

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ.
ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 13

Київ – КНУБА – 2023

Збірник наукових праць «Будівельні конструкції. Теорія і практика». Випуск 13.
Головний редактор О.Д.Журавський. К.:КНУБА, 2023. 160 с. DOI:10.32347/2522-4182.13.2023

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 будівельного напрямку. Видання здійснює публікації за спеціальностями :

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

Scientific articles journal «Building Constructions. Theory and practice». Issue 13. Chief editor O. Zhuravskiy. K. :
KNUCA, 2023. 160 p. DOI:10.32347/2522-4182.13.2023

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 Wyższej Szkole Techniczno-Ekonomicznej im.ks. Bronisława Markiewicza w Jarosławiu); **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 № 16 від 22..12. 2023 року.

Recommended for publication
by the Academic Council of Kyiv National
University of Construction and Architecture,
Protokol No. 16 of 22.12.2023

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, Pvetroflotskyi ave., 31, Kyiv, Ukraine, 03037,
editorial phone: (044) 241-55-04, (044)245-48-42

ЗМІСТ

МИХАЙЛОВСЬКИЙ Денис, КОМАР Микола	
Вогнестійкість висотних будинків з деревини.....	4
КЛИМОВ Юлій, СМОРКАЛОВ Дмитро	
Статистична оцінка механічних характеристик арматури класу А500С у мотках.....	17
КРІПАК Володимир	
Комплексний плитно-пальовий фундамент.....	30
ГЕТУН Галина, КОЛЯКОВА Віра, БЕЗКЛУБЕНКО Ірина, СОЛОМІН Андрій	
Конструктивні рішення вибухостійких будівель з приміщеннями цивільного захисту населення.....	41
АДАМЕНКО Вячеслав, РОМАНИШЕН Олег	
Реалізація принципів будівельного інформаційного моделювання (BIM) та інформаційних технологій розрахунку при проектуванні залізобетонних і сталезалізобетонних каркасних будівель.....	51
ОЛЕКСІЄНКО Олена	
Оцінка реакції на вогонь будівельної продукції методом SBI (single burning item)	62
SKLIAROV Ihor, MYKHAILOVSKYI Denis, SKLIAROVA Tetiana	
The use of metal-timber structures in the reconstruction of industrial buildings for the renewal of residential real estate.....	76
ГОЦ Володимир, МАКАРЕНКО Валерій, БЕРДНИК Оксана	
Дослідження корозійно-механічної стійкості арматурних сталей, призначених для експлуатації в гідротехнічних спорудах.....	89
МАРТИНЮК Іван	
Розв'язання фізично нелінійних задач деформування масивних і тонкостінних призматичних тіл.....	99
РУДЕНКО Ігор, ГОЦ Володимир, ГЕЛЕВЕРА Олександр, РАЗСАМАКІН Андрій	
Управління термінами тужавлення шлаковміщуючих цементів, активованих метасилікатом натрію.....	110
ЛАВРІНЕНКО Людмила, АФАНАСЬЄВА Людмила, ТОНКАЧЕЄВ Віталій	
Особливості роботи і розрахунку нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій з вірзними пластинами за ЕС5.....	124
СКОРУК Леонід	
Особливості розрахунку залізобетонних елементів на дію поперечної сили за різними нормами.....	139
КРАВЧУК Андрій, КРАВЧУК Олександр	
Визначення ефективних конструктивних характеристик збірних дренажних трубопроводів меліоративних систем.....	149

ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ВИСОТНИХ БУДИНКІВ З ДЕРЕВИНИ

Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ¹, Тетяна СКЛЯРОВА²

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

¹ mykhailovskyi.dv@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0003-3151-8630>

² skliarova.ts@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-9162-3999>

Анотація. Будівництво будинків і споруд з застосуванням конструкцій з цільної, клеєної та поперечно-клеєної деревини набувають все більшого розповсюдження. Досвід проектування, зведення та експлуатації таких будинків різноманітної висотності в усьому світі підтверджує доцільність їх використання. Особливого розповсюдження останнім часом набуло зведення каркасних і панельних багатоповерхових будинків з клеєної та поперечно-клеєної деревини.

В Україні досі існує застаріла думка про неможливість зведення висотних будинків з несучими конструкціями з деревини.

Важливим і актуальним питанням є проектування та зведення багатоповерхових каркасних та панельних будинків з клеєної деревини та поперечно-клеєної деревини. За останнє десятиріччя такі будинки набувають все більшого розповсюдження не тільки в Європі, але й у Канаді, США, Австралії, Японії тощо.

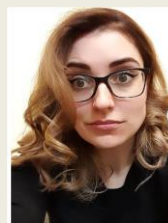
Однак в Україні зведення багатоповерхових будівель з застосуванням клеєної та поперечно-клеєної деревини зіштовхується з великою кількістю бюрократичних обмежень, пов'язаних з відсутністю сучасного досвіду такого будівництва та чіткої сформованої нормативної бази.

В цій статті проаналізовано чинну нормативну базу з позиції обмежень і перспектив їхнього вирішення щодо такого будівництва і проектування. Запропоновано вирішення задачі розрахунку висотних будинків з клеєної деревини та панельних з поперечно-клеєної деревини з урахуванням мінімально необхідної вогнестійкості основних несучих конструкцій.

Наведено алгоритм розрахунку несучих конструкцій висотних будинків з каркасом із клеєної деревини та панельних з поперечно-клеєної



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



Тетяна СКЛЯРОВА
асистент кафедри металевих і
дерев'яних конструкцій

Деревини за допомогою методу скінченних елементів та аналітичного розрахунку. Обґрунтовано доцільність та можливість проектування та зведення каркасних і панельних багатоповерхових будинків з клеєної та поперечно-клеєної деревини.

