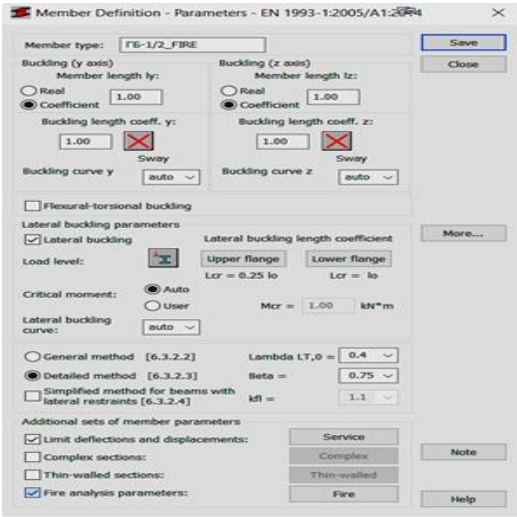


Рис. 5. Параметри вогнестійкості балки Б-1
Fig. 5. Fire-resistance parameters of the B-1 beam

На рис. 2 наведені параметри колони, а на рис. 3 – балки, що примикають у вузлі.

Вузли розглядаються як структурна частина рамної системи в стані сприйняття активного навантаження та температурного впливу. Відповідно до цього була розроблена процедура розрахунку, згідно з якою на *першому етапі* розглядається вогнестійкість окремих елементів К-1 та Б-1.

На рис. 4 наведені температурно-часові характеристики колони, а на рис. 5 – балки, що примикають у вузлах. Результати аналізу отриманого аварійного НДС наведені на рис. 6 - 8, а також в табл. 2, де наведені дані про температурно-часові характеристики елементів, в тому числі поправочні коефіцієнти для фізико-механічних характеристик сталі які враховують вплив температури у визначений проміжок часу, що дорівнює 30 хвилин для заданого розвитку аварійного стану пожежі.

Табл. 2. Температурно-часові характеристики елементів
Tabl. 2. Temperature-time parameters of the members

Колона К-1 K-1 column	$\theta_{a,max}$	806.18	C	Max. member surface temperature	EN312(4.2.5.1.(1))
	ky,O	0.11		Reduction factor for the steel yield point	EN312(3.2.1.(3))
	kE,O	0.09		Reduction factor for the steel modulus of elast.	EN312(3.2.1.(3))
	Oa,cr	488.92	C	Member critical temperature at required time treq	EN312(4.2.4)
	tfi,max	11.16	min	Max. Time resistance of a member	EN312(4.2.5.1.(1))
Балка Б-1 B-1 beam	Oa,max	758.81	C	Max. member surface temperature	EN312(4.2.5.1.(1))
	ky,O	0.16		Reduction factor for the steel yield point	EN312(3.2.1.(3))
	kE,O	0.11		Reduction factor for the steel modulus of elast.	EN312(3.2.1.(3))
	Oa,cr	657.29	C	Member critical temperature at required time treq	EN312(4.2.4)
	tfi,max	20.51	min	Max. Time resistance of a member	EN312(4.2.5.1.(1))

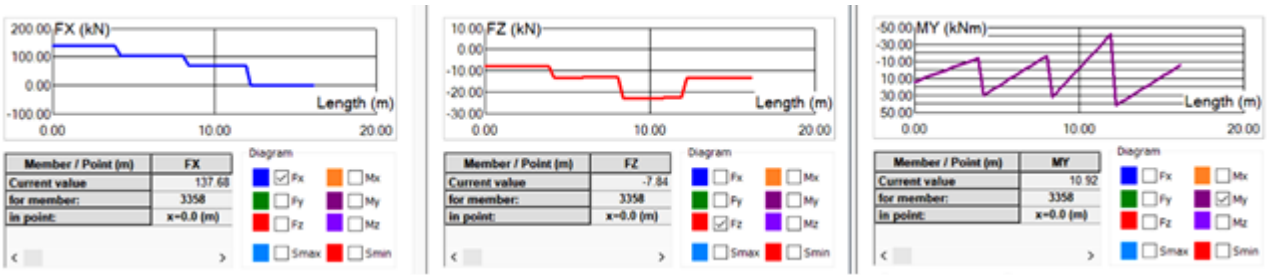


Рис. 6. Аналіз аварійного НДС вузла бази колони

Fig. 6. Analysis of emergency SSB of the column base plate connection

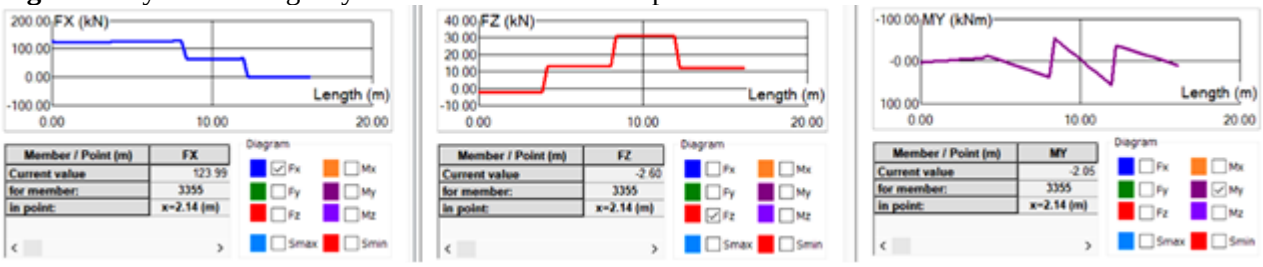


Рис. 7. Аналіз аварійного НДС вузла з’єднання балки та колони

Fig. 7. Analysis of emergency SSB of the beam to column connection

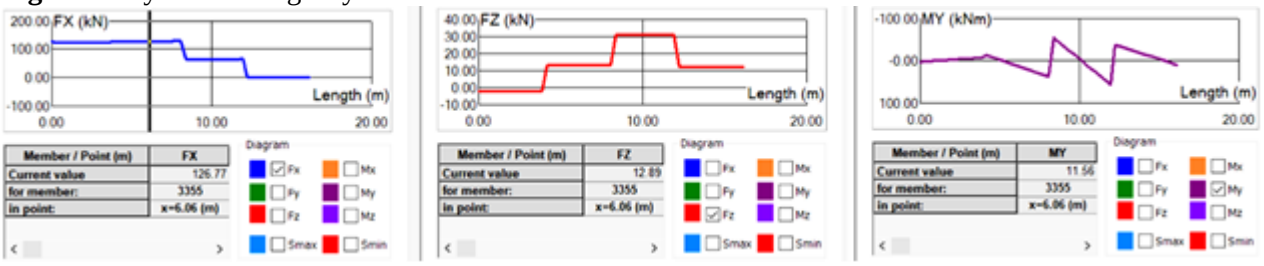
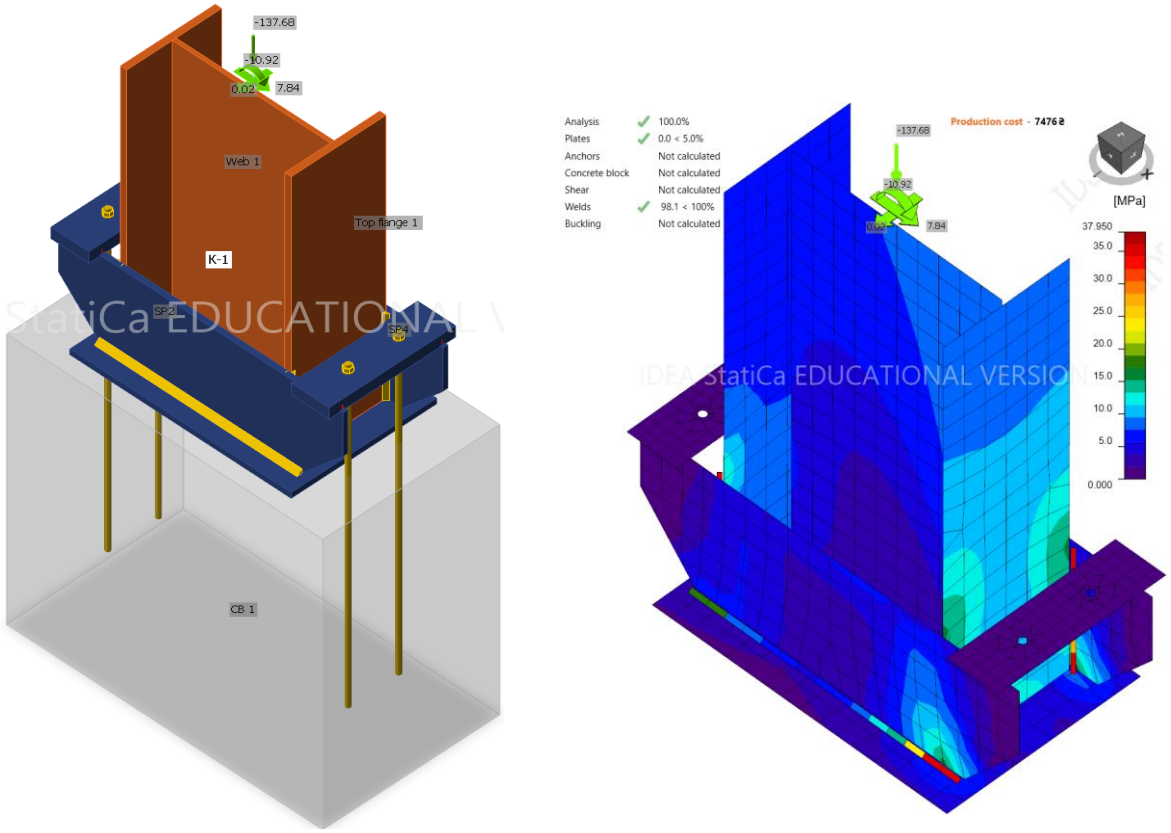


Рис. 8. Аналіз аварійного НДС монтажного вузла колони

Fig. 8. Analysis of emergency SSB of the assembly connection of the column

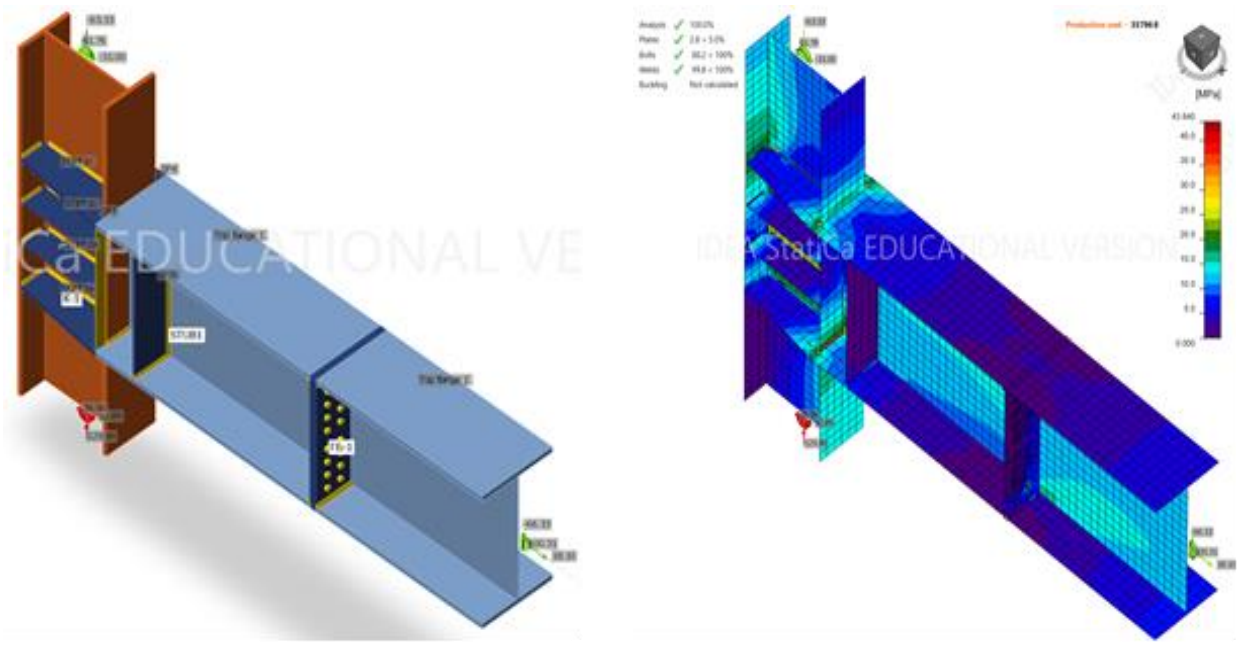
За результатами розрахунку можна зробити висновок, що задана конструкція балково-стоякового каркасу не відповідає вимогам вогнестійкості, тому потребує обробки спеціальними протипожежними засобами. В даному дослідженні розгляда-ється вплив температури безпосередньо на складові елементи вузлового з’єднання (ребра жорсткості, фланці, болтові з’єднання, опорні плити і тд.), тому вважається, що балково-стояковий каркас має необхідний захист, аби відповідати вимогам норм і лише у місцях примикання його елементів протипожежний захист відсутній. Таким чином можна перевірити локальний вплив надмірних температур на вузлові з’єднання з урахуванням додаткової маси матеріалу від компонентів вузла, які в свою чергу абсорбують і розподіляють між собою надмірні температури. За таких умов може виникнути явище перерозподілу внутрішніх зусиль, оскільки зі збільшенням температури матеріалу - зменшуються його фізико-механічні характеристики, як наслідок виникає передчасна відмова елементів вузлового з’єднання та потенційно металевого каркасу в цілому.

На другому етапі отримані в результаті попереднього розрахунку на вогнестійкість зусилля в рамних елементах прикладені у вузлах та імплементовані у змодельовані вузли в ПК IdeaStatica. Результати розрахунку показані на рис. 9 – 11. Вони дають можливість зробити висновок, по-перше, про придатність обраного конструктивного рішення до аварійної ситуації вогневого впливу або ж підсилення окремих деталей вузла, а по-друге, про відповідність вимогам норм проектуванні стосовно вогнестійкості та необхідність (або ж відсутність) додаткового протипожеж-ного захисту в умовах заданої розрахункової ситуації аварійного стану



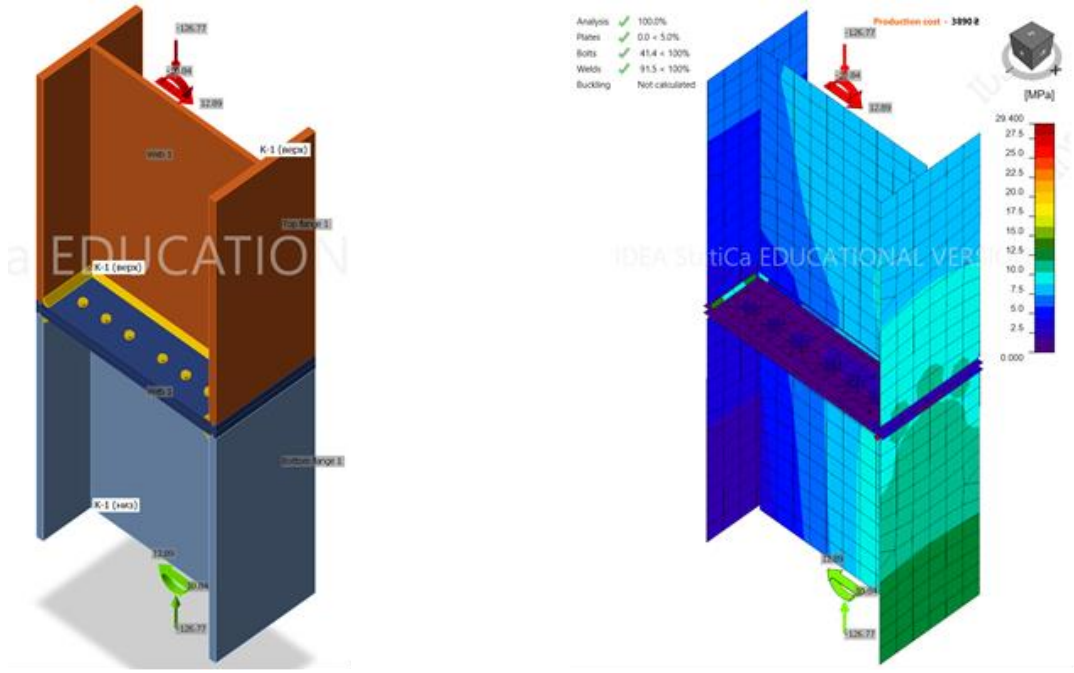
a *b*

Рис. 9. Вузол бази колони: а – модель; б – НДС вузла
Fig. 9. Column base plate connection: a – model; b – SSB of the connection



а *б*

Рис. 10. Вузол з’єднання балки та колони: а – модель; б – НДС вузла
Fig. 10. Beam-to-column connection: a – model; b – SSB of the connection



а *б*

Рис. 11. Монтажний вузол колони: а – модель; б – НДС вузла
Fig. 11. Assembly connection of the column: a – model; b – SSB of the connection

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. Проведене експериментальне проектування із застосуванням 3D моделювання, яке підтвердило можливість ефективно створювати та редагувати модель складних вузлів. Використання інформа-ційних моделей дозволило спростити проектування, оптимізувати робочі процеси, а також суттєво підвищити складність вузлів як на рівні конструктивного рішення, так і на рівні розрахункової моделі з урахуванням нелінійних ефектів високотемпературного впливу пожежі. За результатами проекту можна стверджувати про можливість активної інтеграції інформаційного моделювання вузлів сталевих конструкцій в програмне середовище BIM.

2. Проведений аналіз конструктивного рішення та експериментальне проектування із застосуванням методів і інструментів інформаційних технологій надав можли-вість кваліфіковано обрати необхідні конструктивні рішення вузлів сталевого каркасу споруди з урахуванням вимог вогнестійкості відповідно до чинних норм проектування. Використання програмних інтелектуальних 3D моделей із застосуванням ПК IdeaStatica дозволило вирішити актуальну задачу: редагувати модель вузлів і аналізувати результати стосовно мінімізації запасів при забезпеченні міцності та місцевої стійкості.

3. Встановлено, що застосування ПК Robot Structural Analysis та ПК IdeaStatica – зв’язка програмного та розрахункового комплексів, є раціональною для конструювання та розрахунків вузлів сталевих конструкцій в 3D просторі. Отримані результати можуть ефективно використовуватися для аналізу та коригування вузлів сталевих конструкцій.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.1.1-7:2016.** Пожежна безпека об`єктів будівництва. Загальні вимоги // *Мінрегіонбуд, 2017. – 47 с.*
2. **ДСТУ-Н EN 1991-1-2:2010**. Дії на конструкції . Частина 1-2 . Дії на конструкції під час пожежі // *Мінрегіонбуд, 2011. – 81 с.*
3. **EN 1993-1-2:2005/A1:2014**. Eurocode 3: Design of steel structures - *Part 1-2: General rules - Structural fire design.*

4. **ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010.** Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1993-1-2:2005, IDT) // *Мінрегіонбуд, 2011.- 103 с.*
5. **ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008.** Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT) // *Мінрегіонбуд. – 267 с.*
6. **EN 1990:2002+A1:2005.** Eurocode 0 - Basis of structural design
7. **Шналь Т. М.** Вогнестійкість та вогнезахист металевих конструкцій: Навчальний посібник. *– Львів: Видавництво Львівської політехніки. 2010. – 176 с.*
8. **Heinisuo, M., Laasonen, M.** Product modeling, part of the fire safety concept in the future for metal structures *// Conference: Advanced Research Workshop on Fire Computer Modeling, October 18-20, 2007. – 10 p.* https://www.researchgate.net/publication/256426230
9. **Білик А.С., Беляєв М.А**. BIM-моделювання: огляд можливостей та перспективи в Україні *// Промислове будівництво та інженерні споруди. 2015. – №2, с. 93–15.*
10. **Ройтман В.М**. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий — *М: Ассоциация «Пожарная безопасность и наука». 2001. – 382 с.*
11. **Vassart, O., Zhao, B., Cajot, L.-G., Robert, F., Meyer, U., Frangi, A.** Eurocodes: background & applications. Structural Fire Design: Worked examples – *Luxemburg: Publications Office of the European Union, 252.* http://doi.org/10.2788/85432
12. **Калафат К.В., Білик А.С., Біляєв М.А., Ковалевська Е.А.** Розрахунок сталевих конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 3: Практичний посібник до ДСТУ-Н EN 1993-1-2:2010. – *Київ: Український Центр Сталевого Будівництва. 2016. – 81 с.*
13. **Лавріненко Л.І., Некора В.С**. Дослідження нагрівання сталевої балки з гофрованою стінкою в умовах пожежі// *Будівельні конструкції. Теорія і практика. 2020 – Вип.6, с. 12 – 21.* doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.12–21
14. **V. Nekora, S. Sidnei, T. Shnal, O. Nekora, L. Lavrinenko, S. Pozdieiev.** Thermal effect of a fire on a steel beam with corrugated wall with fireproof mineral-wool cladding // *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. 2021. – №5/1 (113), p. 24-32.* http://doi.org/10.15587/1729-4061.2021.241268
15. **Yin Y.Z., Wang Y.C**. A numerical study of large deflection behaviour of restrained steel beams at elevated temperatures. *//Journal of Constructional Steel Research, 2004. – No. 60, pp. 1029 – 1047.*
16. **Перельмутер А.В., Сливкер В.И.** Расчетные модели конструкций и возможности их анализа. *– К.: Вид. «Сталь», 2002. – 600 с.*
17. **S. Kubba**. Building Information Modeling (BIM): Handbook of Building Design and Construction (Second Edition). *2017. – Pp. 227–256.*
18. **Bilyk S.I., Nilova T.O., Semchuk I.Y. Lavrinenko L.I.** .Experimental and Theoretical Investigation of Inserted Floors with Decreased Height *//Varilna Tehnika (Slovensko društvo za varilno tehnika). 2019-1. –V. 69, pp. 7–15.*
19. **Адаменко В. М.** Досвід впровадження BIM-технологій в навчальний процес на кафедрі металевих і дерев'яних конструкцій КНУБА *// Будвельні конструкції. Теорія і практика . 2022.– Вип.10, с. 56-68.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.56-68
20. **Бензель О., Лавріненко Л.** Інформаційне моделювання сталевої будівлі з підвищеними вимогами жорсткості *//Будівельні конструкції. Теорія і практика. 2021, – Вип. 9, с. 30-44.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.30-44
21. **Федченко М.С.Некора В.С., Сідней А.С., Поздєєв С.В**. Дослідження залежності показників вогнестійкості сталевих елемен-тів від рівня механічного навантаження *//Наука про цивільний захист як шлях становлення молодих вчених. Матеріали Всеукраїнської науково-практичної конференції.–Черкаський інсти-тут пожежної безпеки, 2022. – с. 66–68.*
22. **Daurov M.K., Bilyk A.S.** Investigation of Changes in Steel Frames Stress State in Fire and Influence on Its Vitality // *Strength of Materials and Theory of Structures. 2022. – № 108, pp. 325 – 336.* http://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.108.325-336

REFERENCES

1. **DBN V.1.1-7:2016** Pozhezhna bezpeka ob`iektiv budivnytstva. Zahalni vymohy//*Minrehionbud, 2017. – 47 p.*
2. **DSTU-N EN 1991-1-2:2010.** Dii na kons-truktsii . Chastyna 1-2 . Dii na konstruktsii pid chas pozhezhi // *Minrehionbud, 2011. – 81 p.*
3. **EN 1993-1-2:2005/A1:2014** Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design.

4. **DSTU-N B EN 1993-1-2:2010.** Yevrokod 3. Proektuvannia stalevykh konstruktsii. Chas-tyna 1-2. Zahalni polozhennia. Rozrakhunok konstruktsii na vohnestiikist (EN 1993-1-2:2005, IDT) // *Minrehionbud. - 103 p.*
5. **DSTU-N B V.1.2-13:2008.** Osnovy proek-tuvannia konstruktsii (EN 1990:2002, IDT) // *Minrehionbud. – 267 p.*
6. **EN 1990:2002+A1:2005** Eurocode - Basis of structural design
7. **Shnal T. M.** Vohnestiikist ta vohnezakhyst metalevykh konstruktsii: Navch.posibnyk. – Lviv, Vyd. Lvivska Politekhnika. 2010. –p. 176.
8. **Heinisuo, M., Laasonen, M.** Product modeling, part of the fire safety concept in the future for metal structures *// Conference: Advanced Research Workshop on Fire Computer Modeling, October 18-20, 2007. – 10 p.*
https://www.researchgate.net/publication/256426230
9. **Bilyk A.S., Beliaiev M.A**. BIM-modeliuvan-nia:ohliad mozhlyvostei ta perspek-tyvy v Ukraini // *Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy. 2015.- №2, pp.93–15.*
10. **Roitman V.M.** Ynzhenernыe reshenyia po otsenke ohnestoikosty proektyruemykh y rekon-struyruemыkh zdanyi — *M: Assotsyatsyia «Pozharnaia bezopasnost y nauka». 2001.–382 p.*
11. **Vassart, O., Zhao, B., Cajot, L.-G., Robert, F., Meyer, U., Frangi, A.** Eurocodes: background & applications. Structural Fire Design: Worked examples – *Luxemburg: Publications Office of the European Union, 252.*
http://doi.org/10.2788/85432
12. **Kalafat K.V., Bilyk A.S., Biliaiev M.A., Kovalevska E.A.** Rozrakhunok stalevykh kon-struktsii na vohnestiikist vidpovidno do Yevrokodu 3: Praktychnyi posibnyk do DSTU-N EN 1993-1-2:2010- *Kyiv: Ukrainskyi Tsentr Stalevoho Budivnytstva. – 2016, 81 p.*
13. **L.I. Lavrinenko, V.S. Nekora**, Doslidzhennia nahrivannia stalevoi balky z hofrovanoiu v umo-vakh pozhezhi. // Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka, 2020. - Vyp. 6, pp. 12 – 21,
doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.12–21
14. **V. Nekora, S. Sidnei, T. Shnal, O. Nekora, L. Lavrinenko, S. Pozdieiev.** Thermal effect of a fire on a steel beam with corrugated wall with fireproof mineral-wool cladding // *Eastern-Eu-ropean Journal of Enterprise Technologies. 2021. – №5/1 (113), p. 24-32.*
https://doi.org/10.15587/1729-061.2021.241268
15. **Yin Y.Z., Wang Y.C**. A numerical study of large deflection behaviour of restrained steel beams at elevated temperatures. *//Journal of Constructional Steel Research, 2004. – No. 60, pp. 1029 – 1047.*
16. **Perelmuter A.V.** Computational models of structures and the possibility of their analysis / A.V. Perelmuter, V.I. Slivker. - *К.: Publishing house "Steel", 2002. – 600 p.*
17. **S. Kubba**. Building Information Modeling (BIM): Handbook of Building Design and Con-struction (Second Edition). *2017. – Pp. 227–256.*
18. **Bilyk S.I., Nilova T.O., Semchuk I.Y. Lav-rinenko L.I.** .Experimental and Theoretical In-vestigation of Inserted Floors with Decreased Height *//Varilna Tehnika (Slovensko društvo za varilno tehnika). 2019-1. –V. 69, pp. 7–15.*
19. **Adamenko V. M.** Dosvid vprovadzhennia BIM-tekhnolohii v navchalnyi protses na kafedri metalevykh i derevianykh konstruktsii KNUBA // *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka . – 2022. – Vyp. 10. – S. 56-68.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.56-68
20. **Benzel O.** Informatsiine modeliuvannia stalevoi budivli z pidvyshchenymy vymohamy zhor-stkosti *// Budivelni konstruktsii. Teoriia i prak-tyka. 2021. - Vyp. 9, s. 30-44.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.30-44
21. **Fedchenko M.S., Nekora V.S., Sidnei A.S., Pozdieiev S.V.** Doslidzhennia zalezhnosti pokazny-kiv vohnestiikosti stalevykh elementov vid rivnia mekhanichnoho navantazhennia // *Nauka pro tsyvilnyi zakhyst yak shliakh stanovlennia molodykh vchenykh. Materialy Vseukrainskoi naukovo-praktychnoi konferen-tsii.– Cherkaskyi instytut pozhezhnoi bezpeky, 2022. – s.66–68.*
22. **Daurov M.K., Bilyk A.S.** Investigation of Changes in Steel Frames Stress State in Fire and Influence on Its Vitality // *Strength of Materials and Theory of Structures. 2022. – № 108, pp. 325 – 336.*
http://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.108.325-336

FIRE RESISTANCE DESIGN ANALYSIS FOR STEEL CONNECTIONS USING SPECIALIZED 3D MODELING SOFTWARE

Kristian HITSKOV,
Liudmyla LAVRINENKO

Summary. The work presents the design process, analysis and practical evaluation of nodal connections of the beam-column frame of a low-rise building in the BIM design environment for the action of active loads and emergency temperature effects of fire. A study of the use of design tools was conducted. The conduct of such studies is due to the need to increase the reliability of the steel frame in fire conditions and to update the requirements of the normative documents of the Eurocodes regarding the fire resistance of metal structures. The standard fire mode was considered, the heating parameters of elements connected in nodes were analyzed. A review of the theoretical foundations of the calculation of steel structures for the high-temperature effect of the working environment showed the feasibility of applying a simplified method of calculation and determination of heating parameters according to normative data.

.

Simulated rod diagram of the frame with loads. An analysis of the stress-strain behavior (SSB) of the elements under the action of the emergency combination was carried out. 3D modeling of the node was used for further calculation. The BIM concept is implemented by integrating Robot Structural Analysis PC with the IdeaStatica calculation complex. It has been established that the connection of PC Robot Structural Analysis with the IdeaStatica calculation complex is rational for the design and calculations of buildings and structures in 3D space and allows using the results of the temperature effect calculation to adjust the structural solution in order to reduce its metal consumption, labor costs and rationalize the reserves of bearing capacity.

The presented process of designing frame nodes summarizes approaches to the development of effective structural forms. The use of information models simplified design, optimized work processes, and also made it possible to increase the complexity of nodes both at the level of the design solution and at the level of the calculation model, taking into account the nonlinear effects of temperature influence.

Keywords. 3D modeling; metal structures; steel connection design; temperature influenc

Стаття надійшла до редакції 30.03.2023

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.12.2023.105-114
УДК 624.011.1:699.812

ОСОБЛИВОСТІ ТЕХНІЧНОГО ОБСТЕЖЕННЯ ОБ'ЄКТІВ ПРИЛЕГЛИХ ДО ІСНУЮЧОЇ ЗАБУДОВИ

Наталія КОСТИРА[1], Валентина БАКУЛІНА[2]

[1] Національний авіаційний університет,
просп. Гузара Любомира 1, Київ, Україна, 03037
[2] Національний університет біоресурсів і природокористування України,
вул. Героїв Оборони 15, Київ, Україна, 03041

[1]nataliia.kostyra@npp.nau.edu.ua, https://orcid.org/0000-0001-5934-9563
[2]bakulina88@ukr.net, http://orcid.org/0000-0003-0849-9697

Анотація. У зв'язку зі фізичним та моральним зношенням значної кількості промислових, цивільних будівель та інженерних споруд увесь час збільшуються обсяги робіт щодо технічного обстеження відповідальних будівельних конструкцій. Необхідність у проведенні таких робіт виникає у випадках усунення недоліків, допущених при проєктуванні, виготовлення та монтажі; у процесі ліквідації наслідків надзвичайних ситуацій; у результаті стихійних лих (землетрусів, пожеж, вибухів, просідань, повеней тощо); реконструкції та модернізації будівель, оцінювання фізичного та морального зносу конструктивних елементів, вузлів і деталей; прийняття рішень щодо ремонту, посилення та відновлення конструкцій; визначення вартості основних фондів під час приватизації; оформлення заставленого банківського кредиту; технічної паспортизації будівель та споруд.

Обстеження будівель та інженерних споруд – найважливіша частина комплексу робіт щодо оцінювання технічного стану відповідальних будівельних конструкцій та будівлі в цілому.

Під час обстеження повинні бути встановлені наступні властивості та характеристики будівельних конструкцій: фактична несуча здатність, експлуатаційна придатність частин будівель та основ із метою використання цих даних для визначення їх подальшої експлуатації або розробки проєкту реконструкції. При цьому виконують пошук оптимальних варіантів конструктивно-планувального рішення, способів можливого підсилення несучих конструкцій

Наталія КОСТИРА
доцент кафедри комп'ютерних технологій будівництва та реконструкції аеропортів,
к.т.н., доцент

Валентина БАКУЛІНА
старший викладач
кафедри будівництва

із урахуванням технологічності, забезпечення мінімуму витрат праці, матеріальних ресурсів та часу на їх реалізацію. Оцінювання ступеню зношення конструкцій будівлі або інженерної споруди виконують, як правило, при технічному обстеженні, а також для прийняття ефективних та доцільних економічних (переоцінювання, умови продажу, страхування тощо) рішень. Будівлі та споруди незалежно від класу наслідків (відповідальності) підвладні фізичному та моральному зносу.

Необхідність використання ефективних методів посилення будівельних конструкцій спонукає наукову спільноту до побудови раціональних моделей їх дійсного деформування.

Ключові слова. Обстеження; надійність; технічна експлуатація; моніторинг прилеглих територій.

© Н. КОСТИРА , В. БАКУЛІНА, 2023

ВСТУП

Сучасна тенденція будівництва нових житлових комплексів на територіях недіючих підприємств в історичних районах Києва спонукає до розробки та виконання цілого комплексу складних неординарних інженерних задач [1]. Реконструкція громадських і цивільних будівель [2] є поштовхом до розробки та вдосконалення існуючих інженерних методик розрахунку підсилених будівельних конструкцій [3–5].

Звичайно постають питання щодо проведення комплексного обстеження будівель та споруд [6, 7]. Ціла плеяда науковців [8–10] зосереджує увагу на побудові дійсних розрахункових схем вже пошкоджених конструкцій, у тому числі внаслідок землетрусу, з урахуванням складних інженерно-геологічних умов [11].

Стосовно підсилених залізобетонних конструкцій [12], вивчення нових ефектів опору, схем утворення та розповсюдження тріщин потребує нестандартних підходів [8–10, 13, 14].

Безпека прилеглої забудови і території об'єкта [15], що будується, безпечність виробничого процесу з виконання будівельно-монтажних робіт в умовах ущільненої забудови можлива лише за повного дотримання нормативних докумен-тів [16, 17]. Ці норми повинні виконуватися не тільки при інженерних вишукуваннях для будівництва [15], розробленні проектно-технологічної документації, організації і виконанні будівельно-монтажних робіт, а також для моніторингу прилеглої забудови, території та об'єкта, що зводиться або реконструюється.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

Детальний аналіз виконаних [18–19], у тому числі за участю авторів обстежень [20–23], показує, що можливість проведення відновлення, подальшої реконструкції із заміною (або без заміни) конструктивної схеми будівлі або споруди **неможливе** без наявності достовірної інформації щодо технічного стану будівельних конструкцій.

Оцінюванням технічного стану будівель та інженерних споруд займалися такі українські вчені як Вахненко П.Ф., Барашиков А.Я., Малишев О.М. та інші [5, 7, 20]. Продовжують цей шлях наукові школи Є.М. Бабича [6], З.Я. Бліхарського [3, 9], О.Б. Голишева [14], Є.В. Клименка [4, 8] та В.М. Карпюка [10], А.М. Павлікова [13, 14] та ін.

Нормативними документами ДБН В.1.2-14 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкції та основ» із урахуванням можливої небезпеки для здоров'я і життя людей, економічних збитків і втрати об'єктів культурної спадщини визначено три класи наслідків *СС1, СС2, СС3*.

Фізичне зношення – це втрата будівлями та спорудами у цілому, а також їхніми окремими елементами первісних заданих техніко-експлуатаційних показників (міцності, стійкості, надійності, вогнестійкості тощо) внаслідок дії природно-кліматичних, технологічних впливів та життєдіяльності людини.

Відсоток фізичного зношення будівлі або споруди у цілому визначають як середню зважену величину, визначену з відсотка зношення окремих конструктивних елементів:

$$V = \frac{\sum \gamma_i v_i}{100}, \qquad (1)$$

де v_i – відносна втрата несучої здатності i-го елементу:

$$v_i = \min\left(\frac{N_{ij,act}}{N_{ij,d}}\right). \qquad (2)$$

У формулах (1) і (2) позначено:

V – ступінь загального фізичного зношення, %;

n – число основних конструктивних елементів;

γ_i – питома вага вартості конструктивного елементу у загальній вартості будівлі або споруди на момент обстеження, %. Питома вага вартості окремих елементів в системах санітарно-технічного та електрохімічного обладнання;

$N_{ij,act}$ – фактична несуча здатність і-го елементу з урахуванням наявних дефектів і пошкоджень при перевірці j-го типу;

$N_{ij,d}$ – те ж саме, за проєктом.

Мінімум у залежності (2) визначається за усією множиною перевірок (міцність, стійкість, жорсткість, міцність з'єднань тощо) та за усією множиною конструктивних елементів *i*-го типу (пояси, ґратки тощо).

Вартість значення розміру зношення експлуатованих будівель або споруд у цілому визначають у залежності від його відновлюваної вартості, тобто вартості його відтворення у дійсних сучасних цінах, і відсоткового виразу величини фактичного зношення:

$$Q = \frac{V \cdot B}{100}, \qquad (3)$$

де V – фізичне зношення будівлі або споруди, %;

B – відновлювана вартість будівлі або споруди, *грн*. або інша грошова одиниця.

Величину фізичного зношення окремих конструкцій, технічного обладнання у % визначають за спеціально розробленими таблицями зовнішніх ознак зношення під час проведення обстеження.

Аналіз публікацій [1, 18, 20] показує, що стосовно до визначених типів будівель застосовуються різні нормативні документи [16, 17] щодо визначення категорій технічного стану.

МЕТА ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

Мета та завдання полягає в забезпеченні комплексної безпеки будівництва відповідно до його індивідуальних умов, до робіт із його здійснення має бути долучено:

- обстеження прилеглих об'єктів існуючої забудови;
- розроблення проєктно-конструкторських і організаційно-технологічних рішень щодо захисту об'єктів прилеглої забудови від техногенного впливу будівництва та забезпечення умов їх нормальної експлуатації;
- впровадження заходів щодо захисту об'єктів прилеглої забудови від техногенного впливу будівництва та забезпечення умов їх нормальної експлуатації.

МЕТОДИКА ТЕХНІЧНОГО ОБСТЕЖЕННЯ

При будівництві житлового комплексу з об'єктами соціального і громадського призначення та підземним паркінгом в межах вулиць Кирилівська та Нижньоюрківськька у Подільському районі м. Києва відповідно до вимог [16, 17] було проведено технічне обстеження прилеглих до ділянки будівництва житлових будинків та будівлі пожежної частини.

Технічне обстеження будівель по вул. Нижньоюрківська, 3, 5, які примикають до території колишнього заводу «Керамблок» рис. 1, виконано з метою визначення технічного стану будівель та їхніх окремих конструктивних елементів перед початком будівництва нового житлового комплексу.

У зв'язку з довготривалим процесом будівництва технічне обстеження проводилося у 2016 та 2021 рр. відповідно. За їх результатами можна спостерігати процес зміни технічного стану несучих та огороджувальних конструкцій будівель.

Технічне обстеження будівель виконане на основі:

- визначення конструктивного та просторово-планувального рішення будівель;
- візуального обстеження несучих і огороджувальних конструкцій до яких наявний відкритий доступ;
- встановлення ступеню фізичного зносу та визначення категорії технічного стану окремих несучих конструкцій та будівель у цілому.

Рис.1. Ситуаційна схема будівель, що підлягають обстеженню перед початком першої черги забудови житлового кварталу на розі вул. Кирилівська та Нижньоюрківська в м. Києві

Fig. 1. The situational diagram of the buildings to be inspected before the start of the first phase of construction of the residential quarter at the corner of the Kyrylivska and Nizhnyyurkivska street in Kyiv

Технічне обстеження виконане відповідно до вимог державних нормативних документів, які чинні в Україні [16, 17 та ін.].

Ґрунти на території ділянки, на яких споруджені існуючі будівлі, складаються з неоднорідного багатошарового насипного ґрунту товщиною 0,2…18,5 *м* під яким залягають глина мергельна голубовато-сіра тугопластична з включенням прошарків суглинків, яка є водотривким шаром.

Вздовж вул. Нижньоюрківська проходить старий колектор річки, з якого постійно відбуваються втрати води, яка підтоплює прилеглу територію.

У якості об’єкту дослідження обрано будівлю, яка найближче розташована до будівельного майданчика, а саме: будівля пожежної частини.

Будівля пожежної частини чотирьох-поверхова, прямокутної конфігурації у плані, змішаної конструктивної системи з поперечним розташуванням цегляних несучих стін і колон. Габаритні розміри будівлі – 60,0×21,0 *м*, рис. 2. Площа забудови – 1308,96 $м^2$.

Колони у будівлі виконані зі збірного залізобетону квадратного та прямокутного поперечного перерізу 400×400, 400×600 *мм*. Ригелі залізобетонні, висотою 450 *мм*, шириною 400 *мм* на всіх поверхах встановлені за поперечними осями.

Рис. 2. Фрагмент головного фасаду

Fig. 2. Fragment of the main facade

Міжповерхові перекриття виконані зі збірних залізобетонних плит з круглими порожнинами, довжиною 6 *м* та шириною 1,2 *м*. Товщина плит – 220 *мм*. Плити залізобетонні та їхні з’єднання прийняті за серією 1.141-1 в. 60….64.

Покриття суміщене за залізобетонними плитами товщиною 220 *мм*, які мають круглі порожнини. Покрівля – м’яка багатошарова, з руберойду по шару полімерного утеплювача, наклеєного на бітумній мастиці по цементно-піщаній стяжці товщиною 30 *мм*, має ухил 3…8%. У процесі експлуатації будівлі, покрівля декілька раз ремонту-валася. Відсутнє внутрішнє та зовнішнє водовідведення.

Стіни внутрішні поперечні – несучі і торцеві – самонесучі, виконані з цегли керамічної на цементно-піщаному розчині зі вставками індустріальних цегляних блоків товщиною 510 *мм*. Зовнішні поверхні будівлі обличковані керамічною плиткою на цементно-піщаному розчині по периметру. Внутрішні поверхні стін оздоблені пластиковою вагонкою. Перемички прорізів у стінах збірні залізобетонні брускові за серією 1.138-10.

За результатами технічного обстеження виконана оцінка міцності, стійкості і фізичного зносу конструкцій будівлі. Виявлені дефекти і пошкодження, які виникли при спорудженні та за час її експлуатації.

Основою фундаментів будівлі є глини мергельні, які не просідають.

Суттєвих дефектів і пошкоджень – тріщин, раковин, сколів у бетонних і залізобетонних конструкціях фундаментів не виявлено.

Асфальтове вимощення, яке примикає до будівлі суттєвих пошкоджень після планового ремонту не має, але наявні тріщини між цокольною частиною стіни та вимощенням що виникли за час експлуатації при просіданні поверхні ґрунту, що призводить до потрапляння поверхневих атмосферних вод до фундаментів. Відсутність водовідведення атмосферних вод у процесі подальшої експлуатації буде призводити до просідання ґрунту біля будівлі [15].

Обстеження показало, що несуча здатність фундаментів достатня для сприйняття експлуатаційних навантажень, фундаменти не потребують посилення й придатні до подальшої експлуатації. Фізичний знос зовнішніх стін підвалу, виконаних із фундаментних бетонних блоків складає 30%, вони знаходяться у задовільному технічному стані (2 категорія).

На поверхнях зовнішніх стін виявлені наступні дефекти: намокання, відшарування облицювальної плитки, внаслідок природних впливів (волога, зміна температур та інше).