Деревина є пожежонебезпечним будівельним матеріалом, тим не менш, будівля з дерев'яним каркасом може тривалий час витримувати пожежу, не руйнуючись, оскільки обвуглювання поверхонь захищає конструкції від вогню.

Основна проблема протипожежного захисту полягає в тому, щоб технічні рішення відповідали вимогам будівельних норм. Інші ключові аспекти пов'язані з візуальними параметрами, довговічністю, міркуваннями щодо впливу на здоров'я та екологічної безпеки.

Для елементів дерев'яних конструкцій основною причиною втрати несучої здатності при пожежі є зменшення поперечного перерізу внаслідок горіння деревини.

Ключові слова. Висотні будинки; клеєна деревина; поперечно-клеєна деревина; панельний будинок; вогнестійкість конструкцій; розрахункова схема; метод скінчених елементів; напружено-деформований стан; вогнестійкість; захист деревини від займання.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Деревина як будівельний матеріал має багатовікову історію, яка доводить її надійність, довговічність та безпечність. Будівництво будинків і споруд з застосуванням конструкцій з цільної, клеєної та поперечно-клеєної деревини набувають все більшого розповсюдження. Досвід проектування, зведення та експлуатації таких будинків різноманітної висотності в усьому світі [1-3] підтверджує доцільність їх використання. Широкого розповсюдження набувають і конструкції з клеєної (КД) та поперечно-клеєної деревини (ПКД) в якості панелей, з яких зводяться багатоповерхові будинки [4, 5].

Цьому сприяє той факт, що клеєна та поперечно-клеєна деревина ефективно акумулює в собі позитивні властивості деревини як конструкційного матеріалу, насамперед відносно високу міцність, і дозволяє в значній мірі нівелювати недоліки цільної деревини. Клеєна та поперечно-клеєна деревина - це конструкційні матеріали, одержані в результаті склеювання під тиском дощок з вологістю 6-10%, у випадку з ПКД розташованих взаємно перпендикулярно. В англomовній літературі поперечно-клеєну деревину називають «Cross laminated timber» (CLT), в німеччині ПКД отримали назву «Brettsperholz» (BSP), також відома назва X-Lam.

Вітчизняний досвід застосування панелей з ПКД в житловому будівництві практично відсутній. Запущене в Україні у м. Коростень виробництво конструкцій з КД та панелей з ПКД слабо вплинуло на їх широке застосування, чому суттєво впливає відсутність вітчизняної нормативної бази, щодо розрахунку та проектування як окремих конструкцій так і будівель з них в цілому.

В нормативних документів Європейського союзу (Єврокод-5 або EN 1995-1-1:2008 [6]), України (ДБН В.2.6-161:2017

[7])) наявні вказівки, щодо проектування конструкцій з КД однак поки відсутні вказівки щодо проектування та розрахунку конструкцій з використанням панелей з ПКД. Виключення становлять національні нормативні документи Австрії (*ÖNORM B 1995-1-1* [8]). та Німеччини (*DIN EN 1995-1-1/NA:2010-12* [9]), в яких містяться вказівки щодо розрахунку панелей з ПКД.

Детальний огляд існуючих методик розрахунку панелей з ПКД представлено в [10, 11]. В [12] надано сучасну інженерну методику розрахунку панелей з ПКД методом скінчених елементів (МСЕ) з моделюванням ортотропними пластинчастими СЕ №41 з використанням приведених модулів пружності, коригуванням коефіцієнтів Пуассона таким чином щоб зберігалась умова існування в деревини пружного потенціалу.

Основним нормативним документом який обмежує зведення висотних будівель є ДБН В.2.2-15:2019 [13]. В пункті 8.2 міститься таблиця 3 згідно якої поверховість наряду залежить від ступеня вогнестійкості будівлі. Для зведення будинків вищих за 5 поверхів слід забезпечити I, II або III ступінь вогнестійкості будинку. Визначення ступеню вогнестійкості регламентується ДБН В.1.1-7:2016 [14]. В таблиці 1 пункту 5.3 [14] визначення ступеня вогнестійкості будівель і споруд визначається класом вогнестійкості основних несучих конструкцій. Таким чином, можна підсумувати, що забезпечивши необхідні класи вогнестійкості основних несучих конструкцій можна досягти потрібну для висотного будівництва ступень вогнестійкості будівлі чи споруди. Так для будівель III ступеня вогнестійкості основні несучі конструкції мають відповідати класам вогнестійкості: стіни несучі та сходових кліток – REI 120; колони - R 120; перекриття міжповерхові - REI 45. Також цими вимогами чітко регламентуються групи будівельних конструкцій за межею поширення вогню. Для будівель III ступеня вогнестійкості слід застосовувати будівельні конструкції в вертикальних елементах (колони і стіни) групу за межею поширення вогню

М0. Група за поширенням вогню конструктивного матеріалу визначається згідно вимог додатку Д [14].

З всього вище наведеного можна зробити висновок про нагальну потребу в розробці державних норм проектування висотних будівель з КД та панелей з ПКД з урахуванням особливостей національних традицій проектування, кліматичних особливостей, сировинної бази деревини, традицій конструювання вузлових з'єднань

Мета дослідження – даної роботи є представлення інженерної методики розрахунку вогнестійкості основних несучих конструкцій.

Для досягнення мети були поставлені наступні задачі:

1. Аналіз існуючої інженерної нормативної методики розрахунку вогнестійкості елементів конструкцій з клеєної деревини.