Опір теплопередачі існуючих стін, виконаних із цегли товщиною 510 *мм* не відповідає вимогам чинних норм України з енергозбереження, що викликає понад нормативні втрати тепла та призводить до накопичення вологи у стінах. Опір теплопередачі зовнішніх стін будівель у I температурній зоні України повинен бути не меншим $R_{q,\min} = 3{,}3\,м^2 \cdot К/Вт$, а існуючих стін складає близько $R_0 = 0{,}85\,м^2 \cdot К/Вт$ – опір теплопередачі зовнішніх стін будівлі потребує збільшення приблизно у 4 рази.

Фізичний знос цегляних стін складає 30%. Таким чином, несуча здатність і стійкість стін будівлі є достатньою, вони знаходяться у задовільному технічному стані (2 категорія), але потребують капітального ремонту та утеплення.

На поверхнях перегородок та внутрішніх стін виявлені наступні дефекти: намокання внаслідок протікання інженерних мереж (водопостачання, водовідведення), руйнування оздоблення та наявність тріщин на всіх житлових поверхах. Ці тріщини не являють загрози відповідальним несучим конструкціям будівлі.

Перекриття міжповерхові, виконані із збірних залізобетонних плит, не мають суттєвих пошкоджень. Неприпустимих прогинів і хиткості, а також суттєвих тріщин, раковин і сколів у плитах перекриттів не виявлено. Зафіксоване замочування елементів підвісної стелі внаслідок протікання інженерних мереж (водопостачання, водовідведення) (рис. 3).

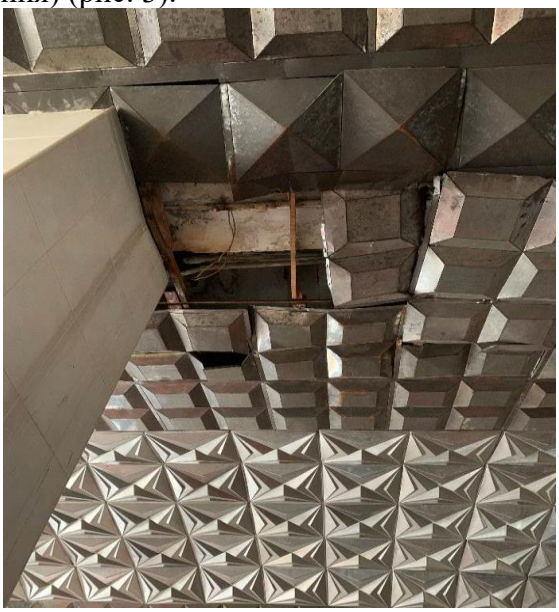


Рис. 3. Замокання елементів перекриття та підвісної металевої стелі на першому поверсі, корозія сталевих елементів кріплення стелі, внаслідок протікання інженерних мереж в осях «*Б–В*», «*7–8*»

Fig. 3. Wetting the floor elements and suspended metal ceiling on the first floor, corrosion of steel elements fixing the ceiling due to leakage engineering networks in the axes "*Б–В*", "*7–8*"

Колони збірні залізобетоні, оздоблені облицювальною плиткою по цементно-піщаній стяжці. Виявлені пошкодження у залізобетонній колоні у вигляді вертикальної тріщини на перетині осей «*8*», «*Б*» (рис. 4, *б*),

ширина розкриття тріщини за останні п'ять років збільшилась.

а *б*

Рис. 4. Вертикальна тріщина по колоні перерізом 400×600*мм* на першому поверху приміщення гаражу на перетині осей «*8*», «*Б*» з шириною розкриття 1,0–3,0 *мм*, довжиною 1,37 *м*: *а*) – за результатами обстеження 2016 р.; *б*) – те ж, 2021 р.

Fig. 4. A vertical crack along a column with a cross-section of 400×600 *mm* on the 1st floor of the garage at the intersection of axes "8", "Б" with a width of 1.0–3.0 *mm*, a length of 1.37 *m*: *a*) – according to the results of the inspection 2016 year; *b*) – also in 2021

При обстеженні ригелів перекриття виявлено тріщину на опорній частині ригеля перекриття по осі «*6*» в осях «*Г–Д*», 3 поверх (рис. 5).

Рис. 5. Тріщина на опорній частині залізобетонного ригеля перекриття по осі «*6*» в осях «*Г–Д*», третього поверху

Fig. 5. A crack on the bearing part of the floor reinforced concrete girder along the axis "*6*" in the "*Г–Д*" axes, third floor

Вікна дерев'яні, та металопластикові з подвійним заскленням, за час експлуатації дерев'яні вікна вичерпали свій експлуатаційний ресурс; опір теплопередачі вікон, який складає близько $R_0 = 0{,}20\,м^2 \cdot К/Вт$, у три рази менший за мінімально допустимий $R_{q,\min} = 0{,}75\,м^2 \cdot К/Вт$. Наявне замочування атмосферними опадами дерев'яних рам вікон.

Під час обстеження підлог на першому поверсі в осях «*З–9*», «*А–Ж*» виявлені пошкодження у вигляді сколів. Фізичний знос підлог складає 30%. Вони знаходяться у задовільному технічному стані (2 категорія).

При обстеженні конструкцій сходових кліток тріщин та замочування стін не було виявлено. Фізичний знос конструкцій складає 25%, вони знаходяться у задовіль-ному технічному стані (2 категорія).

У підпірній стінці виявлені значні пошкодження внаслідок просідання ґрунту, а також впливу зовнішнього середовища (рис. 6, 7).

Рис. 6. Тріщина у підпірній стінці w_k=10…30 *мм*, руйнування оздобленого шару штукатурки і морозна деструкція цегляної кладки

Fig. 6. A crack in supporting wall w_k=10…30 *mm*, destruction of the decorated layer of plaster and frost destruction of brickwork

Рис. 7. Відхилення від вертикалі огороджувальних конструкцій стадіону, внаслідок просідання та зсуву ґрунту

Fig. 7. Deviation from the vertical of the enclosing structures of the stadium due to subsidence and landslide

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Внаслідок технічного обстеження визначено, що фізичний знос будинку у цілому складає 35%.

При обстежені будівлі виявлено, що вона знаходиться на схилі з явними ознаками накопичення вологи та просідання насипного шару ґрунту. Враховуючі зсувонебезпечний стан даного схилу, перед початком будівництва рекомендується виконати заходи щодо закріплення схилу [15].

Підпірна стінка на подвір'ї будівлі пожежної частини знаходиться у непридат-ному до подальшої експлуатації технічному стані з візуальними ознаками деформацій у вигляді тріщин та замочування. Такі тріщини [7] необхідно позначити на конструкціях і встановити на них маяки для визначення їхнього розкриття при подальшому проведенні будівельних робіт. За умови негативної динаміки розкриття виконати ремонт з посиленням.

Біля стін будівлі відсутнє належне відведення атмосферних опадів, що призво-дить до замочування конструкцій. Ігнорування даного впливу протягом проміжку часу 2-х...3-х років спричинить деформації, що не будуть пов'язані з впливом від майбутнього нового будівництва.

Зафіксована вертикальна тріщина у залізобетонній колоні потребує постійного моніторингу та подальшого проведення посилення у процесі майбутньої реконструкції.

Разом із цим виникає задача визначення найбільш раціонального та економічного варіанту посилення. Вирішити такі задачі дозволяють чисельні дослідження у програмних модулях сучасних САПР, зокрема ПК «ЛІРА САПР»[22, 23].

Необхідність використання ефективних методів посилення будівельних конструкцій спонукає наукову спільноту до побудови раціональних моделей їхнього дійсного деформування – з наявністю різних типів і рівнів тріщин [14], які безумовно впливають на подальшу зміну жорсткості конструкцій [11].

ЛІТЕРАТУРА

1. **Kaliukh I.**, **Kosheleva N.**, **Yakovenko I.**, **Dzhalalov M.**, **Kotlyar M.** and **Bashkirov G.** Monitoring and mathematical modelling of the pit construction impact on the subway tunnels during reconstruction of the Postal Square. *15th Int. Conf. Monitoring of Geological Processes and Ecological Condition of the Environment*. Nov. 2021, Vol. 2021. P. 1–5. URL: https://doi.org/10.3997/2214-4609.20215K2064
2. **Yakovenko I.A., Bakulin Ye.A., Bakulina V.M.** Classification methods of civil buildings reconstruction. *Theoretical and scientific foundations of engineering: coll. mon. Boston: Primedia eLaunch, 2020. 180 p., pp. 70–96.*
3. **Бліхарський З.Я.** Реконструкція та підсилення будівель та споруд : *навч. пос. Львів: «Львівська політехніка», 2008. 108 с.*
4. **Клименко Є.В.** Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: навч. пос. *Київ, 2004. 304 с.*
5. **Журавський О.Д., Тимощук В.А.** Розрахунок плоских залізобетонних плит, підсилених зовнішньою напруженою арматурою. *//Зб. наукю праць. Будівельні конструкції. Теорія і практика*. 2017. № 1. С. 193–198. https://doi.org/10.32347/2522-182.1.2017.193-198
6. **Бабич Є.М., Караван В.В., Бабич В.Є.** Діагностика, паспортизація та відновлення будівель і інженерних споруд : //*підр. Рівне: «Волинські обереги», 2018. 176 с.*
7. **Барашиков А.Я., Малишев О.М.** Оцінювання технічного стану будівельних та інженерних споруд *:// навч. посіб. для студ. ВНЗ. Київ, Основа, 2008. 320 с*.
8. **Klymenko Y., Grynyova I., Kos Z., Maksiuta O.** Method for Determining the Residual Bearing Capacity of Damaged I-Beam Reinforced Concrete Columns. //*Lecture Notes in Civil Engineering*. 2023. Vol. 290. P. 171–184. https://doi.org/10.1007/978-3-031-14141-6_17
9. **Blikharskyy Z., Lobodanov M., Vegera P.** Investigation of defective reinforced concrete beams with obtained damage of compressed area of concrete. //*Production Engineering Archives*. 2022. Vol. 28(3). P. 225–232. https://sciendo.com/pdf/10.30657/pea.2022.28.27
10. **Karpiuk I., Karpiuk V., Hlibotskyi R., Posternak O.** Load-Bearing Capacity of Damaged Concrete Beams with Basalt Plastic Fittings, Reinforced with External Fiber-Reinforced Plastics. //*Lecture Notes in Civil Engineering*. 2023. Vol. 290. P. 124–135. https://doi.org/10.1007/978-3-031-14141-6_13

11. **Barabash M. S., Kostyra N. O., Pysarevskiy B. Y.** Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads //*IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Volume 708*. URL: https://iop-science.iop.org/article/10.1088/1757-899X/708/1/012044
12. **Kolchunov Vl.I., Yakovenko I.A.** About the violation solid effect of reinforced concrete in reconstruction design of textile industry enterprises. //*Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedenii, Seriya Teknologiya Tekstil'noi Promysh-lennosti*. 2016. Vol. 363. Issue 3. P. 258–263.
13. **Kochkarev, D., Azizov, T., Azizova, A., Galinska, T.** Designing of Standard Cross Sections of Composite Bending Reinforced Concrete Elements by the Method of Design Resistance of Reinforced Concrete.// *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021. Vol. 100. P. 202–211.
https://doi.org/10.1007/978-3-030-57340-9_25
14. **Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.** Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну. //*Київ: Толока, 2017. 627 с.*
http://reposit.nupp.edu.ua/handle/PoltNTU/5380
15. **Бакулін Є.А., Яковенко І.А., Бакуліна В.М.** Інженерний захист та підготовка територій : *навч. посіб. Київ: НУБіП України, 2020. 212 с.*
16. **ДБН В.1.2–12–2008.** Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки. *Київ, Мінрегіонбуд України, 2009. 32 с.*
17. **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. 47 с.*
18. **Головко Р., Слюсаренко Ю., Фесенко О.** Комплексна оцінка технічного стану перекриття будівлі лікувально-діагностич-ного комплексу лікарні «ОХМАТДИТ». //Зб.наук. праць *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. 2020. № 7. С. 32–44.
https://doi.org/10. 32347/2522-4182.7.2020.32-44
19. **Syvko I., Syvko R., Selimov A., Tytarenko V., Zharko L., Fesenko O.** Peculiarities of structures inspection by the example of a three-chamber navigation lock in Zaporizhzhia city. //*ACADEMIC JOURNAL Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*. 2018. Vol. 2 (51). P. 132–138.
http://journals.nupp.edu.ua/znp/article/download/1304/1107
20. **Костира Н.О., Малишев О.М., Бакуліна В.М.** Особливості технічного обстеження та паспортизації прийнятих в експлуатацію об'єктів будівництва. //*Machinery & Energetics. Journal of Rural Production Research*. 2019. Vol. 10. № 1. P. 165–169. URL: http://dx.doi.org/10.31548/machenergy2019.01.165
21. **Бакулін Є.А., Яковенко І.А., Бакуліна В.М.** Визначення параметрів напружено-деформованого стану споруди башти силосу та її конструктивних елементів за наслідками руйнування. //*Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and inventtion : coll. mon. Riga: "Baltija Publishing", 2022. P. 1–43.*
https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-1
22. **Barabash M.S.** Some aspects of modelling nonlinear behaviour of reinforced concrete. //*Strength of Materials and Theory of Structures. 2018. Vol. 100. P. 164–171.*
http://nbuv.gov.ua/UJRN/omts_2018_100_15
23. **Барабаш М.С., Костира Н.О., Томашевський А.В.** Визначення напру-жено-деформованого стану та міцності пошкоджених несучих конструкцій інструментами ПК «ЛІРА-САПР». //*Український журнал будівництва та архітектури. Дніпро. – № 1(007). –2022. – С. 7-14.*
https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.220222.7.827

REFERENCES

1. **Kaliukh, I., Kosheleva, N., Yakovenko, I., Dzhalalov, M., Kotlyar, M., & Bashkirov, G.** (2021, November). Monitoring and mathematical modelling of the pit construction impact on the subway tunnels during reconstruction of the Postal Square. //In *15th International Conference Monitoring of Geological Processes and Ecological Condition of the Environment* (Vol. 2021, No. 1, pp. 1-5). EAGE Publications BV.
https://doi.org/10.3997/2214-4609.20215K2064
2. **Yakovenko, I.A., Bakulin, Y.A. & Bakulina, V.M.** (2020). Classification methods of civil buildings reconstruction/Theoretical and scientific foundations of engineering: collective monograph / Apostolova R. *Shembel E., Aur-bach D., Markovsky B.,–etc. International Science Group. Boston: Primedia eLaunch, 180*, 70-96. http://isg-konf.com

3. **Bliharskyi, Z.Ya.** (2008). Rekonstruktsiia ta pidsylennia budivel ta sporud : *navch. pos. Lviv: «Lvivska politekhnika»*, 2008. 108 s.
4. **Klymenko, Ye.V.** (2004). Tekhnichna ekspluatatsiia ta rekonstruktsiia budivel i sporud: *navch. pos. Kyiv*, 2004. 304 s.
5. **Zhuravskyi O.D., Tymoshchuk V.A.** Rozrakhunok ploskykh zalizobetonnykh plyt, pidsylenykh zovnishnoiu napruzhenoiu armaturoiu. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka.* 2017. № 1. С. 193–198
https://doi.org/10.32347/2522-182.1.2017.193-198
6. **Babych Ye.M., Karavan V.V., Babych V.Ie.** Diahnostyka, pasportyzatsiia ta vidnovlennia budivel i inzhenernykh sporud : *pidr. Rivne: «Volynski oberehy»*, 2018. 176 s.
7. **Barashykov A.Ia., Malyshev O.M.** Otsiniuvannia tekhnichnoho stanu budivelnykh ta inzhenernykh sporud: *navch. posib. dlia stud. VNZ. Kyiv, Osnova*, 2008. 320 s.
8. **Klymenko, Y., Grynyova, I., Kos, Z., & Maksiuta, O.** (2022). Method for Determining the Residual Bearing Capacity of Damaged I-Beam Reinforced Concrete Columns. In *Proceedings of EcoComfort 2022* (pp. 171-184). Cham: Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-031-14141-6_17
9. **Blikharskyy, Z., Lobodanov, M., & Vegera, P.** Investigation of defective reinforced concrete beams with obtained damage of compressed area of concrete. *Production Engineering Archives*, *28*(3), 225-232.
https://sciendo.com/pdf/10.30657/pea.2022.28.27
10. **Karpiuk, I., Karpiuk, V., Hlibotskyi, R., & Posternak, O. (**2022). Load-Bearing Capacity of Damaged Concrete Beams with Basalt Plastic Fittings, Reinforced with External Fiber-Reinforced Plastics. In *Proceedings of EcoComfort 2022* (pp. 124-135). Cham: Springer International Publishing.
https://doi.org/10.1007/978-3-031-14141-6_13
11. **Barabash M. S., Kostyra N. O., Pysarevskiy B. Y.** Strength-strain state of the structures with consideration of the technical condition and changes in intensity of seismic loads IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Volume 708.-
https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/708/1/012044
12. **Kolchunov, V.I., & Yakovenko, I.A.** (2016). About the violation solid effect of reinforced concrete in reconstruction design of textile industry enterprises. *Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedenii. Teknologiya Tekstil'noi Promyshlennosti*, *3*, 258-263.
13. **Kochkarev, D., Azizov, T., Azizova, A., & Galinska, T.** (2020). Designing of standard cross sections of composite bending reinforced concrete elements by the method of design resistance of reinforced concrete. In *Proceedings of EcoComfort 2020* (pp. 202-211). Cham: Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-030-57340-9_25
14. **Bambura A.M., Pavlikov A.M., Kolchunov V.I. ta in.** Praktychnyi posibnyk iz rozrakhunku zalizobetonnykh konstruktsii za diiuchymy normamy Ukrainy (DBN V.2.6–98:2009) ta novymy modeliamy deformuvannia, shcho rozrobleni na yikhniu zaminu. *Kyiv: Toloka*, 2017. 627 s.
http://reposit.nupp.edu.ua/handle/PoltNTU/5380
15. **Bakulin Ye.A., Yakovenko I.A., Bakulina V.M.** Inzhenernyi zakhyst ta pidhotovka terytorii : navch. posib. *Kyiv: NUBiP Ukrainy*, 2020. 212 s.
16. **DBN V.1.2–12–2008.** Budivnytstvo v umovakh ushchilnenoi zabudovy. Vymohy bezpeky. *Kyiv, Minrehionbud Ukrainy, 2009. 32 s.*
17. **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. 47 s.*
18. **Holovko R., Sliusarenko Yu., Fesenko O.** Kompleksna otsinka tekhnichnoho stanu perekryttia budivli likuvalno-diahnostychnoho kompleksu likarni «OKHMATDYT». *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka.* 2020. № 7. С. 32–44.
https://doi.org/10. 32347/2522-4182.7.2020.32-44
19. **Syvko, I., Syvko, R., Selimov, A., Tytarenko, V., Zharko, L., & Fesenko, O.** (2018). Peculiarities of structures inspection by the example of a three-chamber navigation lock in Zaporizhzhia city. *ACADEMIC JOURNAL Industrial Machine Building, Civil Engineering*, *2*(51), 132-138.
http://journals.nupp.edu.ua/znp/article/download/1304/1107
20. **Kostyra N.O., Malyshev O.M., Bakulina V.M.** Osoblyvosti tekhnichnoho obstezhennia ta pasportyzatsii pryiniatykh v ekspluatatsiiu obiektiv budivnytstva. *Machinery & Energetics. Journal of Rural Production Research.* 2019. Vol. 10. № 1. P. 165–169.
http://dx.doi.org/10.31548/machenergy2019.01.165
21. **Bakulin Ye.A., Yakovenko I.A., Bakulina V.M.** Vyznachennia parametriv napruzheno-deformovanoho stanu sporudy bashty sylosu ta yii konstruktyvnykh elementiv za naslidkamy ruinuvannia. *Achievements of Ukraine and EU*

countries in technological innovations and inventttion : coll. mon. Riga: "Baltija Publishing", 2022. P. 1–43.
https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-1

22. **Barabash, M.** (2018). Some aspects of modeling nonlinear behavior of reinforced concrete. *Resistance of materials and theory of structures*, (100), 164-171.
http://nbuv.gov.ua/UJRN/omts_2018_100_15

23. **Barabash M.S., Kostyra N.O., Tomashevskyi A.V.** Vyznachennia napruzheno-defor-movanoho stanu ta mitsnosti poshkodzhenykh nesuchykh konstruktsii instrumentamy PK «LIRA-SAPR». *Ukrainskyi zhurnal budivnytstva ta arkhitektury. Dnipro*. – № 1(007). – 2022. –S. 7-14.
https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.220222.7.827

FEATURES OF TECHNICAL INSPECTION OF ADJACENT EXISTING BUILDING OBJECTS

Nataliia KOSTYRA
Valentina BAKULINA

Summary. In connection with the wear and tear of a large number of buildings and structures, the volume of work on the technical inspection of building structures is constantly increasing. The need to carry out such work arises in cases of elimination of defects made during design, manufacture and installation; in the process of eliminating the consequences of emergency situations; as a result of natural disasters (earthquakes, fires, explosions, subsidence, floods, etc.); reconstruction and modernization of buildings, evaluation of the physical and moral value of structural elements, nodes and details; making decisions about repair, strengthening and restoration of structures; determination of the value of fixed assets during privatization; execution of a secured bank loan; technical certification of buildings and structures.

Inspection of buildings and engineering structures is the most important part of the complex of works on evaluating the technical condition of structures and the building as a whole. During the survey, the actual bearing capacity and operability of building structures and foundations should be established in order to use these data to determine their further operation or development of the reconstruction project. At the same time, they perform a search for optimal options for a constructive and planning solution, ways of possible strengthening of load-bearing structures taking into account manufacturability, ensuring a minimum of labor costs, material resources and time for their implementation.

Evaluation of the degree of wear and tear of building structures or engineering structures is performed, as a rule, during their technical inspection, as well as for making economic (revaluation, terms of sale, insurance, etc.) decisions.

Buildings and structures, regardless of their class of consequences (responsibility), are subject to physical and moral wear and tear.

The necessity to find effective methods for strengthening the future constructions is spontaneously scientifically advanced to induce rational models of the future deforming.

Keywords: inspection; reliability; technical operation; monitoring of adjacent territories

.

Стаття надійшла до редакції 20.04.2023

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.9.2021.115-125
УДК 624.0.12.4

ПІДСИЛЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ ПОРОЖНИСТИ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ МЕТАЛЕВИМИ БАЛКАМИ ТА АРМОВАНИМ ФІБРОБЕТОНОМ

Олег СКОРУК

Київський національний університет будівництва і архітектури,
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
2120756@ukr.net, http://orcid.org/0000-0001-7106-4368

Анотація. Експлуатації будівель і споруд пов'язана з розширеннями виробничих потужностей, технічним переоснащенням діючих підприємст, поточними ремонтами та ще цілою низкою різних факторів, що виникають і різні періоди їх існування. Все це призводить до проведення і виконання робіт з підсилення окремих елементів чи будівлі або споруди в цілому для забезпечення їх несучої здатності на проектні чи нові навантаження.

В наш час серед будівельних конструкцій, які застосовуються в будівлях і спорудах, значну частину займають залізобетонні елементи заводського серійного виготовлення відповідно. Необхідність підсилення яких виникає в процесі експлуатації не тільки при реконструкції і технічному переоснащені будівель і споруд, а також в наслідок неправильної експлуатації, локальних чи загальних перевантажень, корозійного чи механічного зносу складових елементів конструкцій чи будівлі в цілому. Все це приводить до зниження несучої здатності і як наслідок виникнення перед аварійних або аварійної ситуації.

Елементи які потребують підсилення знаходяться в експлуатованих будівлях, де проведення будь-яких будівельних робіт ускладнюється та вимагає швидкого виконання.

Основними традиційними способами підсилення конструкцій є нарощування або збільшення їхнього поперечного перерізу за рахунок приєднання до них нових фрагментів чи елементів, введення тяжів чи шпренгелів зі створенням попереднього натягу, влаштування дублюючих або підтримуючих елементів або розвантаження конструкцій шляхом їх часткового демонтажу чи розбирання.

В умовах діючого виробництва або експлуатації будівлі чи споруди дані способи підсилення не завжди можна застосувати через стисненні умови виконання, велику вагу конструкцій підсилення, трудомісткості монтажу.

Рішення щодо необхідності ремонту або підсилення будівельних конструкцій з метою відновлення чи збільшення їх несучої здатності та експлуатаційної придатності приймається на основі даних, отриманих при їх відповідному обстеженні згідно діючих нормативних документів, інженерних вишукувано, а також з урахуванням результатів проведених перевірних розрахунків.

Обсяг і номенклатура обстежень і вишукувано визначається у залежності від технічного стану, ступеня відповідальності будівель (споруд), особливостей запланованих заходів щодо ремонту і підсилення.

Олег СКОРУК
асистент кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій

Ключові слова. Підсилення; плита; фібробетон; фібробетонні конструкції; фібра.

ВСТУП

Підсилення існуючих конструкцій будівель проводиться у випадках, коли є підстави вважати, що такі конструкції знаходяться в непридатному, передаварійному або аварійному стані і потребують проведення таких робіт.

©О.СКОРУК, 2023

Для виявлення і фіксування таких явищ проводять спеціальні технічні обстеження конструкцій з фіксацією відповідних елементів чи фрагментів будівлі з послідуючою розробкою рекомендацій і методів їх підсилення на основі отриманих при обстеженні даних.

Причиною виникнення дефектів, що спричиняють погіршення технічного стану окремих елементів чи фрагментів будівлі і відповідно зменшення їх несучої здатності є:

1. неправильна експлуатації конструкції;
2. зовнішні механічні пошкодження конструкцій;
3. вплив агресивних середовищ в умовах хімічних і харчових виробництв;
4. вплив атмосферних опадів і перепадів температур;
5. вплив високої температури при пожежі;
6. зміна призначення фрагменту чи будівлі в цілому будівлі;
7. влаштування на перекриття непризначених проектом нового технологічного обладнання;
8. впливу ударної хвилі в результаті землетрусів або вибухів і тд.

МЕТА РОБОТИ

Розробка методу підсилення порожнистих плит перекриття існуючої булівлі в умовах роботи діючого підприємства з мінімальним впливом на його роботу.

ЗАДАЧІ РОБОТИ

Задачі, які вирішувалися в процесі виконання поставленої мети:

1. Проведення огляду пошкоджених фрагментів перекриття.
2. Збір матеріалів про проектування, зведення будівлі, фрагмент конструкцій якої посилюються;
3. Оцінка технічного стану конструкцій перекриття;
4. Пошук оптимального варіанту підсилення конструкцій;
5. Розрахунок складових елементів підсилення;
6. Розробка вузлів.

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ. ЗБІР НАВАНТАЖЕННЯ

Загальний вигляд пошкодженого перекриття наведений на рис. 1.

Рис.1. Загальний вигляд нижньої поверхні пошкодженої плити перекриття.
Fig.1. General view of the lower surface of the damaged floor slab.

На рисунку видно послідовну систему взаємно перпендикулярних регулярних тріщин на нижні поверхні плити перекриття виробничої будівлі. Після аналізу усіх вихідних даних і огляду пошкоджених фрагментів перекриття на місці встановлено, що причиною появи даних тріщин у розтягнутій зоні є неправильна експлуатації перекриття і її перенавантаження.

По конструкціям пересуваються електричні автонавантажувачі, що переміщують бокси та контейнера. Вага одного найважчого контейнера (зі слів персоналу) близько 700 кг. Зафіксовано, що автонавантажувачі переміщують по конструкціям перекриття до двох контейнерів одночасно, загальна вага яких складає близько 1400 кг відповідно.

Також по плитам перекриття зверху влаштована конструкція підлоги товщиною близько 150 мм і виготовлена вона з цементно-піщаного розчину з вмістом щебеневого заповнювача покритого зверху та затертого зносостійкою підлогою товщиною 3-6 мм, див рис. 2.

Рис.2. Загальний вигляд конструкції підлоги пошкодженої плити перекриття.
Fig.2. General view of the floor structure of the damaged floor slab.

Табл. 1. Визначення навантаження на 1 м2 перекриття за проектом.
Table 1. Determination of the load per 1 m2 of the ceiling according to the project.

№	Вид навантаження	Граничне розрахункове значення, кН/м2	Примітки
1.	Постійне: з/б плита перекриття	3,85	
2.	Конструкція підлоги	3,86	Згідно розкриття
3.	Тимчасове: корисне на перекриття	2,4	За ДБН
4.	Разом постійне:	7,71	
5.	Всього: постійне та тимчасове	10,11	

ПРОВЕДЕННЯ РОЗРАХУНКІВ

Для перевірки несучої спроможності елементів конструкцій перекриття будівлі на існуючі навантаження проводилися перевірні розрахунки за першим та другим граничними станами.

Для розрахунку обрано пошкоджену порожнисту типову плиту перекриття шириною 1200 та 1500 мм, що обпирається ригелі перекриття та колони каркасу будівлі. При

розрахунках враховувалися навантаження наступних видів, див. табл. 1 та від ваги, розподілу і роботи автонавантажувача при наступних комбінаціях див. табл. 2. Навантаження задавалися статично.

Табл. 2. Комбінації навантажень.
Table 2. Load combinations.

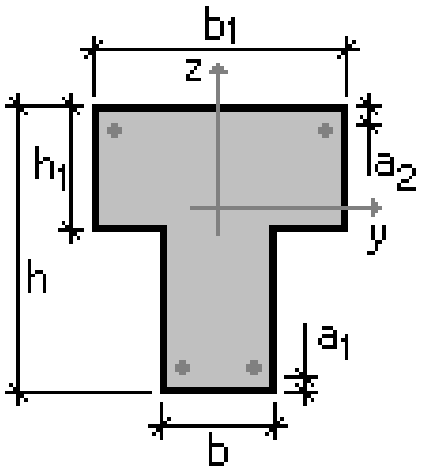
Назва навантаження	Номер навантаження
Власна вага	1
Постійне навантаження від підлоги	2
Тимчасове за ДБН	3
Тимчасове від пересування автонавантажувачів	4

Розрахунок елементів перекриття будівлі проводився за допомогою розрахункового комплексу відповідно до вимог чинних ДБН.

.

Попередньо фактичний переріз плити приведено до розрахункового відповідно до методики

Табл. 3. Характеристики перерізу.
Table 3. Characteristics of the section.

Приведений переріз	Величини, см
	b = 25 см; h = 22 см; b_1 = 115 см; h_1 = 3 см; a_1 = 2 см; a_2 = 2 см

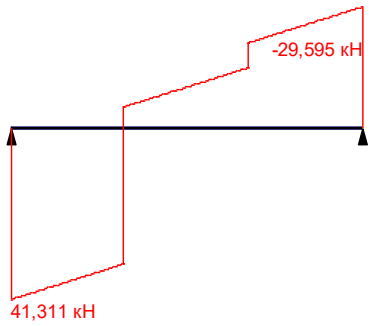
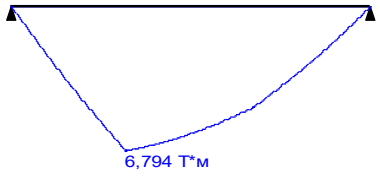
Розрахунок елементів перекриття будівлі проводився за допомогою розрахункового комплексу відповідно до вимог чинних ДБН.

За результатами розрахунку встановлено що на дію фактичних, зафіксованих при огляді конструкцій навантаженнях, з врахуванням ваги автонавантажувачів та того що вони перевозять — міцнісні характеристики забезпечені, запас міцності складає близько 8 % проте наближаються до граничних. Прогини плити складають більше чим 70 мм і значно перевищують допустимі — більше чим у 2 рази, що і пояснює наявність на поверхні такої кількості тріщин у розтягнутій зоні плити перекриття.

Відповідно подальша експлуатації пошкоджених конструкцій будівлі без проведення підсилення окремих фрагментів перекриття — недопустима.

Пошкодженні конструкції потребують проведення їх підсилення (заміни) та ремонтно-відновлювальних робіт які найдоцільніше провести на даному етапі експлуатації будівлі.

Табл. 4. Внутрішні зусилля елемента перекриття.
Table 4. Internal forces of the overlap element.

Епюра поперечних сил, кН	Епюра моментів, тм
	

РЕКОМЕНДАЦІЇ З ПІДСИЛЕННЯ

Для відновлення нормальних експлуатаційних характеристик обстежуваних конструкцій перекриття за результатами огляду і проведених перевірних розрахунків рекомендовано виконати підсилення пошкоджених тріщинами плит перекриття будівлі, згідно й рекомендацій наведеної нище, див. рис. 3; 4, для відновлення проектних характеристик перекриття та можливості подальшого безпечного використання.

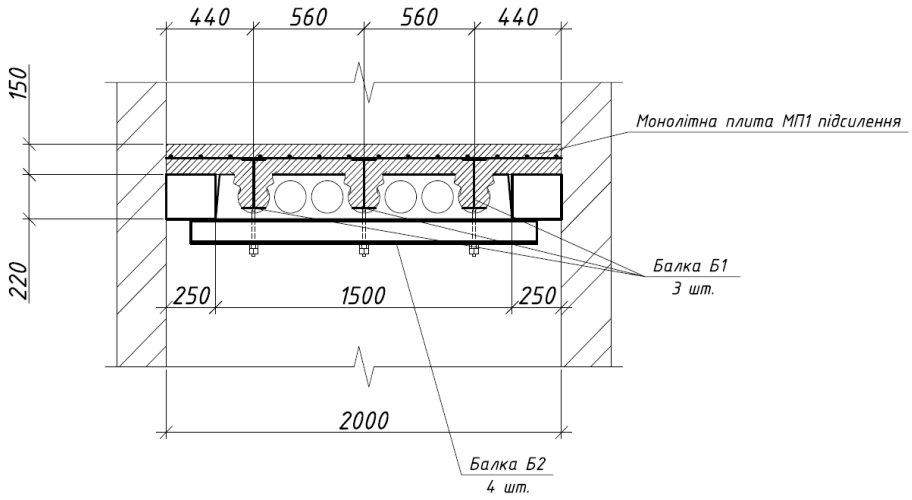


Рис.3. Схема підсилення конструкцій перекриття, поперечний розріз.
Fig.3. Scheme of reinforcement of floor structures, cross section.

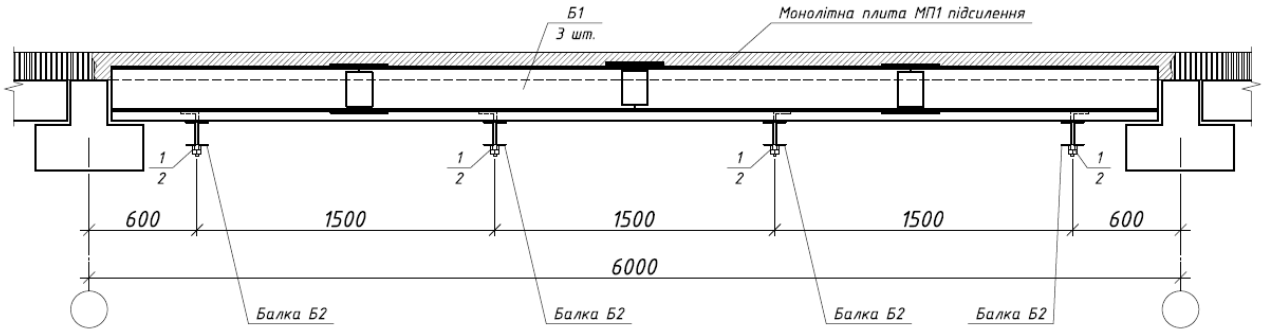


Рис.4. Схема підсилення конструкцій перекриття, повздовжній розріз.
Fig.4. Scheme of reinforcement of floor structures, longitudinal section.

Після відповідного обговорення і погодження експлуатуючою організацією було прийнято рішення про проведення відповідного підсилення пошкоджених конструкцій перекриття будівлі згідно запропонованої вище схеми.

ВИКОНАННЯ РОБІТ З ПІДСИЛЕННЯ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ

Підсилення виконувалося по місцю в умовах експлуатованої будівлі з суворим дотриманням норм техніки безпеки.

Перед початком було виконано демонтаж конструкцій існуючої підлоги з послідуючим його вивезенням, розкриття порожнин плити відповідно до запропонованої схеми, див. рис. 3, 4 для можливості встановлення металевих балок Б1 підсилення.

Рис.5. Демонтаж конструкції існуючої підлоги влаштованої по плитам.
Fig.5. Dismantling the structure of the existing slab floor

Рис.6. Розкриття порожнин плити відповідно до запропонованої схеми.
Fig.6. Opening of slab cavities.

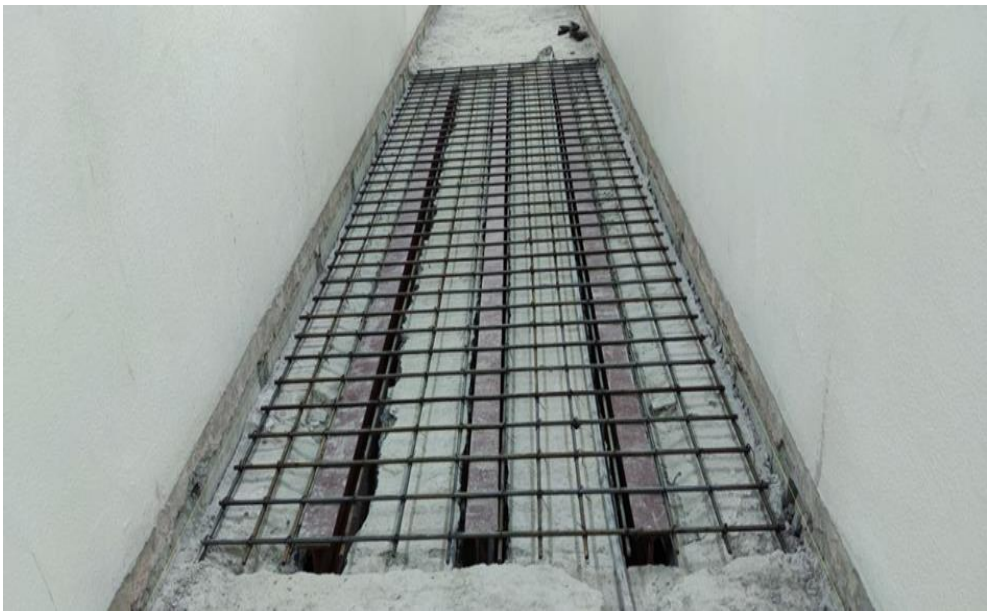


Рис.7. Влаштування елементів підсилення плити металевими балками та армованої фібробетоною плитою по верх них.
Fig.7. Arrangement of elements to strengthen the slab with metal beams and a reinforced fiber concrete slab on top of them

Далі було проведено роботи по монтажу металевих балок Б1 у влаштувані прорізи плити та забезпечення їх обпирання на залізобетонні ригелі перекриття на які обпирається і плита з послідуючим закріпленням нижньої полички плити за допомогою балок Б2 і шпильок та відповідне включення їх в роботу затягуванням гайок позиції 1, 2, див. рис. 4 до упора. Далі було виконано розкладку стержнів армування по рівні верхньої полички плити з арматури класу А400С та

закріплення до металевих балок зварюванням, див. рис. 7. Після було влаштовано фібробетону плиту товщиною 150 мм з одночасним заповненням розкритих пустот існуючого збірного перекриття

Рис.8. Влаштування елементів підтримки нижньої полички існуючої плити.
Fig.8. Arrangement of supporting elements of the lower shelf of the existing slab

Рис.9. Відновлена підлога після підсилення плити перекриття.
Fig.9. Restored floor after strengthening the floor slab.

ВИСНОВКИ

З метою підтримання конструктивних елементів будівлі у робото спроможному стані, необхідно слідкувати за корисними навантаженнями, що виникають у процесі експлуатації. Не допускати перенаванта-ження окремих фрагментів чи конструкцій та будівлі в цілому.

1. Своєчасно виконувати технічні обстеження та планово-запобіжні ремонти у разі необхідності з відновленням окремих елементів, конструкцій в цілому, захисних шарів, опорядження і ліквідації можливих місць затікання, що може викликати у подальшому погіршення технічного стану.
2. Для подальшої безпечної (безаварійної) та надійної експлуатації об'єкту в цілому, необхідно дотримуватись правил експлуатації наведених у Паспорті будівлі чи відповідних нормативних документах.

У разі необхідності проведення робіт з підсилення конструкцій виконати їх за спеціально розробленою та погодженою в установленому порядку проектно-кошторисною документа цією.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДСТУ Б В.3.1-2:2016.** Ремонт і підсилення несучих і огороджувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. – *К.: ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», 2016. – 32 с.*

2. **Скорук О.М., Чорний І.В., Татарченко Г.О.** Прогини тонких сталефібробетонних плит опертих по контуру. *Наукові вісті Далівського університету № 12, 2017.*

3. **Бабич Є.М., Дробишинець С.Я.** Дослідження втомленості сталефібробетону при малоцикловому стисненні. *Ресурс-оекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - Рівне: Видавництво УДУВГП, 2002. - Випуск 8.- с. 55-64.*

4. **Скорук О.М.** Особливості виготовлення одно-двошарових бетонних, сталефібробетонних, сталефіброзалізобетонних плит. *Містобудування та територіальне планування, Випуск 58, КНУБА, 2015.- С. 468-475*

5. **Колякова В. М.** Про вимоги щодо статей, які публікуються у збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». // Зб. наук. праць «*Будівельні конструкції. Теорія і практика.».- вип.6. Київ : КНУБА, 2020.-С. 114-118.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118

6. **Скорук О.М.** Дослідження динамічного впливу від технологічного обладнання на роботу сталефібробетонних плит перекриття. *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2020. - Вип. 7. - С. 121-128.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.121-128

7. **Руднєва І., Прядко, М. Прядко Г.** Тонкачеєв. Особливості та перспективи ви-користання технологій підсилення будівель-них конструкцій композиційними ма-теріалами при реконструкції споруд. *Збірник наукових праць "Будівельні конструкції. Теорія і практика". № 7 (2020), с.12-22.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.12-22

8. **EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2**: Design of concrete structures – Part 1-1: Generalrules and rules for buildings. – Brussels: GEN, 2004. –226 p.

9. **EN1990 Eurocode 0**: Basis of structural design.