2. Чисельний аналіз існуючої інженерної методики розрахунку вогнестійкості основних несучих конструкцій будівель і споруд.

3. Розробка рекомендацій щодо розрахунку багатопверхових будівель з клеєної деревини та поперечно-клеєної деревини з урахуванням вогнестійкості методом скінчених елементів як системи «основа-фундамент-надфундаментна конструкція».

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

1. *Аналіз існуючої інженерної нормативної методики розрахунку вогнестійкості елементів конструкцій з клеєної деревини.*

Наразі розрахунок вогнестійкості конструкцій з цільної клеєної та поперечно-клеєної деревини регламентується ДСТУ-Н-П Б В.2.6-157 [15]. В даному нормативному документі, який є фактично адаптованим перекладом EN 1995-1-2:2016 [16], міститься алгоритм розрахунку вогнестійкості конструкцій з деревини починаючи від збору навантажень, визначення розрахункових значень міцності матеріалу під час пожежі і завершуючи безпосереднім розрахунком за граничними станами, яку наведено нижче.

1.1. Визначення розрахункових значень навантаження під час пожежі

Постійне та тимчасове навантаження під час пожежі можна визначити з формул:

$$G_{d,fi} = \eta_{fi} G_d \quad (1)$$

$$Q_{d,fi} = \eta_{fi} Q_d, \quad (2)$$

де $G_{d,fi}$ – розрахункове значення постійного навантаження під час пожежі;
 G_d – розрахункове значення постійного навантаження за нормальних температур;

η_{fi} – коефіцієнт зниження, що визначає рівень навантаження під час пожежі і розраховується за формулами (3-5);

$Q_{d,fi}$ – розрахункове значення тимчасового навантаження під час пожежі;

Q_d – розрахункове значення тимчасового навантаження за нормальних температур.

Коефіцієнт зниження, що визначає рівень навантаження під час пожежі визначається як менше значення за формулами:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,i}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,i}}; \quad (3)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}}; \quad (4)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}; \quad (5)$$

де $Q_{k,1}$ – характеристичне значення головного тимчасового навантаження;

G_k – характеристичне значення постійного навантаження;

γ_G – частковий коефіцієнт постійного навантаження;

$\gamma_{Q,1}$ – частковий коефіцієнт тимчасового навантаження;

ψ_{fi} – коефіцієнт сполучення навантажень для циклічних та квазіпостійних значень, наведених як $\psi_{1,1}$ та $\psi_{1,2}$;

ξ – коефіцієнт зниження для несприятливої дії постійного навантаження G

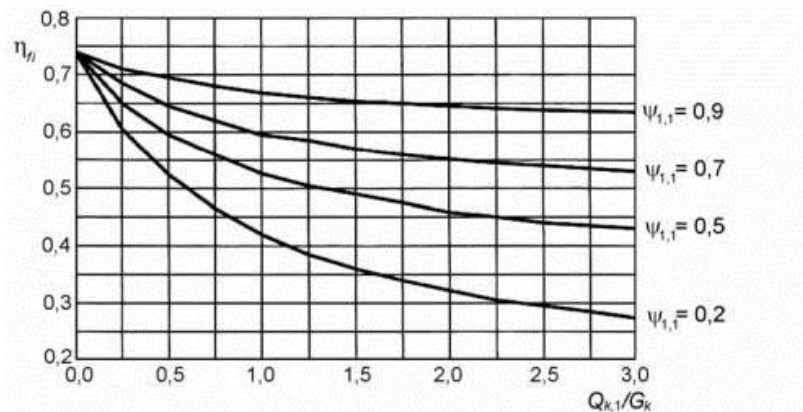


Рис. 1. Зміна коефіцієнта зниження η_{fi} залежно від співвідношення навантаження $Q_{k,1}/G_k$

Fig. 1. Change in the reduction factor η_{fi} depending on the load ratio $Q_{k,1}/G_k$

Згідно з ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 [17] «Основи проектування конструкцій» рекомендовані величини коефіцієнтів ψ для більш загальних дій можуть прийматись з таблиці 1.

Розрахунок конструктивних елементів без геотехнічних дій слід перевіряти з використанням часткових коефіцієнтів γ , що наведені в додатку А ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 [17]:

$\gamma_{G,sup} = 1,10$ – для несприятливого постійного навантаження; $\gamma_{G,inf} = 0,90$ – для сприятливого постійного навантаження;

$\gamma_{Q,1} = 1,5$ – для провідного тимчасового навантаження; $\gamma_{Q,i} = 1,5$ – для супутніх тимчасових навантажень;

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ – для несприятливого постійного навантаження; $\gamma_{G,inf} = 1,15$ – для сприятливого постійного навантаження; $\gamma_{Q,1} = 1,5$ – для провідного тимчасового навантаження; $\gamma_{Q,i} = 1,5$ – для супутніх тимчасових навантажень;

$\xi = 0,85$ - коефіцієнт зниження для несприятливої дії постійного навантаження G .

Табл. 1. Рекомендовані величини коефіцієнтів ψ для будівель та споруд.

Table 1. Recommended values of coefficients ψ for buildings and structures.