10. **Appa Rao G, Kadhiravan D.** Nonlinear FE modeling of anchorage bond in reinforced concrete. *International Journal of Research in Engineering and Technology. – 2013. – Vol. 2, No. 9. – P.377-385.*

11. **Grassl P., Davies T.** Lattice modelling of corrosion induced cracking and bond in reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites. 2011. Vol. 33. No 9. P. 918–924.*

12. **Климов Ю.А., Солдатченко О.С., Орєшкин Д.О.** Експериментальні дослідження зчеплення композитної неметалевої ар-матури з бетоном. *Вісник Національного університету "Львівська Політехніка".-Львів, 2010. – Випуск 662.- С 207-214.*

13. **BS 449:2005 A2:2009** Steel for the reinforcement of concrete-Welded reinforcing steel-Bar, Coil and decoiled product. *Specification, Brit-ish Standarts, BSi, 2009- 28p.*

14. **O.D. Zhuravskyi, N.E. Zhuravska, A.M. Bambura.** Features of calculation of prefabricated steel fiber concrete airfield slabs. *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering. Vol. 14. – P.103-107*

15. **O.D. Zhuravskyi.** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures. Vol. 105. – P.292-301.*

16. **Журавський О.Д., Горобець А.М.** Міцність та тріщиностійкість двохосно попередньо-напружених сталефібробетонних плит при поперечному згині. *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2020. - Вип. 1. - С. 181-186.*

17. **Скорук О.М.** Дослідження роботи фібробетону в конструкціях при динамічних впливах. *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2022. - Вип. 11. - С. 44-52.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.44-52

18. **Колякова, В. М., Шармаков, Є. Л.** Особливості роботи сталезалізобетонних прольотних конструкцій при забезпеченні їх анкерування у прольоті. *//Міжвузівський збірник "Наукові нотатки". Вип.46 :Луцьк, 2014. С.280-285*

19. **Сморкалов Д.В.** Монолітні залізобетонні конструкції з попередньо напруженими канатами. *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2022. - Вип. 10. - С. 136-142.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.136-142

20. **Постернак О.М., Постернак М.М.** Вплив невизначеності розрахункової моделі підсилених згинальних елементів. *Будівельні конструкції. Теорія і практика : зб. наук. праць - Київ : КНУБА, 2022. - Вип. 10. - С. 158-165.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.158-165

21. **Zhuravskyi O.D.** Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *Strength of Materials and Theory of Structures, 2020, number 105. P.292-301.* https://doi.org/:10.32347/2410-2547.2020.105.292-301

REFERENCES

1. **DSTU B V.3.1-2:2016.** Remont i pidsylennia nesuchykh i ohorodzhuvalnykh budivel-nykh konstruktsii ta osnov budivel i spo-rud. – *K.: DP «Derzhavnyi naukovo-doslidnyi instytut budivelnykh konstru-ktsii», 2016. – 32 s.*

2. **Skoruk O.M., Chornyi I.V., Tatarchenko H.O.** Prohyny tonkykh stalefibrobetonnykh plytopertykh po konturu. *Naukovi visti Dalivskoho universytetu № 12, 2017.*

3. **Babych Ye.M., Drobyshynets S.Ia.** Doslidzhennia vtomlenosti stalefibrobetonu pry malotsyklovomu stysnenni. *//Resurs-oekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy. - Rivne: Vydavnytstvo UDU-VHP, 2002. - Vypusk 8.- s. 55-64.*

4. **Skoruk O.M.** Osoblyvosti vyhotovlennia odno-dvosharovykh betonnykh, stalefibro-betonnykh, stalefibrozalizobetonnykh plyt. *//Mistobuduvan-nia ta terytorialne planuvannia, Vypusk 58, KNUBA, 2015.- S. 468-475*

5. **Koliakova V. M.** Pro vymohy shchodo statei, yaki publikuiutsia u zbirnyku naukovykh prats «Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka». // *Zb.*

nauk. prats «Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka.».- vyp.6. Kyiv : KNUBA, 2020.-S. 114-118. https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118

6. Skoruk O.M. Doslidzhennia dynamichnoho vplyvu vid tekhnolohichnoho obladnannia na robotu stalefibrobetonnykh plyt perekryttia. *//Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka : zb. nauk. prats - Kyiv : KNU-BA, 2020. - Vyp. 7. - S. 121-128.*https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.121-128

7. Rudnieva I., Priadko, M. Priadko H. Ton-kacheiev. Osoblyvosti ta perspektyvy vy-korystannia tekhnolohii pidsylennia budi-vel-nykh konstruktsii kompozytsiinymy ma-terialamy pry rekonstruktsii sporud. *//Zbir-nyk naukovykh prats "Budivelni konstruk-tsii. Teoriia i praktyka". № 7 (2020), c.12-22.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.12-22

8. EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: Generalrules and rules for buildings. – *Brussels: GEN, 2004. –226 r.*

9. EN1990 Eurocode 0: Basis of structural design.

10. Appa Rao G, Kadhiravan D. Nonlinear FE modeling of anchorage bond in reinforced con-crete. *//International Journal of Research in Engineering and Technology. – 2013. – Vol. 2, No. 9. – P.377-385.*

11. Grassl P., Davies T. Lattice modelling of cor-rosion induced cracking and bond in reinforced concrete. *//Cement and Concrete Composites. 2011. Vol. 33. No 9. P. 918–924.*

12. Klymov Yu.A., Soldatchenko O.S., Oriesh-kyn D.O. Eksperymentalni dosli-dzhennia zcheplennia kompozytnoi nemetale-voi ar-matury z betonom. *//Visnyk Natsiona-lnoho universytetu "Lvivska Politekh-nika".-Lviv, 2010. – Vypusk 662.- S 207-214.*

13. BS 449:2005 A2:2009 Steel for the reinforce-ment of concrete-Welded reinforcing steel-Bar, Coil and decoiled product. *//Specifica-tion, Brit-ish Standarts, BSi, 2009- 28p.*

14. Zhuravskyi O.D., Zhuravska N.E., Bambura A.M. Features of calculation of prefabrica-ted steel fiber concrete airfield slabs.*//International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering. Vol. 14. – P.103-107.*

15. Zhuravskyi O.D. Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *//Strength of Materials and Theory of Structures. Vol. 105. – P.292-301.*

16. Zhuravskyi O.D., Horobets A.M. Mitsnist ta trishchynostiikist dvokhosno poperedno-napruzhenykh stalefibrobe-tonnykh plyt pry poperechnomu zghyni. *//Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka : zb. nauk. prats - Kyiv : KNUBA, 2020. - Vyp. 1. - S. 181-186.*

17. Skoruk O.M. Doslidzhennia roboty fibrobe-tonu v konstruktsiiakh pry dy-namichnykh vplyvakh. *//Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka : zb. nauk. prats - Kyiv : KNUBA, 2022. - Vyp. 11. - S. 44-52.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.44-52

18. Koliakova, V. M., Sharmakov, Ye. L. Osoblyvosti roboty stalezalizobetonnykh prolotnykh konstruktsii pry zabezpechenni yikh ankeruvannia u proloti. *//Mizhvuzivskyi zbirnyk "Naukovi notatky". Vyp.46 :Lutsk, 2014. S.280-285*

19.Smorkalov D.V. Monolitni zalizobetonni konstruktsii z poperedno napruzhenymy kanatamy. //Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka : zb. nauk. prats - Kyiv : KNU-BA, 2022. - Vyp. 10. - S. 136-142. https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.136-142

20. Posternak O.M., Posternak M.M. Vplyv nevyznachenosti rozrakhunkovoi mo-deli pidsylenykh zghynalnykh elementiv. *//Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka : zb. nauk. prats - Kyiv : KNUBA, 2022. - Vyp. 10. - S. 158-165.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.158-165

21. Zhuravskyi O.D. Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. *//Strength of Materials and Theory of Structures, 2020, number 105. R.292-301.* https://doi.org/:10.32347/2410-2547.2020.105.292-301

REINFORCEMENT OF CAVITY FLOOR SLAB STRUCTURES WITH METAL BEAMS AND REINFORCED FIBER CONCRETE

Oleg SKORUK

Summary. The operation of buildings and structures is connected with the expansion of production capacities, technical re-equipment of existing enterprises, current repairs and a whole series of different factors that arise and different periods of their existence. All this leads to carrying out and carrying out work on strengthening individual elements or a building or structure as a whole to ensure their bearing capacity for design or new loads.

Nowadays, among the construction structures that are installed in buildings, a significant amount of time is occupied by reinforced concrete elements of industrial sulfur production, respectively. The need

to strengthen them arises in the process of operation not only during the reconstruction and technical re-equipment of buildings and structures, but also as a result of improper operation, local or general overloads, corrosive or mechanical wear of the constituent elements of structures or buildings as a whole. All this leads to a decrease in non-destructive ability and as a result of the occurrence of pre-emergency or emergency situations.

Also, elements that require reinforcement are located in operated buildings, where the implementation of any construction work is complicated and requires quick execution.

The main traditional methods of strengthening structures are building up or increasing their cross-section due to the addition of new fragments or elements to them, the introduction of ties or sprengels with the creation of pre-tension, the arrangement of duplicating or supporting elements or the unloading of structures by their partial dismantling or disassembly.

In the conditions of current production or operation of a building or structure, these methods of reinforcement cannot always be applied due to the compressed performance conditions, the heavy weight of the reinforcement structures, and the complexity of installation.

The decision regarding the need to repair or strengthen building structures in order to restore or increase their bearing capacity and operational suitability is made on the basis of data obtained during their appropriate examination in accordance with current normative documents, engineering investigations, as well as taking into account the results performed verification calculations.

The scope and nomenclature of inspections and searches is determined depending on the technical condition, the degree of responsibility of the buildings (structures), the features of the planned measures for repair and strengthening.

Keywords. Strengthening; plate; fiber concrete; fiber concrete structures; fiber

Стаття надійшла до редакції 15.05.2023

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.12.2023.126-138
УДК 624.014 + 536.21

АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ВОГНЕЗАХИЩЕНОЇ СТАЛЕВОЇ БАЛКИ ПЕРЕКРИТТЯ

Олексій БАШИНСЬКИЙ[1, 2], Ольга БАШИНСЬКА[2]

[1]Київський національний університет будівництва та архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
[2]Товариство з обмеженою відповідальністю «Ліра САПР»
7а, провулок Киянівський, Київ, Україна, 04053
[1]alex.bashinsky97@gmail.com, https://orcid.org/0000-0003-2466-4306
[2]olchik01@ukr.net, http://orcid.org/0000-0002-4161-782X

Анотація. Стаття представляє удосконалену методику чисельного моделювання роботи сталевих елементів конструкцій на прикладі балки перекриття, з урахуванням впливу вогнезахисного матеріалу. В статті описана покрокова методика розрахунку на вогнестійкість в ПК ЛІРА-САПР, в якій детально показано принципи розрахунку на вогнестійкість.

В цій методиці враховується нелінійна залежність зміни основних тепло-технічних характеристик матеріалів, таких як коефіцієнт теплопровідності, коефіцієнт теплоємності та конвективний теплообмін, від температури. Було проведено аналіз впливу роботи вогнезахисних матеріалів при високих температурах на міцнісні та деформаційні характеристики елементів конструкцій.

Стаття також описує розподілення температурних полів по елементах дослідного перерізу та досліджує зміну температури та міцнісних характеристик сталевого двотавру перекриття в залежності від часу. Зпропоновано кілька варіантів вогнезахисту за допомогою матеріалів від українського виробника. Чисельно перевірена ефективність вище зазначених матеріалів.

Результати розрахунків різних варіантів вогнезахисту порівнюються, що дозволяє вибрати найоптимальніший варіант. Також порівнюються та описуються результати розрахунків з урахуванням та без урахування нелінійності матеріалів. Крім того, в статті досліджується роль плити перекриття як вогнезахисного матеріалу. Це дозволяє визначити вплив плити перекриття на вогнестійкість конструкції та забезпечити додатковий рівень безпеки.

Стаття буде корисною для інженерів-проектувальників, які працюють зі сталевими конструкціями, а також для дослідників, які цікавляться впливом вогнезахисних матеріалів на вогнестійкість. Вона надає цінні наукові і практичні відомості, які можуть бути використані для підвищення безпеки та надійності сталевих конструкцій у вогнестійких умовах.

Олексій БАШИНСЬКИЙ
здобувач вищої освіти рівня PhD кафедри металевих та дерев'яних конструкцій.
Інженер технічного супроводу.

Ольга БАШИНСЬКА
Інженер-програміст,
к.т.н.

Ключові слова. Напружено-деформований стан; метод скінченних елементів; нелінійна теплопровідність; вогнестійкість; ПК ЛІРА-САПР.

© О.БАШИНСЬКИЙ, О.БАШИНСЬКА, 2023

АКТУАЛЬНІСТЬ ТЕМИ

В 2022 році українські інженери та науковці зустрілися з новою проблемою: захистом цивільних будівель від ураження ракет, снарядів, бомб, тощо. Захиститися від даних типів ураження досить складно, а захиститися від прямого ураження – практично неможливо. Але досить часто конструкції витримують падіння ракети, бомби, тощо, але не витримують наслідків – а саме пожежу. При розвитку пожежі у будівлях та спорудах різного призначення та будь-якого ступеню вогнестійкості основні несучі конструкції починають активно деформуватися та втрачати свою несучу здатність вже через 15 хвилин після виникнення пожежі. Цей факт достовірно відображено у державних будівельних нормах проектування, та чисельно пере-вірено у раніше написаній статті [1]. Будівельні конструкції з несучими елементами із незахищеного металу руйнуються в рази швидше, завдаючи величезної матеріальної шкоди та підвищуючи ризик людей, які знаходяться усередині будівель. Задля застереження подібних ситуацій надзвичайно важливе значення має розвиток методик математичного моделювання роботи конструкцій під дією високих температур із врахуванням роботи вогнезахисних матеріалів. Одна з методик описана в статті Круковського П.Г, Ковалева А.І., Черненко К.О., Метель М.О. та Абрамова О,О.[2], але по-перше, запропонована методика стосується залізобетонних пустотних плит і по-друге – розрахунок виконувався в достатньо дорогому ПК ANSYS. В роботах [3] Барабаш М.С, Ромашкіної М.А. та Башинської О.Ю.; Колякової В.М. та Божинського М.О. [4, 5] також описана зміна термонапруженого стану залізобетонних коснтрукцій, а в роботі Даурова М. та Білика А.С. [6, 7] досить чітко описаний вплив пожежі на стійкість всього каркасу. Також варто відмітити статтю Фесенко О.А. та Колякової В.М. [8], в якій визначається вплив пожежі на дерев'яні конструкції з огляду втрати несучої здатності та теплоізоляційних характеристик.

Варто зазначити, що запроектована будівельна конструкція, окрім надійності, безпеки та економічної доречності має забезепечити функціональну придатність.

Визначення функціональної придатності будівельних конструкцій при розрахунку на вогнестійкість неможливо без правиль-ного прогнозування перерозподілу темпе-ратур між захисним шаром та самою конструкцією, що відбувається внаслідок нелінійної зміни коефіцієнту теплопровідності, коефіцієнту теплоємкості та конвективного теплообміну при зміни температури.

Вибір правильної методики створення математичної моделі при розрахунку будівель та споруд на вогнестійкість є одним із основних етапів проектування, необхідним для гарантування надійності та безпеки при експлуатації конструкції. Не викликає сумніву той факт, що нелінійні математичні закони теплопровідності допомагають більш точно та достовірно описати роботу бетону та сталі під дією темпе-ратурного впливу.

Саме тому, дана стаття присвячена розробці методики чисельного моделювання вогнезахисту сталевих конструкцій із врахуванням нелінійної теплопровідності матерілаів.

НЕВИРІШЕНА ЧАСТИНА ПРОБЛЕМИ

У нормах проектування детально описані лише спрощені методи розрахунку сталевих конструкцій на вогнестійкість. Короткий огляд використання уточнених методів розрахунку міститься у публікації Британського інституту інженерів-будівель-ників та в посібнику УЦСБ [9, 10].

Відсутні рекомендації та методики, що допомагають правильно моделювати роботу вогнезахисних матеріалів та достовірно проаналізувати їх вплив на роботу конструк-ції та зміну напружено-деформованого стану під час пожежі.

Тому існує необхідність створення якісної методики для математичного моделювання впливу елементів вогне-захисту на

основні несучі елементи кон-струкцій, що допоможуть максимально точно відображати зміну теплопровідних, міцнісних та деформаційних характеристик матеріалів при збільшенні температури, що безумовно впливають на напружено-деформований стан будівельних споруд.

ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ

Метою даної статті є розробка методики чисельного моделювання вогнезахисту сталевих конструкцій із врахуванням нелінійної теплопровідності матеріалів.

Для досягнення поставленої мети було вирішено наступні задачі:

- створено скінченно-елементні моделі [11, 12, 13] сталевої балки перекриття із врахуванням моделювання різних варіантів вогнезахисту, а також врахуванням неліній-ної теплопровідності матеріалів;
- визначено зміну міцнісних та деформаційних характеристик матеріалів при підвищенні температури та проведено аналіз впливу вибраних методик моделю-вання на якість проектування конструкцій;
- порівняно результати розрахунку з врахуванням та без врахування нелінійних властивостей матеріалів.

ОСНОВНИЙ ЗМІСТ

Будь-яку термодинамічну систему можна розглядати як процес обміну енергіями двох сил – зовнішньої та внутрішньої. Повна потенційна енергія такої системи може бути представлена у вигляді:

$$I(u) = \Pi(u) + W(u), \qquad (1)$$

де $\Pi(u)$ – це потенційна енергія розподілу температури;
$W(u)$ –робота зовнішнього наван-таження, що визначається у вигляді:

$$W(u) = \int_{\Omega} f\, u d\Omega \qquad (2)$$

де f – вектор зовнішніх впливів;
u- вектор розподілу температури.

Областю розгляду функціоналу $W(u)$ є безліч безперервних функцій u, що визначені в області Ω n-мірного евклідового простору.

Необхідною умовою рівноваги будь-якої термодинамічної системи є наявність екстремуму функціоналу повної потенцій-ної енергії $I(u)$, тому основним завданням класичного варіаційного числення є знаходження екстремальних значень функці-оналів.

Задля вирішення подібної задачі у контексті термодинамічної системи, звернемося до використання розглянутих варіаційних принципів у методах механіки. Відповідно до принципу Лагранжа, умовою мінімуму функціоналу є принцип можливих переміщень. Згідно з цим принципом, в будь-якій системі, яка знаходиться в рівновазі, сума робіт зовнішніх сил і відповідних внутрішніх сил на будь-яких можливих варіаціях переміщень дорівнює нулю:

$$a(u, v) + l(v) = 0, \qquad (3)$$

де $l(v)$ – можлива робота зовнішніх сил;
$a(u,v)$– можлива робота внутрішніх сил; v- вектор можливих переміщень.

При вирішенні задачі теплопровідності, аналогом вектору можливих переміщень v виступають значення температур у вузлах дискретної моделі.

Відповідно до ідеї методу скінченних елементів, для опису розподілу температури у системі, що розглядається - її дискретизують. Це дозволяє представити можливі роботи зовнішніх і внутрішніх сил у вигляді сум за окремими компонентами (скінченними елементами). Тоді вектор невідомих температур u апроксимують вектором вузлових невідомих t. Вузлові невідомі t являються шуканим значенням температур у вузлах скінченних елементів. На отриманій дискретній моделі вводиться також система безперервних функцій $\phi(x)$. Тоді вектор невідомих температур можна записати у вигляді:

$$u = t \cdot \phi(x) \qquad (4)$$

Якщо ввести позначення:

$$k_{i,j} = \int_{\Omega} (B\phi)^T DB\phi d\Omega \qquad (5)$$

$$P_i = -\int_{\Omega} \phi^T f D\Omega \qquad (6)$$

де $k_{i,j}$ –елементи матриці теплопровідності системи $[K]$,

p_i- елементи вектора зовнішніх впливів $\{P\}$.

Тоді рівняння рівноваги для задач лінійної теплопровідності можна записати в матрич-ному вигляді:

$$[K]\{t\} - \{P\} = 0 \qquad (7)$$

У реальному житті усі матеріали мають нелінійну залежність коефіцієнту теплопровідності, коефіцієнту теплоємкості та конвекційного теплообміну від температури. Тому у нелінійних задачах характеристики матеріалів, що визначаються матрицею $[D]$ (аналог матриці пружності у задачах механіки) являються функціями компонентів вузлових температур:

$$[D] = [D(\{t\})] \qquad (8)$$

В такому випадку, рівняння рівноваги набирає вигляду:

$$[K(\{T\})] \cdot \{t\} - \{P\} = 0 \qquad (9)$$

Для вирішення подібних нелінійних рівнянь у програмному комплексі ЛІРА-САПР використовують метод Ньютона-Рафсона (рис. 1).

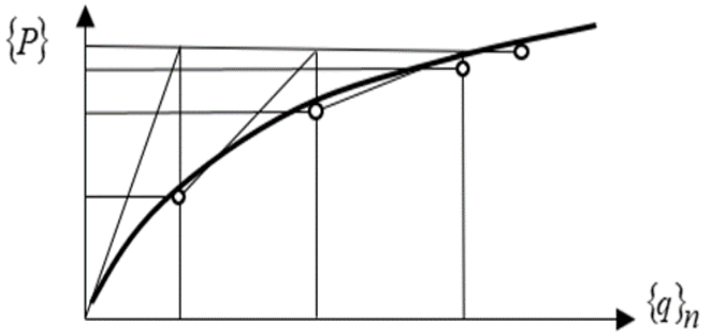


Рис.1. Метод Ньютона-Рафсона для вирі-шення нелінійних задач.
Fig.1. Newton-Raphson method for solving nonlinear problems

Використовуючи наведені методики та математичні прийоми вирішення задач нелінійної теплопровідності методом скінченних елементів, у ПК ЛІРА-САПР було виконано розрахунок досліджуваної схеми.

ОПИС РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ

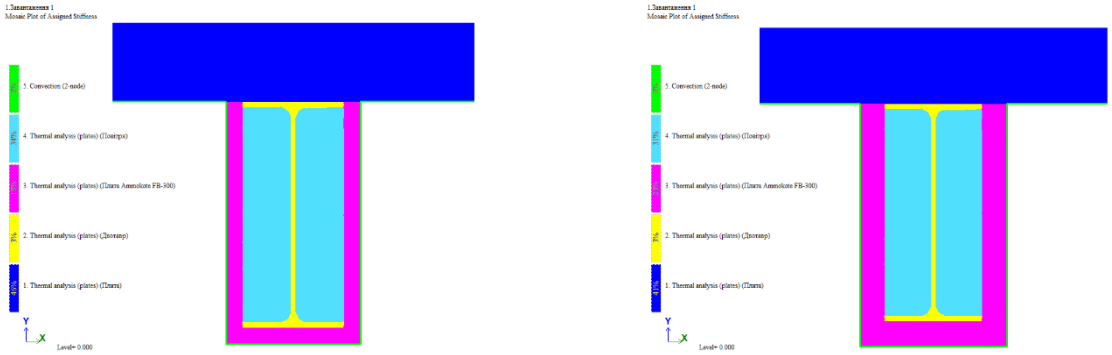
Модель була створена в ПК ЛІРА-САПР: сталева балка перекриття – Двотавр з наступними характеристиками:

- Висота (H) – 346 мм;
- Ширина полки (Bf) – 155 мм;
- Товщина полки (Tf) – 8.5 мм;
- Товщина стінки (Tw) – 6.2 мм;
- Модуль пружності сталі (E) – $2.1*10^7$ т/м^2.

На двотавр спирається залізобетонна плита перекриття товщиною 120 мм. В якості вогнезахисного матеріалу запро-поновано силікатні плити FB-300 від українського виробника Ammokote.