Дія	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Прикладені навантаження на будівлі, категорія (див. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1)			
Категорія А: житлові будинки, житлові площі	0,7	0,5	0,3
Категорія В: офісні площі	0,7	0,5	0,3
Категорія С: площі зібрання великої кількості людей	0,7	0,7	0,6
Категорія D: торговельні площі	0,7	0,7	0,6
Категорія Е: склади	1,0	0,9	0,8
Категорія Н: дахи	0	0	0
Снігові навантаження на будівлях країн-членів Європейського комітету з стандартизації, для місць, що розташовані на висоті $H > 1000$ м над рівнем моря	0,7	0,5	0,2
Снігові навантаження на будівлях країн-членів Європейського комітету з стандартизації, для місць, що розташовані на висоті $H \leq 1000$ м над рівнем моря	0,5	0,2	0
Вітрові навантаження на будівлі	0,6	0,2	0

Якщо проаналізувати дану методику, можна чітко стверджувати, що величина навантажень при розрахунку вогнестійкості значно зменшується.

1.2. Визначення розрахункових значень міцності та жорсткості деревини під час пожежі

Для перевірки несучої здатності розрахункове значення міцності визначається за формулою:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}}, \quad (6)$$

де $f_{d,fi}$ – розрахункова міцність деревини під час пожежі;

f_{20} – 20%-й квантиль розрахункового значення міцності за нормальної температури, визначається за формулою (8);

$k_{mod,fi}$ – коефіцієнт зміни під час пожежі, визначається за формулами (10-12);

$\gamma_{M,fi}$ – коефіцієнт надійності за матеріалом під час пожежі.

Для перевірки жорсткості розрахункове значення модуля пружності визначається за формулою:

$$E_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{E_{20}}{\gamma_{M,fi}}, \quad (7)$$

е $E_{d,fi}$ – розрахункове значення модуля пружності під час пожежі;

E_{20} – 20% -й квантиль розрахункового значення модуля пружності за нормальної температури, визначається за формулою (9);

$k_{mod,fi}$ – коефіцієнт зміни під час пожежі, визначається за формулами (10-12); $\gamma_{M,fi}$ – коефіцієнт надійності за матеріалом під час пожежі.

Коефіцієнт зміни під час пожежі $k_{mod,fi}$ враховує зниження міцності та жорсткості за підвищених температур і заміщає коефіцієнт зміни за нормальних температур k_{mod} .

Значення коефіцієнта надійності за матеріалом, для цільної та клеєної деревини під час пожежі становить $\gamma_{M,fi} = 1$.

20%-й квантиль розрахункового значення міцності за нормальної температури визначається за формулою:

$$f_{20} = k_{fi} f_k, \quad (8)$$

де k_{fi} – коефіцієнт, що береться згідно [15] і наведено в табл. 2;

f_k – характеристичне значення міцності деревини

20%-й квантиль розрахункового значення модуля пружності за нормальної температури визначається за формулою:

$$E_{20} = k_{fi} E_{0,05}, \quad (9)$$

де k_{fi} – коефіцієнт, що береться згідно [15] і наведено в табл. 2;

$E_{0,05}$ – 5%-й квантиль модуля пружності.

Табл. 2. Значення коефіцієнту k_{fi} .

Table 2. The value of the coefficient k_{fi} .

Матеріал	k_{fi}
Суцільна деревина	1,25
Клеєна деревина	1,15
Деревинні плити	1,15
Фанеровані пиломатеріали (LVL)	1,1
З'єднання кріпленнями на зсув бічних дерев'яних елементів з деревними плитами	1,15
З'єднання кріпленнями на зсув бічних сталевих елементів	1,05
З'єднання поздовжньо навантаженими кріпленнями	1,05

Для $t > 20$ хв коефіцієнт зміни під час пожежі $k_{\text{mod},fi}$ слід приймати за формулами: для міцності на згин

$$k_{\text{mod},fi} = 1,0 - \frac{1}{200} \frac{p}{A_r}; \quad (10)$$

для міцності на стиск

$$k_{\text{mod},fi} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{p}{A_r}; \quad (11)$$

для міцності на розтяг та модуля пружності

$$k_{\text{mod},fi} = 1,0 - \frac{1}{330} \frac{p}{A_r}; \quad (12)$$

де p - периметр залишкового поперечного перерізу, що зазнає вогневого впливу, м;
 A_r - площа залишкового поперечного перерізу, м².

Для незахищених та захищених елементів у момент часу $t = 0$ коефіцієнт зміни під час пожежі приймають $k_{\text{mod},fi} = 1$. Для незахищених елементів за умови, що $0 \leq t \leq 20$ хв, коефіцієнт зміни визначається за лінійною інтерполяцією.

1.3. Визначення глибини обвуглювання

Розрахункова глибина обвуглювання (рис. 2) розраховується за формулою:

$$d_{\text{char},0} = \beta_0 t, \quad (13)$$

де $d_{\text{char},0}$ - розрахункова глибина обвуглювання при одновимірному обвуглюванні;

β_0 - розрахункова швидкість одновимірного обвуглювання за стандартного температурного режиму, приймається за табл. 3 згідно [15];
 t - тривалість вогневого впливу.

Умовна розрахункова глибина обвуглювання (рис. 2) розраховується за формулою:

$$d_{\text{char},n} = \beta_n t, \quad (14)$$

де $d_{\text{char},n}$ - умовна розрахункова глибина обвуглювання при одновимірному обвуглюванні, що враховує вплив заокруглених граней та тріщин;

β_n - умовна розрахункова швидкість одновимірного обвуглювання за стандартного температурного режиму, що враховує вплив заокруглених граней та тріщин, приймається за табл. 3 згідно вимог [15];
 t - тривалість вогневого впливу.