Для розрахунку було вибрано захисні плити товщиною 25 та 40 мм. Запропо-новано 2 компоновки схеми вогнезахисту:

1) Захисні плити товщиною 25 мм по периметру двотавра (рис. 2а);
2) Захисні плити товщиною 40 мм по периметру двотавра (рис. 2б).



а *б*

Рис. 2. Розрахункова схема конструкції: *а* – 1-й варіант; *б* – 2-й варіант.
Fig.2. Design scheme of the structure: *a* – 1-st option; *b* – 2-nd option.

Ці схеми складаються з приблизно 24000 скінченних елементів (СЕ) кожна. Така велика кількість СЕ обумовлена необхід-ністю більш точного результату розпо-ділення температурних полів. Двотавр, плита перекриття та захисні плити змодельовані за допомогою СЕ 1508 – три-кутного скінченного елементу тепло-провідності. В цій задачі виникла необ-хідність моделювати повітря між захисною плитою і двотавром. Це було обумовлено тим, що досить складно змоделювати передачу температури від внутрішньої грані захисної плити до грані двотавру.

Саме тому для точного розподілення температури між плитою та двотавром було створено повітряний прошарок за допомогою СЕ 1508. Передача теплового навантаження від джерела тепла (пожежі) на елементи конструкції була змодельована за допомогою скінченного елементу конвективного теплообміну – СЕ 1555.

ТЕПЛОТЕХНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ

В дослідженні [1] та інших дослідженнях [2, 3, 8] теплотехнічні характеристики були задані лінійними, незмінними. В моделі, що розглядається задано нелінійні теплотех-нічні характеристики матеріалів. Таким чином враховується зміна параметрів теплопровідності та теплоємності зі зміною температури, тим самим ще більше наблизивши результати чисельного моде-лювання до результатів натурних випро-бувань.

За формулами, описаними в чинних нормативних документах, було вирахувано значення теплотехнічних характеристиках на різних проміжках температури.

Для вуглецевої сталі [14]:

Питома теплоємність

- для температури від 20°C до 600°C

$$c_a = 425 + 7.73 \times 10^{-1}\theta_a - 1.69 \times 10^{-3}{\theta_a}^2 + 2.22 \times 10^{-6}{\theta_a}^3 \qquad (10,а)$$

- для температури від 600°C до 735°C

$$c_a = 666 + \frac{13002}{138 - \theta_a} \qquad (10,б)$$

- для температури від 735°C до 900°C

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \qquad (10,в)$$

- для температури від 900°C до 1200°C

$$c_a = 650 \text{Дж/кг} \cdot \text{К} \qquad (10,г)$$

де c_a -питома теплоємність, Дж/кг·К;

θ_a – температура сталі, °C.

Теплопровідність

- для температури від 20°C до 800°C

$$a_a = 54 - 3.33 \times 10^{-2}\theta_a \qquad (11,а)$$

- для температури від 800°C до 1200°C

$$a_a = 27.3 \text{ Вт/м} \cdot \text{К} \qquad (11,б)$$

де a_a – теплопровідність, Вт/м·К;

θ_a – температура сталі, °C.

Для бетону [15]:

Питома теплоємність

- для температури від 20°C до 100°C

$$c_p(\theta) = 900 \text{ Дж/кг} \cdot \text{К} \qquad (12,а)$$

- для температури від 100°C до 200°C

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \qquad (12,б)$$

- для температури від 200°C до 400°C

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \qquad (12,в)$$

- для температури від 400°C до 1200°C

$$c_p(\theta) = 1100 \text{ Дж/кг} \cdot \text{К} \qquad (12,г)$$

де $c_p(\theta)$ - питома теплоємність, $Дж/кг \cdot К$;

θ- температура бетону, °C.

Теплопровідність

- для температури від 20°C до 1200°C (верхня межа теплопровідності)

$$\lambda_c = 2 - 0{,}2451\left(\frac{\theta}{100}\right) + 0{,}0107\left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \qquad (13,а)$$

- для температури від 20°C до 1200°C (нижня межа теплопровідності)

$$\lambda_c = 1.36 - 0.136\left(\frac{\theta}{100}\right) + 0.0057\left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \qquad (13,б)$$

де λ_c – теплопровідність, Вт/м·К;

θ – температура бетону, °C

Відповідно вище зазначених формул було вирахувано теплотехнічні характерис-тики бетону та сталі (табл. 1) та сформовано закони нелінійного деформування.

Табл. 1. Нелінійні теплотехнічні характеристики бетону і сталі.
Table 1. Non-linear thermal characteristics of concrete and steel.

Температура, °C	Сталь		Бетон	
	Питома теплоєм-ність, Дж/кг ∗ К	Теплопровідність, Вт/м ∗ К	Питома теплоєм-ність, Дж/кг ∗ К	Теплопровідність, Вт/м ∗ К
20	439.802	53.334	900	1.64222
100	487.62	50.67	900	1.49765
200	529.76	47.34	1000	1.3317
300	564.74	44.01	1050	1.18215
400	605.88	40.68	1100	1.049
500	666.5	37.35	1100	0.93225
600	759.92	34.02	1100	0.8319
700	1008.16	30.69	1100	0.74795
800	803.261	27.3	1100	0.6804
900	650	27.3	1100	0.62925
1000	650	27.3	1100	0.5945

Теплотехнічні характеристики захисного матеріалу та повітря були задані лінійними (табл. 2).

Табл. 2. Лінійні теплотехнічні характеристики захисного матеріалу та повітря
Table 2. Linear thermal characteristics of the protective material and air

	Питома теплоємність, Дж/кг ∗ К	Теплопровідність, Вт/м ∗ К
Плита FB 300	0.84	0.12
Повітря	1000	0.026

НАВАНТАЖЕННЯ ТА ГРАФІК ПОЖЕЖІ

В даній моделі було задано 3 види навантаження [16]:

1) Задана температура у вузлі величиною. За допомогою цього типу навантаження було змодельовано почат-кову температури дослідної конструкції - 20°С.
2) Задана температура на елемент конвекції. За допомогою цього типу навантаження було змодельовано почат-кову температуру в елементі конвекції. Величина температури в елементі конвекції буде залежити від температури пожежі тому значення цього наван-таження – 1°С.
3) Тепловий потік в ребро пластини. Величина теплового потоку буде залежити від температурі пожежі, тому значення даного навантаження – 1Дж/(с*м).
4) Після того, як були задані навантаження, за формулою (14) [17] було сформовано графік пожежі тривалістю 5 годин (рис. 3).

$$\theta_g = 20 + 345\log_{10}(8t + 1)\ [°C] \qquad (14)$$

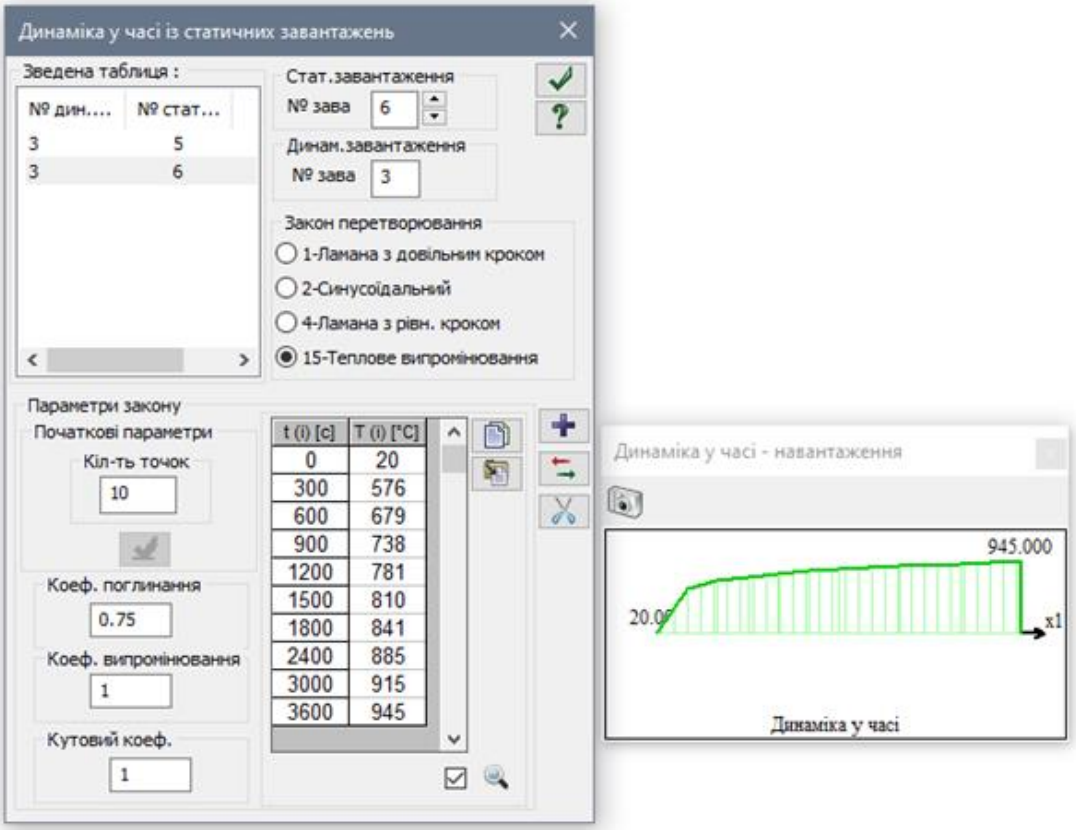


Рис. 3. Графік пожежі тривалістю 5 годин в ПК ЛІРА-САПР.
Fig. 3. Graph of a 5-hour fire in LIRA-SAPR.

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ

Було проведено нелінійний теплотехнічний розрахунок кожної моделі з різними компоновками вогнезахисту. На рис. 4,а, 4,б та 5,а, 5,б вказано результати прогрі-вання перерізу на 60-й хвилині пожежі для варіантів вогнезахисту 25 мм плитами та 40 мм плитами відповідно

а *б*

Рис. 4. Розподілення температурних полів в перерізі двотавру із вогнезахистом 25 мм:
а – візуалізація всієї моделі; *б* – візуалізація двотавру.

Fig. 4. Distribution of temperature fields in a cross-section of an I-beam with 25 mm fire protection:
a - visualisation of the entire model; *b* - visualisation of the I-beam.

а *б*

Рис. 5. Розподілення температурних полів в перерізі двотавру із вогнезахистом 40 мм:
а – візуалізація всієї моделі; *б* – візуалізація двотавру

Fig. 5. Distribution of temperature fields in a cross-section of an I-beam with 40 mm fire protection:
a - visualisation of the entire model; b - visualisation of the I-beam.

Як видно з наведених рисунків, плита перекриття забирає достатньо велику кількість тепла, що призводить до того, що нижня полиця прогрівається приблизно на 150°С сильніше. Звідси було прийнято рішення зробити 3-й варіант вогнезахисту для зниження ціни вогнезахисту, а саме зменшити товщину бокової плити до 25мм, а нижню плиту лишити 40 мм (рис. 6).

Результати розрахунку третього варіанту компоновки вогнезахисту наведено на рис. 7а, 7б.

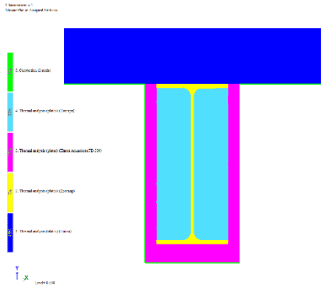


Рис. 6. 3-й варіант вогнезахисту.

Fig. 6. 3-rd option for fire protection.

а *б*

Рис. 7. Розподілення температурних полів в перерізі двотавру із вогнезахистом 25 + 40 мм:
а – візуалізація всієї моделі; *б* – візуалізація двотавру.

Fig. 7. Distribution of temperature fields in the cross-section of an I-beam with fire protection of 25 + 40 mm: *a* - visualisation of the entire model; *b* - visualisation of the I-beam.

На основі отриманих результатів було сформовано графіки (рис. 8) зміни темпе-ратури з часом для кожного варіанту вогнезахисту та перерізу без вогнезахисту.

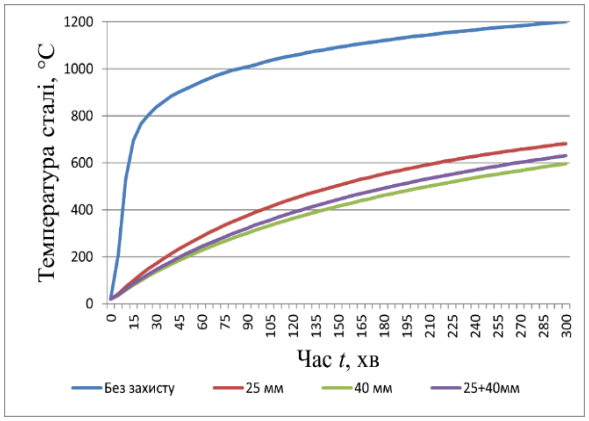


Рис. 8. Зведений графік зміни температури в часі в дослідному двотаврі.

Fig. 8. Summary graph of temperature changes over time in the I-beam.

Наступним кроком було зниження модуля пружності-деформації сталевого двотавру відносно отриманим темпера-турам. Як видно з рис. 4, 5, 7, температура розподіляється по двотавру нерівномірно, тому для спрощення було прийнято максимальну температуру в перерізі (нижня полка) на кожній відмітці часу. За допомогою розробленої методики [1], було пораховано модуль пружності-деформації.

Результати вказані на графіку (рис. 9) та в таблиці 3.

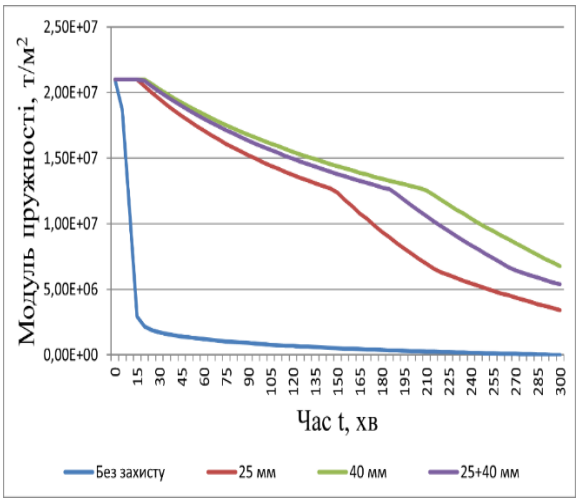


Рис. 9. Зведений графік зміни модуля пружності-деформації в дослідному двотаврі.

Fig. 9. Summary graph of the change in the elasticity-strain modulus in the I-beam

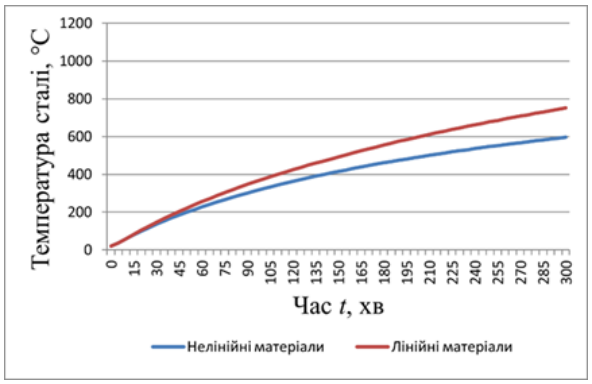
Табл. 3. Результати теплотехнічного розрахунку в дослідному двотаврі.
Table 3. Results of thermal analysis of the I-beam.

Час, хв	Без захисту		Варіант 1		Варіант 2		Варіант 3	
	Т, °С	Е, т/м^2	Т, °С	Е, т/м^2	Т, °С	Е, т/м^2	Т, °С	Е, т/м^2
15	695	2,9*10^6	98,9	2,1*10^7	79,6	2,1*10^7	84,7	2,1*10^7
60	946	1,2*10^6	286	1,7*10^7	227	1,83*10^7	243	1,8*10^7
300	1201	0	682	3,4*10^6	596	6,75*10^6	630	5,38*10^6

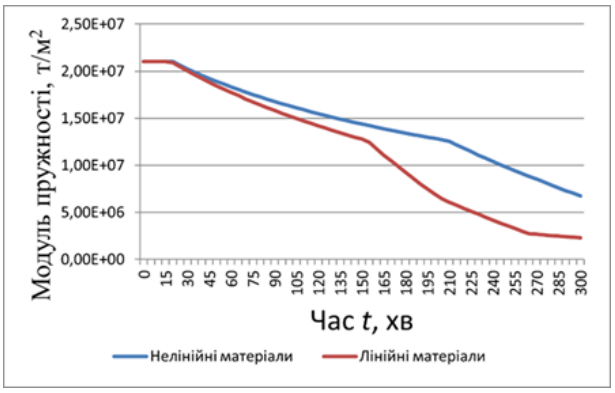
Як видно з вище наведеного графіку, 3-й варіант компоновки вогнезахисту не сильно відрізняється від другого (40мм) до відмітки 180 хв. Після 180 хвилин пожежі значення модуля пружності-деформації починає різко падати. Також з графіків видно, що несуча здатність балки значно знижається після 210 хвилин пожежі, що відповідає заявленій інформації на сайті виробника.

Найбільш ефективним варіантом 2-й варіант – а саме плити 40 мм по периметру двотавру.

Тепер порівняємо результати розрахунку з лінійно заданими матеріалами на прикладі 2-го варіанту компоновки вогнезахисту (рис. 10а, 10б).



а



б

Рис. 10. Порівняльні графіки результатів розрахунку з заданими лінійними та нелінійними матеріалами: *а* – графік зміни температури з часом; *б* – графік зміни модуля пружності з часом.
Fig. 10. Comparative graphs of the analysis results with the given linear and nonlinear materials: *a* - graph of temperature change with time; *b* - graph of elastic modulus change with time.

З графіків вище видно, що відмінність результатів дуже значна, що означає, що при розрахунку з заданням лінійних характеристик матеріалів результати будуть завищені, отже буде витрачено більше коштів на забезпечення вогнезахисту. В таблиці 4 показано відмінність результатів на різних відмітках часу.

Табл. 4 Таблиця порівняння результатів з заданням лінійних та нелінійних характеристик матеріалів.
Table 4. Table of comparison of results with linear and nonlinear material characteristics.

Час, хв	Нелінійні матеріали		Лінійні матеріали		Похибка, %	
	Т, °С	Е, т/м^2	Т, °С	Е, т/м^2	Т	Е
15	79,6	2,1*10^7	82,2	2,1*10^7	3,3	0
60	227	1,83*10^7	256	1,77*10^7	12,8	3,28
300	596	6,75*10^6	751	2,3*10^6	26	65,9

З таблиці, наведеної вище, бачимо, що похибка в розподіленні температури сягає 26%, що тягне за собою похибку в розрахунку модуля пружності до 65.9%.

ВИСНОВКИ

У статті детально описано розроблену методику розрахунку окремих елементів будівельних конструкцій на вплив пожежі в ПК ЛІРА-САПР.

Результати теплотехнічного розрахунку сталевого перерізу з урахуванням вогнезахисних плит компанії Ammokote практично не відрізняються від заявлених на сайті виробника.

Також було виявлено нерівномірне розподілення температурних полів по перерізу, що вказує на нерівномірну зміну жоркістних характеристик матеріалу. Цей феномен заслуговує на подальше дослідження.

Результати розрахунку з врахуванням нелінійних властивостей матеріалів суттєво відрізняються від результатів з врахуванням лінійних властивостей. Проте в більшу сторону, тож ця різниця відображується лише на вартості проекту вогнезахисту.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Bilyk S**. Determination of changes inthermal stress state of steel beams in LIRA-SAPR software. /Bilyk S., Bashynska O., Bashynskyi O. //*Strength of materials and theory of structures. 2022. Issue. 108. pp.189-202.* https://doi.org/10.32347/2410-547.2022.108.189-202
2. **Круковский П.** Моделирование теплового состояния и огнестойкости многопустотного железобетонного перекрытия. (2018). /Кру-

ковский П., Ковалев А., Черненко К., Метель М., Абрамов А. //*Пожежна безпека. 2012. Зб. №21. сс. 85-94.*
https://journal.ldubgd.edu.ua/index.php/PB/article/view/630

3. **Barabash M.** Thermal stress state of reinforced concrete floor slab. /Barabash M., Romashkina M., Bashynska O. //*Strength of materials and theory of structures. 2019. Issue. 103. pp.43-56.*
https://doi.org/10.32347/2410-2547.2019.103.43-56

4. **Колякова В.М.; Божинський, М. О.** Порівняльний аналіз теплотехнічних розрахунків з даними отриманими при натурному випробуван-ні. //*Містобудування та територіальне плануван-ня, Київ: КНУБА.-2016, Вип 61: 288-296 с.*

5. **Колякова В.М.; Божинський, М. О.** Дослідження напружено-деформованого стану залізо-бетонних колон при дії температурних впливів за допомогою ПК ЛИРА 9.6. //*Комунальне господарство міст*, 2009, 109: 27-32.