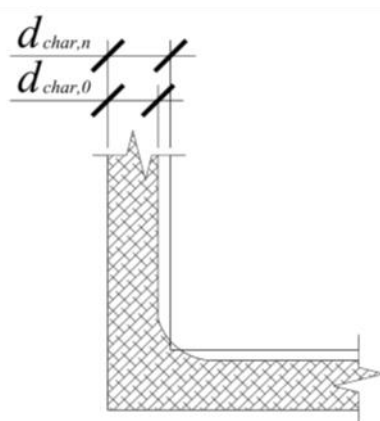


Рис.2. Глибина одновимірного обвуглювання $d_{\text{char},0}$ та умовна глибина обвуглювання $d_{\text{char},n}$
Fig.2. The depth of one-dimensional charring $d_{\text{char},0}$ and conditional charring depth $d_{\text{char},n}$.

При розрахунках вогнестійкості слід приймати розрахункову швидкість одновимірного обуглювання при умові мінімальної ширини поперечного перерізу:

$$b_{\min} = \begin{cases} 2d_{\text{char},0} + 80; & \text{для } d_{\text{char},0} \geq 13 \text{ мм} \\ 8,15d_{\text{char},0}; & \text{для } d_{\text{char},0} < 13 \text{ мм} \end{cases} \quad (15)$$

Якщо мінімальної ширини поперечного перерізу менше за $b_{\min}$ то в розрахунках слід приймати умовну розрахункову глибину обуглювання.

Табл. 3. Розрахункові швидкості обуглювання β_0 та β_n для деревини, фанерованих матеріалів (LVL), дерев'яної обшивки та деревинних панелей.

Table 3. Estimated charring rates β_0 and β_n for timber and LVL, timber cladding and timber panels.

Матеріали	β_0 , мм/хв	β_n , мм/хв
М'які сорти дерева і бук Клеєна деревина з характеристичною густиною $\geq 290 \text{ кг/м}^3$	0,65	0,7
Цільна деревина з характеристичною густиною $\geq 290 \text{ кг/м}^3$	0,65	0,8
Тверді сорти дерева Цільна деревина або клеєна деревина з характеристичною густиною 290 кг/м^3	0,65	0,7
Цільна деревина або клеєна деревина з характеристичною густиною $\geq 450 \text{ кг/м}^3$	0,50	0,55
Фанеровані матеріали (LVL) Матеріали з характеристичною густиною $\geq 480 \text{ кг/м}^3$	0,65	0,7
Панелі Дерев'яна обшивка	0,9*	
Фанера	1,0*	-
Деревинні панелі, окрім фанери	0,9*	-

Розрахункові швидкості обуглювання твердих сортів деревини, окрім бука, з густиною від 290 кг/м^3 до 450 кг/м^3 отримують шляхом лінійної інтерполяції значень табл. 3. Швидкість обуглювання бука приймається як для щільного м'якого сорту деревини.

Робочий поперечний переріз визначають завдяки зменшенню початкового поперечного перерізу на робочу глибину обуглювання d_{ef} за формулою:

$$d_{ef} = d_{\text{char},n} + k_0 d_0, \quad (16)$$

де $d_0 = 7 \text{ мм}$; $d_{\text{char},n}$ - умовна розрахункова глибина обуглювання визначена за формулою (14); k_0 - коефіцієнт, який приймають за табл. 4.

Примітка. Допускається, що матеріал біля лінії обуглювання елемента в шарі за товшки $k_0 d_0$ має міцність та жорсткість, що

дорівнюють нулю, тоді як характеристики міцності та жорсткості залишкового поперечного перерізу залишаються незмінними.

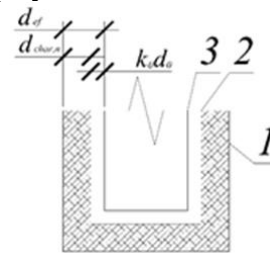


Рис. 3. Визначення залишкового і робочого поперечного перерізу.

1 – контур початкового перерізу; 2 – межа залишкового поперечного перерізу; 3 – межа робочого поперечного перерізу.

Fig. 3. Determination of residual and working cross-section. 1 – contour of the initial section; 2 – limit of residual cross-section; 3 – the limit of the working cross-section.

Табл. 4. Визначення коефіцієнта k_0 для незахищених поверхонь.

Table 4. Determination of the coefficient k_0 for unprotected surfaces.

Час, хв	k_0
$t < 20$	$t/20$
$t \geq 20$	1,0

Розрахункові характеристики міцності та жорсткості робочого поперечного перерізу приймають із коефіцієнтом $k_{\text{mod,fi}} = 1,0$.

Наведені правила стосуються прямокутних поперечних перерізів із м'яких сортів дерева, що зазнають трьох- або чотирьохбічного вогневого впливу, та круглого поперечного перерізу, що зазнає вогневого впливу по периметру.

2. Чисельні дослідження напружено-деформованого стану центрально стиснутої колони з урахуванням вогнестійкості.

За наведеною вище методикою перевіримо міцність центрально стиснутого дерев'яного елемента за потреби досягнення вогнестійкості $t = 120$ хв. Зусилля від характеристикних: постійного $N_{t,0,k} = 150$ кН та тимчасового (середньої тривалості) навантаження $N_{t,0,k} = 100$ кН. Зусилля від граничних розрахункових: постійного $N_{t,0,k} = 165$ кН та тимчасового (середньої тривалості) навантаження $N_{t,0,k} = 120$ кН.