6. **Дауров М.** Забезпечення живучості сталевих каркасів висотних будівель при дії пожежі. /Дауров М., Білик А. //*Містобудування та територіальне планування. 2018. Вип. 66. сс. 134-140.*
https://doi.org/10.32347/2410-2547.2019.102.62-68

7. **Daurov M.** Investigation of changes in steel frames stress state in fire and influence on its vitality. /Daurov M., Bilyk A. // *Strength of materials and theory of structures. 2019. Issue. 108. pp.325-336.*
https://doi.org/10.32347/2410-547.2022.108.325-336

8. **Фесенко О.** Розрахунок на вогнестійкість дерев'яних згинальних конструкцій за методикою Єврокоду 5. /Фесенко О., Колякова В., Дмитренко Є., Момотюк Д. //*Будівельні конструкції. Теорія і практика. 2022. Вип. 10. сс. 94-107.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.94-107

9. **PD 6688-1-2:2007**. Справочный документ к британскому национальному приложению к BS EN 1991-1-2 (с изменениями, внесенными в июне 2007 г.). //*Британский институт стандартов. 2007. Лондон – 22с.*

10. **Розрахунок сталевих конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 3**. Практичний посібник до ДСТУ-Н EN 1993-1-2:2010 /*Український Центр Сталевого Будівництва. – Київ, 2016. 81 с.*

11. **Городецкий А.** Компьютерные модели конструкций /Городецкий А., Евзеров Д. //*М.: Изд-во АСВ, 2009. –360 с.*

12. **Зенкевич О.** Метод конечных элементов в технике. Монография. (Перевод с английского.) /Зенкевич О. //*М.: Мир, 1975. — 543 с.*

13. **Клованич С.** Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики /Клованич С. //*Запорожье: Издательство журнала «Світ геотехніки», 2009, – 400 с.*

14. **ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010**. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1993-1-2:2005, IDT). //*К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 98 с.*

15. **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). //*К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 129 с.*

16. **Башинська О.** Розв'язання задачі теплопровідності. /Башинська О. //*Довідковий центр (База Знань). Компанія ЛІРА-САПР. 2019 – 10 с.*
https://help.liraland.com/uk-ua/high-technology-innovations/solving-the-problem-of-heat-conduction.html

17. **ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2012**. Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT). //*К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 74 с.*

REFERENCE

1. **Bilyk S**. Determination of changes inthermal stress state of steel beams in LIRA-SAPR software. /Bilyk S., Bashynska O., Bashynskyi O. //*Strength of materials and theory of structures. 2022. Issue. 108. pp.189-202.*
https://doi.org/10.32347/2410-547.2022.108.189-202

2. **Krukovskyi P.** Modelyrovanye teplovoho sostoianyia y ohnestoikosty mnohopustotnoho zhelezobetonnoho perekrityia. (2018). / Krukovskyi P., Kovalev A., Chernenko K., Metel M., Abramov A. //*Pozhezhna bezpeka. 2012. Issue. №21. pp. 85-94.*

https://journal.ldubgd.edu.ua/index.php/PB/article/view/630

3. **Barabash M.** Thermal stress state of reinforced concrete floor slab. /Barabash M., Romashkina M., Bashynska O. *//Strength of materials and theory of structures. 2019. Issue. 103. pp.43-56.* https://doi.org/10.32347/2410-2547.2019.103.43-56

4. **Koliakova V.M.; Bozhynskyi, M.O.** Porivnialnyi analiz teplotekhnichnykh rozrakhunkiv z danymy otrymanymy pry naturnomu vyprobuvanni. *//Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia, Kyiv: KNUBA.- 2016, Issue 61: 288-296 pp.*

5. **Koliakova V.M.; Bozhynskyi, M.O.** Doslidzhennia napruzheno-deformovanoho stanu zalizo-betonnykh kolon pry dii temperaturnykh vplyviv za dopomohoiu PK LYRA 9.6. // *Komunalne hospodarstvo mist, 2009, Issue 109: pp. 27-32.*

6. **Daurov M.** Zabezpechennia zhyvuchosti stalevykh karkasiv vysotnykh budivel pry dii pozhezhi. / Daurov M., Bilyk A. *//Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia. 2018. Issue. 66. pp. 134-140.* https://doi.org/10.32347/2410-2547.2019.102.62-68

7. **Daurov M.** Investigation of changes in steel frames stress state in fire and influence on its vitality. /Daurov M., Bilyk A. *//Strength of materials and theory of structures. 2019. Issue. 108. pp.325-336.* https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.108.325-336

8. **Fesenko O.** Rozrakhunok na vohnestiikist derevianykh zghynalnykh konstruktsii za metodykoiu Yevrokodu 5. / Fesenko O., Koliakova V., Dmytrenko Ye., Momotiuk D. *//Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka.. 2022. Issue. 10. pp. 94-107.* https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.94-107

9. **Spravochnii dokument k britanskomu natsyonalnomu prilozheniyu k BS EN 1991-1-2** (s izmeneniyami, vnesennimy v iyune 2007 h.). *//Britanskiy institut standartov. 2007. London – 22p.*

10. **Rozrakhunok stalevykh konstruktsii na vohnestiikist vidpovidno do Yevrokodu 3**. Praktychnyi posibnyk do DSTU-N EN 1993-1-2:2010 *//Ukrainskyi Tsentr Stalevoho Budivnytstva. – Kyiv, 2016. 81 p.*

11. **Horodetskiy A.** Kompiuternye modeli konstruktsiy / Horodetskiy A., Evzerov D. *//M.: Izd-vo ASV, 2009. –360 p.*

12. **Zenkevich O.** Metod konechnykh elementov v tekhnike. Monohrafiya. (Perevod s anhliyskoho.) /Зенкевич О. *//M.: Mir, 1975. — 543 p.*

13. **Klovanych S.** Metod konechnykh elementov v nelineynikh zadachakh inzhenernoy mekhaniki /Klovanych S. *//Zaporozhye: Izdatelstvo zhurnala «Svit heotekhniky», 2009, – 400 p.*

14. **DSTU-N B EN 1993-1-2:2010**. Yevrokod 3. Proektuvannia stalevykh konstruktsii. Chastyna 1-2. Zahalni polozhennia. Rozrakhunok konstruktsii na vohnestiikist (EN 1993-1-2:2005, IDT). *//K.: Minrehionbud Ukrainy, 2012. – 98 p.*

15. **DSTU-N B EN 1992-1-2:2012**. Yevrokod 2. Proektuvannia zalizobetonnykh konstruktsii. Chastyna 1-2. Zahalni polozhennia. Rozrakhunok konstruktsii na vohnestiikist (EN 1992-1-2:2004, IDT). *//K.: Minrehionbud Ukrainy, 2012.– 129 p.*

16. **Bashynska O.** Rozviazannia zadachi teploprovidnosti. /Bashynska O. *//Dovidkovyi tsentr (Baza Znan). Kompaniia LIRA-SAPR. 2019 – 10p.*
https://help.liraland.com/uk-ua/high-technology-innovations/solving-the-problem-of-heat-conduction.html

17. **DSTU-N B EN 1991-1-2:2012.** Yevrokod 1. Dii na konstruktsii. Chastyna 1-2. Zahalni dii. Dii na konstruktsii pid chas pozhezhi (EN 1991-1-2:2002, IDT). *//K.: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 74 p.*

ANALYSIS OF THE STRESS-STRAIN STATE OF A FIRE-RESISTANT STEEL FLOOR BEAM

Oleksii BASHYNSKYI,
Olha BASHYNSKA

Summary. The article presents an improved methodology for numerical modeling of steel structural elements on the example of a floor beam, taking into account the influence of fire protection material. The article describes a step-by-step methodology for calculating fire resistance in LIRA-SAPR software, which shows in detail the principles of fire resistance analysis.

This methodology takes into account the nonlinear dependence of changes in the main thermal and technical characteristics of materials,

such as the coefficient of thermal conductivity, heat capacity and convective heat transfer, on temperature. The influence of fire protection materials at high temperatures on the strength and deformation characteristics of structural elements was analyzed.

The article also describes the distribution of temperature fields over the elements of the experimental section and investigates the change in temperature and strength characteristics of the steel I-beam of the floor as a function of time. Several options for fire protection using materials from a Ukrainian manufacturer are proposed. The effectiveness of the above materials is numerically verified. The analysis results of different fire protection options are compared, which allows you to choose the most optimal option. The results of analysis with and without taking into account the nonlinearity of materials are also compared and described. In addition, the article investigates the role of the floor slab as a fire protection material. This makes it possible to determine the influence of the floor slab on the fire resistance of the structure and provide an additional level of safety.

The article will be useful for design engineers who work with steel structures, as well as for researchers interested in the impact of fire protection materials on fire resistance. It provides valuable scientific and practical information that can be used to improve the safety and reliability of steel structures in fire-resistant environments.

Keywords. Stress-strain state; finite element method; nonlinear thermal conductivity; fire resistance; LIRA-SAPR software.

Стаття надійшла до редакції 08.05.2023

ISSN 2522-4182

DOI: 10.32347/2522-4182.12.2023.139-148
УДК 624.07

ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ МОНОЛІТНИХ ПЕРЕКРИТЬ БАГАТОПОВЕРХОВИХ КАРКАСНИХ БУДИНКІВ

Людмила АФАНАСЬЄВА [1], Максим МОСКАЛЕНКО [2]

[1, 2] Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
[1]afanasieva2709@gmail.com, http//orcid.org/0000-0001-6237-2609
[2]maksimmoskalenko160400@gmail.com, http//orcid.org/0009-0008-2889-0435

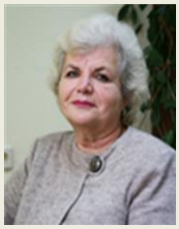
Анотація. Одним з пріоритетних напрямів сучасного будівництва є зведення каркасно-монолітних багатоповерхових будівель з безбалковими перекриттями. Застосування каркасно-монолітної схеми домобудування дає можливість урізноманітнити архітектурно-планувальні рішення помешкань і будинків, а також значно скоротити терміни їх спорудження.

Досвід будівництва та експлуатації каркасно-монолітних будинків свідчить, що плити перекриття є найбільш матеріаломістким елементом каркасу. При цьому витрати бетону становлять понад 30,0% від загального об'єму бетону будівлі. Тому проблема зниження маси перекриття є актуальною.

Пошук резерву зменшення витрат бетону в плитах перекриття супроводжується підвищенням деформативності полегшених плит, а також додатковою концентрацією стискаючих напружень в місцях спирання плит на вертикальні елементи. Зазначена зона стикового сполучення потребує додаткового армування з метою забезпечення міцності на продавлювання.

В статті розглянуті шляхи зменшення матеріаломісткості плит перекриття, дана оцінка зазначених вище факторів, що впливають на роботу плит у складі каркасу будівлі. Проведені чисельні дослідження розрахункової моделі будівлі в м. Києві з використанням ПК ЛІРА САПР, на підставі яких встановлені параметри напружено-деформованого стану дослідних плит, визначена їх відповідність вимогам нормативних документів. На підставі виконаних розрахунків обґрунтовані умови використання дослідних полегшених плит в практиці каркасно-монолітного домобудування.

.



Людмила АФАНАСЬЄВА,
доцент кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій,
к.т.н., доцент

Максим МОСКАЛЕНКО,
магістр

Ключові слова. Плита перекриття; деформативність; продавлювання; стикові з'єднання; матеріаломісткість.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Впровадження в сучасну практику будівництва каркасно-монолітних будинків полегшених плит перекриття зі зниженими витратами матеріалів потребують встановлення параметрів їх статичної роботи у складі каркасу будівлі, а також оцінки зазначених параметрів щодо можливого використання дослідних плит при будівництві багатоповерхових каркасно-монолітних будинків.

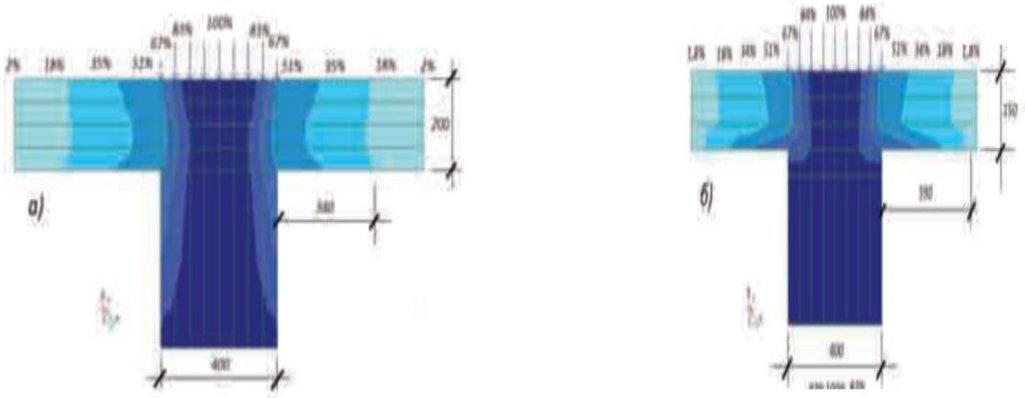
© Л.АФАНАСЬЄВА, М.МОСКАЛЕНКО, 2023

З цією метою проведені чисельні дослідження напружено-деформованого стану полегшених плит перекриття зі зниженою масою. Наведені чисельні дослідження дозволяють визначити резерв зниження маси перекриття і розробити рекомендації щодо придатності для використання полегшених плит в практиці будівництва.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Досвід проектування і будівництва монолітних будинків [1,2,3] в Україні свідчить, що найбільш поширеними є конструктивні системи – каркасні, стінові, каркасно-стінові, рамно-ригельні. В наземних конструкціях таких будівель сприйняття та перерозподіл вертикальних і горизонтальних навантажень здійснюється монолітними залізобетонними плитами перекриття. Зниження маси будівель шляхом зменшення матеріаломісткості перекриття вирішується за рахунок використання ефективних монолітних пустотних перекрить [4], а також за рахунок визначення оптимальної товщини перекриття для конкретних проектних рішень. В наземних конструкціях таких будівель сприйняття та перерозподіл вертикальних і горизонтальних навантажень здійснюється плитами перекриття, .які жорстко з'єднані з вертикальними несучими конструкціями. Розрахунок зазначеного вузлового з'єднання здійснюють з урахуванням контура критичного перерізу з метою визначення додаткового армування для запобігання можливого продавлювання.

Аналіз напружено-деформованого стану стика здійснювався з використанням розрахункової оболонко-стрижневої моделі вузла з'єднання плити з колоною засобами ПК ЛІРА-САПР [5]. Результати розрахунку свідчать, що .характер розподілу стискаючих напружень в стику, що наведений на рис.1, залежить від товщини плити [6]. Зменшення товщини плити до 6,0 см викликає збільшення зони додаткової концентрації напружень понад 40,0 % (див. рис.1).



а *б*

Рис.1. Характер розподілу стискаючих напружень в опорній зоні плити перекриття: *а* – товщиною 200 мм, *б* – товщиною 140 мм.

Fig. 1. The nature of the distribution of compressive stresses in the support zone of the floor slab: *a* – 200 mm thick, *b* – 140 mm thick.

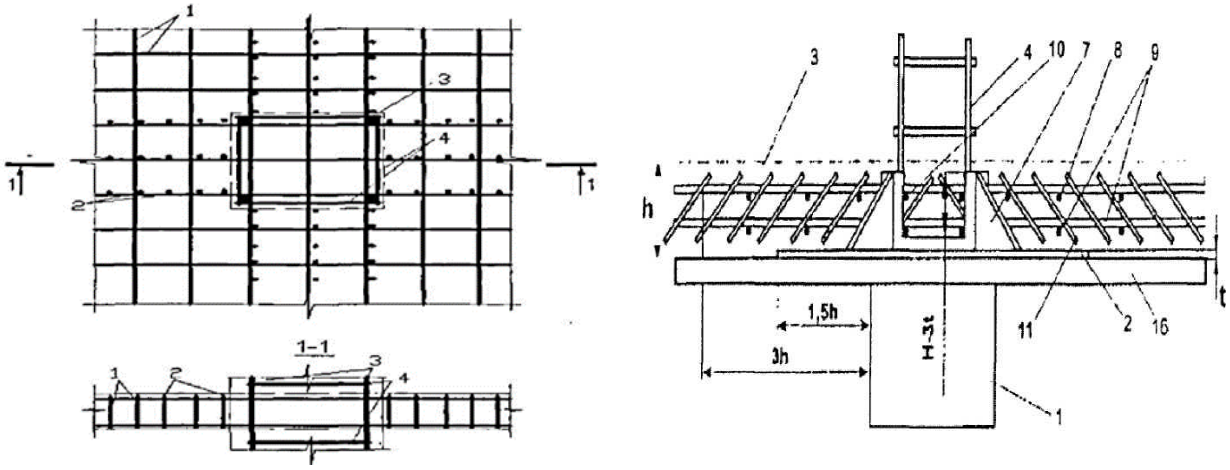
Таким чином, визначення можливого ресурсу зменшення товщини перекриття потребує аналізу конструктивних рішень армування опорних зон полегшених плит.

Подальший розвиток монолітного домобудування не передбачає єдиного технічного вирішення питань конструювання, а потребує їх розробки і обґрунтування для конкретних об'єктів на стадії робочого проектування.

Можливі з’єднання «плита- колона», що використовуються в каркасно-монолітному домобудуванні, наведені на рис. 2 та 3.

Найбільш поширене рішення зазначеного вузлового сполучення прийнято з використанням вертикальної поперечної арма-тури, що сприймає перерізуюче зусилля в опорній зоні (див. рис. 2,а).

Можливе використання похилих хомутів (див. рис. 2,б)

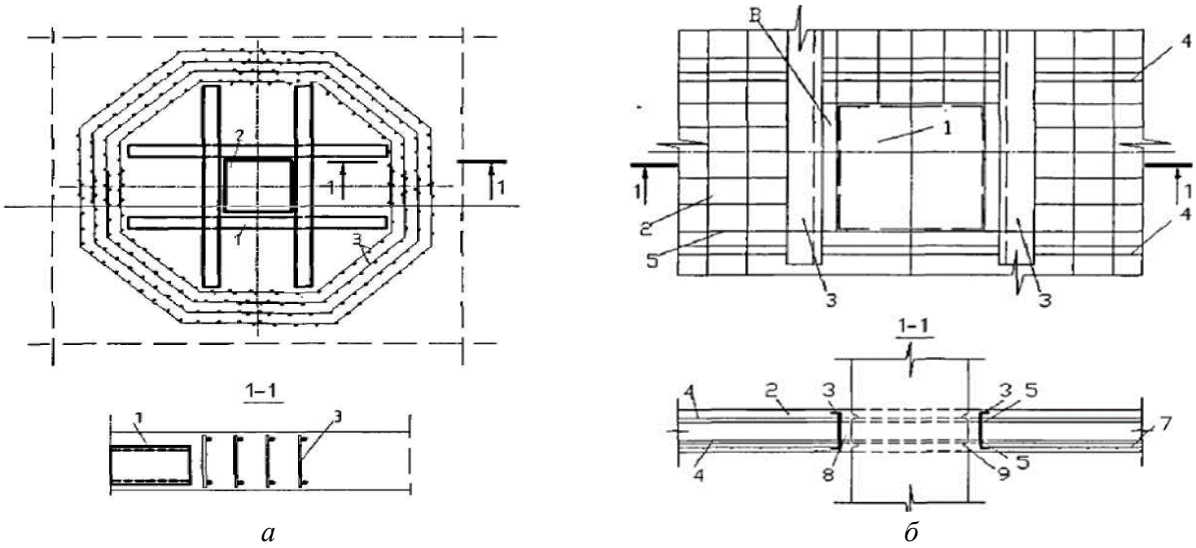


а *б*

Рис.2. Армування вузлового сполучення «плита-колона» поперечною арматурою:
а – вертикальною; *б* – похилою

Fig.2. Reinforcement of the "slab-column" nodal connection with transverse reinforcement:
a - vertical; *b*- oblique

З метою підсилення стикового з’єднання для виключення можливого продавлювання використовують жорстку арматуру (див. рис. 3).



а *б*

Рис.3. Армування вузлового сполучення «плита-колона» жорсткою арматурою –швелерами:
а - вздовж контуру колони; *б* – з використанням стінки.

Fig.3. Reinforcement of the nodal connection "slab-column" with rigid reinforcement - channels:
a - along the contour of the column; *b* - with the use of a wall

При використанні жорсткої арматури як «розподільчої» системи в зоні стика можливе використання спеціальної закладної деталі у вигляді зварених між собою сталевих швелерів, що наведена на рис.4.

Проведені чисельні дослідження [7] свідчать про наявність можливого ресурсу зниження матеріаломісткості плит перекриття. При цьому питання деформативності полегшених плит, а також унеможливлення їх руйнування в опорних зонах внаслідок продавлювання потребують подальших досліджень.

а

б

Рис.4. Спеціальна закладна деталь вузлового сполучення «плита – колона»:
а – загальний вигляд; *б* – місце встановлення змонтованої деталі.
Fig. 4. Special embedded detail of the "slab-column" nodal connection:
a - general view; *b* - place of installation of the mounted part

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою проведених досліджень є визначення оптимальної конструкції плити перекриття, а також раціонального армування стикового з’єднання «плита –колона», що відповідають експлуатаційним вимогам і не сприяють технологічним ускладненням.

Вирішення зазначених задач здійснювалось на підставі аналізу вихідних проектних даних каркасно-монолітної будівлі торгово-готельного комплексу в м. Києві.

Багатоелементна розрахункова модель будівлі створена за результатами чисельних досліджень з використанням ПК SCAD Soft 21 [8].

В результаті виконаних розрахунків отримані параметри напружено-деформованого стану перекриття проектного об’єкту. Дослідженням піддавались розрахункові моделі з плитами перекриття товщиною 200 та 250 мм., що дозволило провести порівняльний аналіз статичної роботи конструкцій.

Результати розрахунку дослідних моделей наведені в таблиці 1.

Порівняльний аналіз наведених показників свідчить, що влаштування перекриття товщиною 200 мм дозволяє заощадити до 20,0% витрат бетону в порівнянні з базовим варіантом 250 мм. Прогін дослідних плит становить 37,6 мм, що до 10,0 % перевищує прогін базових плит.

Слід зазначити, що величина прогіну плит товщиною 200 мм і 250 мм не перевищує допустиму величину 46,7 мм (L/150), що регламентована ДБН [9]. Горизонтальні переміщення каркасу будівлі відносно осей X і Yустановлять відповідно 68,8 мм і 89,7 мм для плит товщиною 250 та 200 мм. Зазначені переміщення полегшених

плит не перевищують їх допустиму величину (Н /500) відповідно до вимог ДБН [9]. Таким чином, параметри роботи полегшеного перекриття товщиною 200 мм відповідають вимогам нормативів.

Діаграма порівняння розрахункових показників роботи дослідних плит перекриття наведена на рис.5.