Розв'язування:

за формулами (1), (2) слід визначити значення постійного та тимчасового навантаження під час пожежі. Перед цим визначимо коефіцієнти пониження, що визначає рівень навантаження під час пожежі за формулами (3) – (5):

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,i}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,i}} = \frac{150 + 0,7 \cdot 100}{1,35 \cdot 150 + 1,5 \cdot 100} = 0,624$$

$$\begin{aligned} \eta_{fi} &= \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} = ; \\ &= \frac{150 + 0,7 \cdot 100}{1,35 \cdot 150 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 100} = 0,715 \\ \eta_{fi} &= \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} ; \\ &= \frac{150 + 0,7 \cdot 100}{0,85 \cdot 1,35 \cdot 150 + 1,5 \cdot 100} = 0,683 \end{aligned}$$

де прийнято

$\gamma_G = 1,35$ – для несприятливого постійного навантаження;

$\gamma_{Q,1} = 1,5$ – для супутніх тимчасових навантажень; та

$\psi_{fi} = 0,7$ – для категорії А: житлові приміщення за табл. 1.

Таким часом розрахункові значення навантаження під час пожежі становитимуть:

- для постійного навантаження:

$$G_{d,fi} = \eta_{fi} G_d = 0,624 \cdot 165 = 102,96 \text{ кН},$$

- для тимчасового навантаження (середньої тривалості):

$$Q_{d,fi} = \eta_{fi} Q_d = 0,624 \cdot 120 = 74,88 \text{ кН}.$$

Визначаємо умовну розрахункову глибину обвуглювання за формулою (14):

$$d_{\text{char},n} = \beta_n t = 0,55 \cdot 120 = 66 \text{ мм},$$

де $\beta_n = 0,55$ мм/хв – умовна розрахункова швидкість одновимірного обвуглювання за стандартного температурного режиму, що враховує вплив заокруглених граней та тріщин, прийнята за табл. 3;

t – тривалість вогневого впливу.

Визначаємо розрахункову глибину обвуглювання, що розраховується за формулою (13):

$$d_{\text{char},0} = \beta_0 t = 0,50 \cdot 120 = 60 \text{ мм},$$

де $\beta_0 = 0.5$ мм/хв – розрахункова швидкість одновимірного обвуглювання за стандартного температурного режиму, приймається за табл. 3;
 t – тривалість вогневого впливу.

Для визначення швидкості одновимірного обвуглювання розраховуємо умовну мінімальну ширину поперечного перерізу за формулою (28) при $d_{char,0} = 60$ мм > 13 мм:

$$b_{min} = 2d_{char,0} + 80 = 2 \cdot 60 + 80 = 200 \text{ мм.}$$

Таким чином ширина поперечного перерізу $b = 300$ мм > $b_{min} = 200$ мм. В подальших розрахунках приймаємо розрахункову глибину обвуглювання $d_{char,0}$.

Приймаємо робочу глибину обвуглювання за формулою (16):

$$d_{ef} = d_{char,0} + k_0 d_0 = 60 + 1 \cdot 7 = 67 \text{ мм,}$$

де $d_0 = 7$ мм;

$k_0 = 1$ - коефіцієнт, прийнятий за табл. 4.

Приймаємо розміри робочого поперечного перерізу з урахуванням розрахункової глибини обвуглювання при умові чотирьохбічного впливу вогню:

$$b = 300 - 67 \cdot 2 = 166 \text{ мм;}$$

$$h = 400 - 67 \cdot 2 = 266 \text{ мм.}$$

Таким чином робоча площа залишкового поперечного перерізу становить:

$$A_r = b \cdot h = 16,6 \cdot 26,6 = 441,56 \text{ см}^2.$$

Визначаємо розрахункове значення міцності під час пожежі за формулою (6):

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}} = 0,998 \cdot \frac{18,75}{1} = 18,72 \text{ МПа}$$

де f_{20} – 20% -й квантиль розрахункового значення міцності за нормальної температури, визначений за формулою (8);

$k_{mod,fi}$ – коефіцієнт зміни під час пожежі, який для $t > 20$ хв визначено за формулою (11);

$\gamma_{M,fi} = 1$ – значення коефіцієнта надійності за матеріалом, для цільної та клеєної деревини під час пожежі

20%-й квантиль розрахункового значення міцності за нормальної температури:

$$f_{20} = k_{fi} f_k = 1,25 \cdot 15 = 18,75 \text{ МПа,}$$

де $k_{fi} = 1,25$ – значення коефіцієнту для суцільної деревини, що береться згідно табл. 2;

$f_{t,0,k} = 15$ МПа – характеристичне значення міцності деревини класу міцності C24.

$$k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{125} \frac{p}{A_r} = 1,0 - \frac{1}{125} \cdot \frac{(16,6 + 26,6) \cdot 2}{16,6 \cdot 26,6} = 0,998$$

де p - периметр залишкового поперечного перерізу, що зазнає вогневого впливу;

A_r - площа залишкового поперечного перерізу.

Визначимо розрахункові напруження при стиску вздовж волокон:

від постійного навантаження:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{G_{d,fi}}{A_r} = \frac{102,96}{441,56} = 0,23 \text{ кН/см}^2 = 2,3 \text{ МПа,}$$

від тимчасового навантаження:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{Q_{d,fi}}{A_r} = \frac{74,88}{441,56} = 0,17 \text{ кН/см}^2 = 1,7 \text{ МПа,}$$

Перевіряємо міцність центрально стиснутого елемента:

$$\frac{2,3}{18,72} + \frac{1,7}{18,72} = 0,21 < 1.$$

Перевірка виконується. Міцність елемента при центральному стиску за умови заданої вогнестійкості забезпечена.

Гнучкість стійки відносно осі у з умов залишкового розрахункового перерізу буде дорівнювати

$$\lambda_y = \frac{l_{y,d}}{i_y} = \frac{450}{4,8} = 93,75$$

де: $l_{y,d} = \beta_y \cdot l = 1 \cdot 450 = 450$ см - розрахункова довжина елемента при шарнірному защемленні кінців;

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 0,289 \cdot b = 0,289 \cdot 166 = 48,0 \text{ мм}$$

- радіус інерції перерізу відносно осі у.

Гнучкість стійки відносно осі z з умов залишкового розрахункового перерізу буде дорівнювати: $\lambda_z = \frac{l_{z,d}}{i_z} = \frac{450}{7,69} = 59,$

де: $l_{z,d} = \beta_z \cdot l = 1 \cdot 450 = 450$ см - розрахункова довжина елемента при шарнірному защемленні кінців;

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 266 = 76,9 \text{ мм}$$

- радіус інерції перерізу відносно осі z.

Подальші розрахунки можна вести тільки відносно осі з більшим значенням гнучкості.

Відносна гнучкість стійки відносно осі у:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{94}{3,14} \cdot \sqrt{\frac{23}{7400}} = 1,7,$$

де: $f_{c,0,k} = 23$ МПа – характеристичне значення міцності деревини класу міцності С24 при стиску вздовж волокон; $E_{0,05} = 7400$ МПа – 5%-й квантиль модуля пружності деревини вздовж волокон.

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + 0,1 \cdot (1,7 - 0,3) + 1,7^2] = 2,02,$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{2,02 + \sqrt{2,02^2 - 1,7^2}} = 0,32.$$

Перевіряємо стійкість:

$$\frac{2,3}{0,32 \cdot 18,72} + \frac{1,7}{0,32 \cdot 18,72} = 0,67 < 1.$$

Перевірка виконується. Стійкість елемента з урахуванням залишкового перерізу під час пожежі забезпечена. Відповідно вогнестійкість елемента 120 хв забезпечена.

3. Результати дослідження

За результатами наведеного чисельного прикладу можна стверджувати, що досяг-

нення в колоні з клеєної деревини вогнестійкості 120 хв є цілком реальним навіть за рахунок лише збільшення поперечного перерізу елемента. При цьому межа вогнестійкості 120 хвилин центрально стиснутою стійкою досягається збільшенням її перерізу орієнтовно на 25%.

Проведені чисельні дослідження інших конструктивних елементів, таких як стіни з панелей із поперечно-клеєної деревини, балки з клеєної деревини тощо, підтверджують факт збільшення поперечного перерізу при забезпеченні обох граничних станів на величину до 25% при самих найгірших випадках вогневого впливу.

Враховуючи конструктивні особливості, і той факт, що наведено розрахунок чотирьохбічного впливу вогню (що є винятковим випадком), таке збільшення не є критичним і знаходиться в межах величин коефіцієнтів надійності.

Подібні розрахунки можна виконувати з застосуванням моделювання в сучасних програмних комплексах які використовують метод скінчених елементів [18, 19] з використанням для панелей із поперечно-клеєної деревини методики наведеної в [20] з моделюванням панелей ортотропними пластинчастими СЕ №41 з використанням приведених модулів пружності, в тому числі і під час пожежі, та коригуванням коефіцієнтів Пуассона таким чином щоб зберігалась умова існування в деревини пружного потенціалу.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Доведено аналітичним шляхом, за методикою наведеною в ДСТУ-Н-П Б В.2.6-157 [15], досягнення в вертикальних несучих конструкціях з цільної та клеєної деревини вогнестійкості 120 хв, а відповідно можливість зведення будівель III, II та I ступеня вогнестійкості, що передбачає будівництво більше 5 поверхів.

Для можливості зведення висотних будівель (5 поверхів і вище) з конструкцій із цільної, клеєної та поперечно-клеєної деревини слід забезпечити ступень їх вогнестійкості I, II та III. Для цього, окрім класу вогнестійкості конструкцій необхідно забезпечити групу конструкційного матеріалу за межею поширення вогню. Це питання вирішується лише шляхом проведення випробувань згідно вимог додатку Д [14].

Також проблеми вогнестійкості конструкцій з цільної, клеєної та поперечно-клеєної деревини вирішуються шляхом обробки антипіренами, фарбуванням спеціальними покриттями (як це прийнято робити з металевими конструкціями) та облицюванням іншими негорючими матеріалами.

Окремо слід розробити нормативний документ для зведення будівель і споруд умовною висотою більше 26,5 м з конкретними рекомендаціями щодо архітектурних, конструктивних особливостей, вимог пожежної безпеки тощо. Так, наприклад, в житлових будинках, можна зобов'язати, шляхи евакуації і місця загального користування обов'язково обладнувати системами пожежної сигналізації та автоматичного пожежогасіння.