Табл.1. Результати розрахунків дослідних плит перекриття
Table 1. Calculation results of experimental floor slabs

	Показники	Плита t =200мм	Плита t =250мм	Різниця, %
1	Витрати бетону, м^3	207,6	259,6	20,0
2	Власна вага, т	456,7	571,2	27,0
3	Згинальний момент Мх, кН	31,7	38,9	18,4
4	Згинальний момент Му, кН	26,8	34,6	22,5
5	Відносний прогин плити перекриття, мм	37,6	34,9	-7,1
6	Переміщення каркасу будівлі по осі Y, мм	76,5	73,4	-4,2
7	Переміщення каркасу будівлі по осі X , мм	89,7	68,8	-30,5
8	Переміщення каркасу будівлі по осі Z , мм	80,5	63,1	-27,6
9	Навантаження на пілон, т	282,9	297,0	4,7
10	Площа перерізу поперечної арматури, см^2	14,49	17,00	14,8

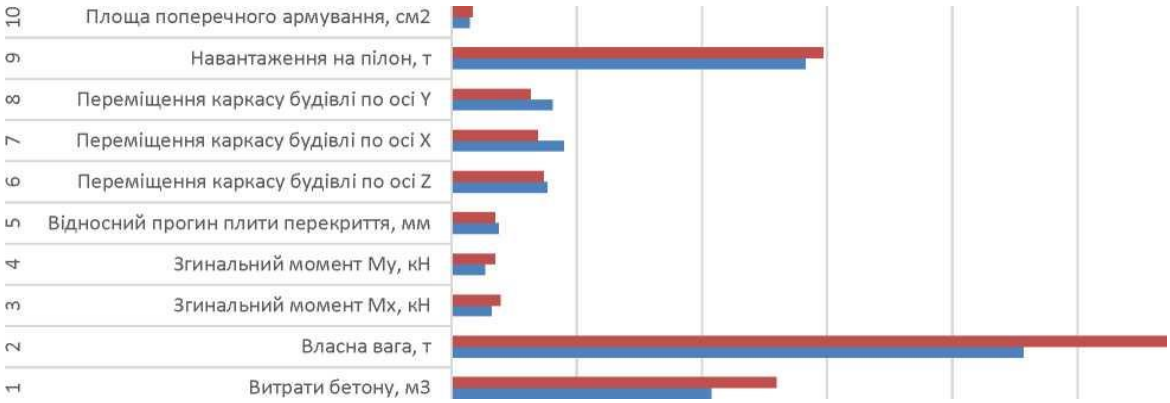


Рис.5. Діаграма порівняння розрахункових показників дослідних плит перекриття
Fig. 5. Diagram of comparison of calculated indicators of experimental floor slabs

Відомо, що продавлювання як місцеве руйнування внаслідок зсуву характерно для плоских плит на ділянках безпосередньо навколо вертикальних опор – колон, пілонів.

Розрахунок опору залізобетонного елемента на зріз при продавлюванні виконують за вимогами [1,10]. Опір зрізу перевіряється вздовж грані опори в межах основного контрольного периметру u_1, ,форма якого прийнята за результатами експериментальних досліджень [10] і наведена на рис.6.

Конструювання контрольного периметру здійснюють з урахуванням його можливої мінімальної довжини (див.рис.6).

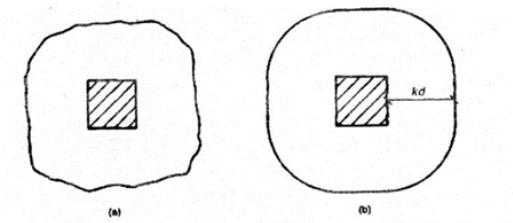


Рис.6. Периметри продавлювання:
а -фактичний ; *б* –розрахунковий.
Fig.6. Perimeter of pressing:
a- actual, b calculated

На підставі дослідних даних щодо форми периметра необхідно визначити відстань від межі периметру до площі навантаження. Відповідно до вимог [10] зазначена відстань встановлена дослідним шляхом і дорівнює 2,0*d*, де *d*-приведена висота плити. (див. рис. 6).

У разі потреби поперечного армування в межах першого контрольного периметру u_1 визначають контрольний периметр $u_{out,ef}$, [1], за межами якого поперечне армування не вимагається.

Наведені передумови розрахунку прийняті відповідно до вимог нормативних документів і використані при розрахунку на зріз при продавлюванні дослідних полегшених плит перекриття товщиною 200мм.

Для розрахунку прийнята найбільш навантажений пілон розміром 1500×250 мм на відм.+ 12,6 м. Розрахункова модель плити наведена на рис. 7.

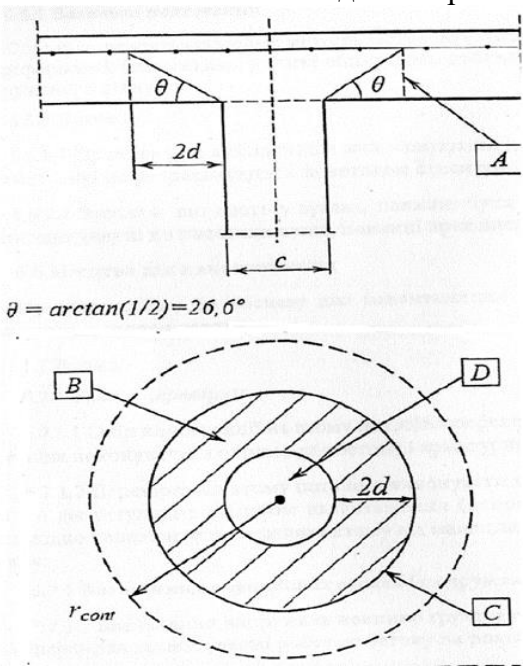


Рис.7. Розрахункова модель плити:
A – базовий контрольний переріз;
B – основна контрольна площа;
C – основний контрольний периметр u_1;
D – площа навантаження,
r_{cont} – радіус наступного контрольного периметра
Fig.7. Calculation model of the plate:
A-basic control section;
B-main control area;
C-main control perimeter u_1;
D is the load area, r_{cont} is the radius of the next control perimeter

За результатами розрахунку отримані параметри роботи плит на продавлювання, що регламентовані нормативними документами [1, 10]:

$V_{rd,\max}$ –максимальний опір зрізу при продавлюванні в контрольному перерізі, що розглядається,

$V_{ed,\alpha}$; – розрахунковий опір на зріз при продавлюванні без поперечного армування,

$V_{rd,cs}$ – те ж, з поперечним армуванням,

$V_{rd,max}$, мінімальний розрахунковий опір плити при продавлюванні, що визначений з урахуванням рекомендацій [11,12]. Контрольний периметр дослідної плити перекриття наведений на рис.8.

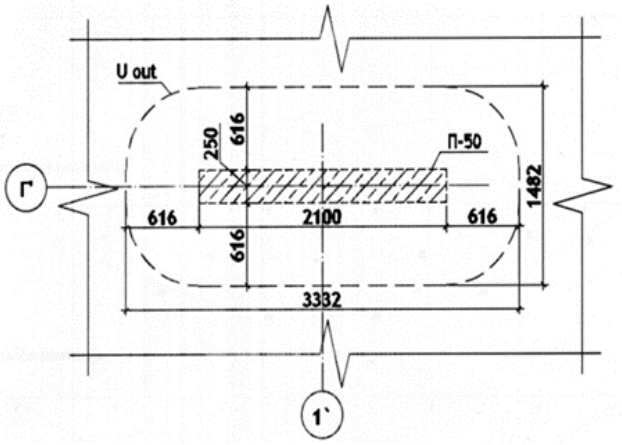


Рис.8. Контрольний периметр дослідної плити перекриття в місці розташування пілону
Fig 8. The control perimeter of the experimental floor slab

Площа перерізу поперечної арматури A_{sw} в зоні стика становить 1449,8 мм^{2} (див. табл. 1).

Варіанти конструктивних рішень армування плити перекриття в місці розташування пілону відповідно до розрахунків наведені на рис. 9–11.

Армування стикового з'єднання поперечною арматурою (116 Ø 8 А 400С) наведено на рис.9..

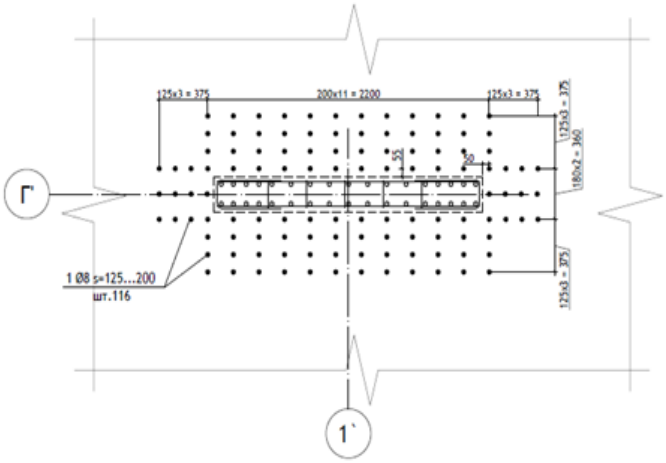


Рис.9. Армування опорної зони плити вертикальною поперечною стержньовою арматурою
Fig.9. Reinforcement of the support zone of the plate vertical transverse rod armature

Витрати сталі при армуванні опорної зони плити поперечною арматурою становлять 0,45 т.

На рис. 10 наведено армування стикового з'єднання пластинами (6 шт.) розміром 1280×160×10 мм (4 шт.) та 3130×130×10 мм (2шт.). Металомісткість стика 4,99т.

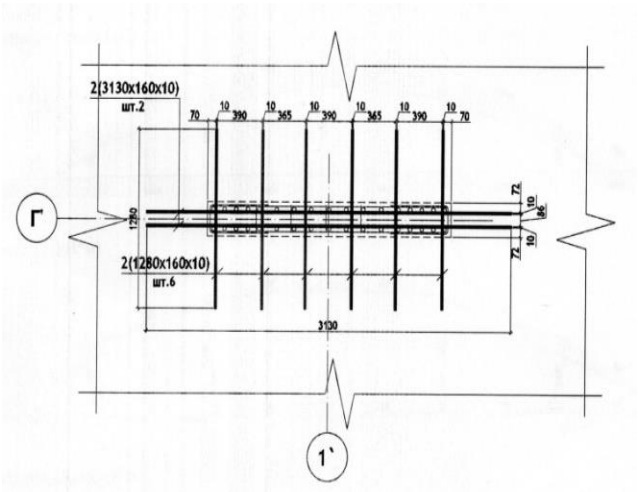


Рис.10. Армування опорної зони плити пластинами
Fig.10. Reinforcement of the support zone with plates

На рис. 11 наведено армування жорсткою арматурою: швелери № 20 (6 шт.) та двотавр № 20. Витрати сталевого прокату в зоні стика становлять 5,69 т.

Варіанти стикового з'єднання плити перекриття з вертикальними опорами, що розглянуті,найбільш поширені в практиці.

За витратами сталі використання поперечної арматури в опорній зоні стика плити (див. рис. 9) має суттєві переваги порівняно з вузлами з'єднання з використанням пластин, жорсткої арматури. Збільшення металомісткості в останніх двох варіантах (див. рис. 10, 11) доцільно у разі небезпеки руйнування внаслідок продавлювання в місцях спирання плит на вертикальні опори. При виборі конструктивного рішення стика необхідно також враховувати можливі технологічні ускладнення при його влаштуванні.

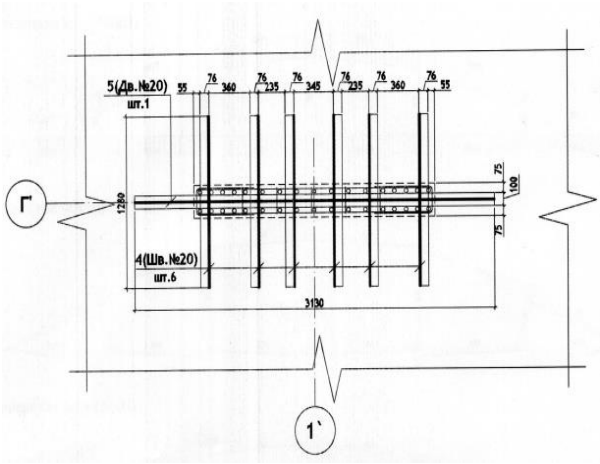


Рис. 11. Армування опорної зони плити жорсткою арматурою з використанням металопрокату
Fig.11. Reinforcement of the support zone of the plate with rigid reinforcement

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проведені чисельні дослідження свідчать про можливе зниження до 20,0 % матеріаломісткості перекрить багатоповерхових каркасно-монолітних будинків. За результатами виконаних розрахунків встановлено, що зменшення товщини плити до 50,0 мм не вплинуло на експлуатаційні якості перекриття будівлі, виключивши можливість руйнування полегшеної плити внаслідок продавлювання.

Визначення ресурсу економії матеріалів при влаштуванні перекриття дає підстави

рекомендувати полегшені плити в практику каркасно-монолітного домобудування.

ЛІТЕРАТУРА

1. **ДБН В.2.6-98:2009.** Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – *Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. – 71 с. – чинний з 01.06.2011*
2. **ДСТУ БВ 2.6–156:2010.** Бетонні і залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – *Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. – 116 с. – чинний з 01.06.2011*
3. **ДБН В.1.2-14:2018.** Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд. – *Мінрегіонбуд України. Київ, 2018. – 30с. – чинний з 01.01.2019*
4. **Кріпак В.Д., Антонов Р.Э**. Монолітні плоскі перекриття з порожнистими вкладишами.*//Будівельні конструкції. Теорія і практика: зб.наук.пр. Київ, КНУБА. – 2018. – Вип.2. – С. 194–201.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.2.2018.194-201
5. **Гензерський Ю.В., Медведенко Д.В. Палієнко О.І., Тіток В.П.** ЛІРА-САПР 2011. *// Навчальний посібник. – Київ: Електронне видання, 2011. – 396 с.*
6. **Афанасьєва Л.В.** Особливості армування вузлових з'єднань монолітних плит перекриття з вертикальними елементами *// Сучасні досягнення в науці та освіт: зб.пр XVI Міжнародної наукової конференції – Ізраїль, Нетанія, 2021. – С. 74–77.*
7. **Афанасьєва Л.В.**, **Невах О.В.** Щодо матеріаломісткості плит перекриття каркасно-монолітних будинків. *// Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції. Тези доповідей IV Міжнародної науково-практичної конференції – К., КНУБА, 2023. – С. 108–109.*
8. **Городецький О.С., Євзеров І.Д.** Комп'ютерні моделі конструкцій.*//К.: ФАКТ, 2007. – 394 с.*
9. **ДБН В.2.2-24:2009**. Проектування висотних житлових і громадських будинків. – Мінрегіонбуд України. Київ, 2009. – 103 с. – *чинний з 01.01.2009.*
10. **Єврокод 2.** Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN1992 1-1:2004,IDT):Зміна 1 ДСТУ-Н БЕN 1992-1-1:2010.*Київ:ДП»Укрархбудінформ», 2014. – 54 с. – чинний з 07.01.2014.*
11. ***Афанасьєва Л.В.*** *Щодо* продавлювання плоских плит перекриття каркасно-монолітних будинків. *// Наука та освіта. Зб. пр. XVII Міжнародної наукової конференції, – Угорщина, Хайдусобосло, 2023. – С. 80–82.*
12. **Бамбура А.М., Сазонова І.З., Дорогова О.В., Войцеховський О.В**. Проектування залізобетонних конструкцій *// Посібник. – К: Майстерня книг, 2018. – 239 с.*
13. **Павліков А.М., Балясний Д.К., Гарькава О.В., Довженко О.О., Микитенко С.М., Пінчук Н.М., Федоров Д.Ф.** Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону *// Монографія. – Полтава:ПолтНТУ, 2017. – 120 с.*
14. **Барабаш М.С., Кір`язєв П.М., Лапенко О.І., Ромашкіна М.А.** Основи компьютерного моделювання // Навчальний посібник.-Київ,НАУ,2018.-492с.
15. **Колякова В.М.** Про вимоги щодо статей, які публікуються у збірнику наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика» *//Будівельні конструкції. Теорія і практика: зб.наук.пр. Київ, КНУБА, 2020. Вип. 6. – 114–18.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118

REFERENCES

1. **DBN V.2.6-98:2009**. Konstruktsii budynkiv ta sporud. Betonni ta zalizobetonni kons-truktsii. Osnovni polozhennia proektuvannia. – *Minrehionbud Ukrainy. Kyiv, 2011. – 71 s. – chynnyi z 01.06.2011*
2. **DSTU BV 2.6–156:2010**. Betonni i zalizobetonni konstruktsii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannia. – Minrehionbud Ukrainy. Kyiv, 2011. – 116 s. – chynnyi z 01.06.2011
3. **DBN V.1.2-14:2018**. Zahalni pryntsypy zabezpechennia nadiinosti ta konstrukty-vnoi bezpeky budivel ta sporud. – *Minrehionbud Ukrainy. Kyiv, 2018. – 30s. – chynnyi z 01.01.2019*
4. **Kripak V.D., Antonov R.** Monolitni ploski perekryttia z porozhnystymy vkladyshamy. *//Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka: zb.nauk.pr. Kyiv, KNUBA. – 2018. – Vyp.2. – S. 194–201.*
https://doi.org/10.32347/2522-4182.2.2018.194-201
5. **Henzerskyi Yu.V., Medvedenko D.V**. **Paliienko O.I., Titok V.P**. LIRA-SAPR 2011. //

Navchalnyi posibnyk. – Kyiv: Elektronne vydannia, 2011. – 396 s.

6. **Afanasieva L.V**. Osoblyvosti armuvannia vuzlovykh ziednan monolitnykh plyt pere-kryttia z vertykalnymy elementamy // *Suchasni dosiahnennia v nautsi ta osvit: zb.pr XVI Mizhnarodnoi naukovoi konfe-rentsii – Izrail, Netaniia, 2021. – S. 74–77.*
7. **Afanasieva L.V., Nevakh O.V.** Shchodo materialomistkosti plyt perekryttia karkas-no-monolitnykh budynkiv. *// Budivli ta sporudy spetsialnoho pryznachennia: suchasni materialy ta konstruktsii. Tezy dopovidei IV Mizhnarodnoi naukovo-praktychnoi konfe-rentsii – K., KNUBA, 2023. – S. 108–109.*
8. **Horodetskyi O.S., Yevzerov I.D**. Kompiuterni modeli konstruktsii.//*K.: FAKT, 2007. – 394* s.
9. **DBN V.2.2-24:2009**. Proektuvannia vysot-nykh zhytlovykh i hromadskykh budynkiv. – *Minrehionbud Ukrainy. Kyiv, 2009. – 103 s. – chynnyi z 01.01.2009.*
10. **Evrokod 2**. Proektuvannia zalizobe-tonnykh konstruktsii. Chastyna 1-1. Zahalni pravyla i pravyla dlia sporud *(EN1992 1-1:2004,IDT):Zmina 1 DSTU-N BEN 1992-1-1:2010.Kyiv:DP»Ukrarkhbudinform», 2014. – 54 s. – chynnyi z 07.01.2014.*
11. **Afanasieva L.V.** Shchodo prodavliuvannia ploskykh plyt perekryttia karkasno-monolitnykh budynkiv. // *Nauka ta osvita. Zb. pr. KhVII Mizhnarodnoi naukovoi kon-ferentsii, – Uhorshchyna, Khaidusoboslo, 2023. – S. 80–82.*
12. **Bambura A.M., Sazonova I.Z., Dorohova O.V., Voitsekhovskyi O.V.** Proektuvannia zalizobetonnykh konstruktsii *// Posibnyk. – K: Maisternia knyh, 2018. – 239 s.*
13. **Pavlikov A.M., Baliasnyi D.K., Harkava O.V., Dovzhenko O.O., Mykytenko S.M., Pinchuk N.M., Fedorov D.F**. Suchasni konstruktyvni systemy budivel iz zalizobetonu // *Monohrafiia. – Poltava:PoltNTU, 2017. – 120* s.
14. **Barabash M.S., Kir`iaziev P.M., Lapenko O.I., Romashkina M.A**. Osnovy kompiuternoho modeliuvannia *// Navchalnyi posibnyk.-Kyiv, NAU, 2018.-492s.*
15. **Koliakova V.M**. Pro vymohy shchodo statei, yaki publikuiutsia u zbirnyku naukovykh prats «Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka» *//Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka: zb.nauk.pr. Kyiv, KNUBA, 2020. Vyp. 6. – 114–18.*

Стаття надійшла до редакції 30.05.2023

https://doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.114-118

EFFICIENCY RESEARCH OF MONOLITHIC LIFT- SLABS IN MULTISTOREY SKELETON BUILDSNGS

Liudmila AFANASIEVA,
Maksim MOSKALENRO

Summary. .One of the priority directions of modern construction is the construction of frame-monolithic multi-story buildings with beamless ceilings. The use of a frame-monolithic scheme of house construction makes it possible to diversify the architectural and planning solutions of apartments and houses, as well as to significantly shorten the terms of their construction.

The experience of construction and operation of frame-monolithic buildings shows that floor slabs are the most material-intensive element of the frame. At the same time, the consumption of concrete is more than 30.0% of the total volume of concrete in the building. Therefore, the problem of reducing the mass of the ceiling is urgent.

The search for a reserve for reducing the consumption of concrete in floor slabs is accompanied by an increase in the deformability of lightweight slabs, as well as an additional concentration of compressive stresses in the places where the slabs rest on vertical elements. The indicated zone of butt connection needs additional reinforcement in order to ensure compressive strength.

The article examines ways to reduce the material consumption of floor slabs, and gives an assessment of the above-mentioned factors that affect the work of slabs as part of the building frame. Numerical studies of the calculation model of the building in Kyiv were carried out using PC LIRA CAD, on the basis of which the parameters of the stress-strain state of the experimental plates were established, as well as the justified conditions of their use for further operation in the practice of frame-monolithic house construction.

Keywords. Floor slab; deformability; compression; butt joints; material capacity.

Наукове видання

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 12/2023

Оформлення, стиль та зміст журналу є об’єктом авторського права і захищається законом. Відповідальнсть 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.,
Макетування	Колякова В.М., Постернак О.М.
Обкладинка	Лисюк С.А., Постернак О.М.

Підписано до друку 28.06.2023. Формат 60 х 84 1/8.
Ум. друк, арк. 10,92. Обл.-вид. арк. 9,23.
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