ЛІТЕРАТУРА

1. Михайловський Д.В. Застосування деревини та деревинних матеріалів у будівництві. // *Международный информационно-технический журнал Оборудование и инструмент для профессионалов (деревообработка)* - №4 / 199. - Харків, 2017. - С.40 - 44.
2. Пермяков В. А., Клименко В. З. Состояние и перспективы применения строительных деревянных конструкций в Украине // *К. : АБУ, часопис Економіка будівництва. №4. 2005. С. 36-41.*
3. Михайловський Д.В. Світовий досвід і перспективи розвитку багатоповерхового будівництва з деревини. // *Вісник Одеської державної академії будівництва і архітектури Випуск 61, 2016; Одеса: ОДАБА, 2016. - 468 с. - С. 270 - 277.*
4. Flaig M., Blass H. J. Keilgezinkte Rahmenecken und Satteldachträger aus Brettsperrholz. // *Karlsruher Berichte zum Ingenieurbau* 29, KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2015, 180 p.
5. Flatscher G., Bratulic K. and Schickhofer G., Screwed joints in cross-laminated timber structures // *13th World Conference on Timber Engineering (WCTE), Quebec, Canada, 2014, P. 8.*
6. EN 1995-1-1:2008: Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings, *European Committee for Standardization CEN, Bruxelles, Belgium, 2008. 121 p.*
7. ДБН В.2.6-161:2017 Конструкції будівель і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд, 2017, 111 с.
8. ÖNORM B 1995-1-1:2015 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – *Allgemeine Regeln für den Hochbau, (German) Austria, 2015, 140 p.*
9. DIN EN 1995-1-1/NA:2010-12, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – *Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, DIN, Berlin, 2010, 135p.*
10. Михайловський Д. В., Комар А. А. Перехресно клеєдощаті панелі та методи їх розрахунку // *Будівельні конструкції, теорія і практика №2 КНУБА, 2018. С. 146-153.*
11. Михайловський Д. В., Комар А. А. Аналіз існуючих методик розрахунку панелей з перехресно-клеєної деревини за другим граничним станом // *Будівельні конструкції, теорія і практика №5 КНУБА, 2019. С. 24 - 31.*
12. Mykhailovskyi Denys Method of calculation of panel buildings from cross-laminated timber / *Onir materialiv i teoriya sporud: nauk.-tex. zbirn. – K.: КНУБА, 2021. – Вип. 107. – С. 75-88.*
13. ДБН В.2.2-15:2019 Житлові будинки. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд, 2019, 44 с.
14. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд, 2017, 41 с.
15. ДСТУ-Н-П Б В.2.6-157:2010 (EN 1995-1-2:2004) Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-2. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість. - *Київ: Мінрегіонбуд України. 2010 – 65 с.*
16. EN 1995-1-2:2016: Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design. – Part 1-2: General – Common rules and rules for buildings, *European Committee for*

- Standardization CEN, Bruxelles, Belgium, 2016. 82 p.
17. **ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Єврокод.** Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT). - Київ: Мінрегіонбуд України. 2009 – 101 с.
 18. **Городецкий Д. А., Барабаш М.С. и др.** Програмный комплекс ЛИРА-САПР 2013. Учебное пособие // К. – М.: Электронное издание, 2013. – 376 с.
 19. **Городецкий А. С., Евзеров И. Д.** Компьютерные модели конструкций // Киев, 2007. – 357 с.
 20. **Mykhailovskyi Denys** Method of calculation of panel buildings from cross-laminated timber / *Strength of Materials and Theory of Structures*. – Kyiv: KNUBA, 2021. – Issue 107. – P. 75–88.
 21. **Фесенко О., Колякова В., Дмитренко С., Маматюк Д.** (2022). Розрахунок на вогнестійкість дерев'яних згинальних конструкцій за методикою Єврокоду 5. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (10), 94–107.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.94-107>
 6. **EN1995-1-1:2008: Eurocode 5:** Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings, European Committee for Standardization CEN, Bruxelles, Belgium, 2008. 121 p.
 7. **DBN V.2.6-161:2017** Konstruktsii budivel i sporud. Dereviani konstruktsii. Osnovni polozhennia. – K.: Minrehionbud, 2017, 111 p.
 8. **ÖNORM B 1995-1-1:2015 Eurocode 5:** Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln für den Hochbau, (German) Austria, 2015, 140 p.
 9. **DIN EN 1995-1-1/NA:2010-12,** Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, DIN, Berlin, 2010, 135p.
 10. **Mykhaylovs'kyi D. V., Komar A. A.** Perekhresno kleyedoshchati paneli ta metody yikh rozrakhunku // *Budivel'ni konstruktsiyi, teoriya i praktyka №2 KNUBA*, 2018. P. 146–153.
 11. **Mykhaylovs'kyi D. V., Komar A. A.** Analiz isnuuyuchykh metodyk rozrakhunku paneley z perekhresno-kleyenoyi derevyny za druhym hranychnym stanom // *Budivel'ni konstruktsiyi, teoriya i praktyka №5 KNUBA*, 2019. P. 24 – 31.
 12. **Mykhailovskyi Denys** Method of calculation of panel buildings from cross-laminated timber / *Opir materials and spore theory: sci.-tech. sbirn.* – K.: KNUBA, 2021. – VIP. 107. – P. 75–88.
 13. **DBN V.2.2-15:2019** Zhytlovi budynky. Osnovni polozhennia. – K.: Minrehionbud, 2019, 44 p.
 14. **DBN V.1.1-7:2016** Fire safety of everyday objects. Zagalni vimogi. – K.: Minregionbud, 2017, 41 p.
 15. **DSTU-N-P B V.2.6-157:2010 (EN 1995-1-2:2004)** Proektuvannia derevianykh konstruktsii. Chastyna 1-2. Rozrakhunok konstruktsii na vohnestiikist. – Kyiv: Minrehionbud Ukrainy. 2010 – 65 p.
 16. **EN 1995-1-2:2016: Eurocode 5:** Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design. – Part 1-2: General – Common rules and rules for buildings, European Committee for Standardization CEN, Bruxelles, Belgium, 2016. 82 p.
 17. **DSTU-N B EN 1990:2008 Yevrokod.** Osnovy proektuvannia konstruktsii (EN 1990:2002, IDT). - Kyiv: Minrehionbud Ukrainy. 2009 – 101 p.
 18. **Gorodetskiy D. A., Barabash M. S. i dr.**

REFERENCES

1. **Mikhaýlov's'kiy D.V.** Zastosuvannya derevini ta derevinnikh materialiv u budivnitstvi. // *Mezhdunarodnyy informatsionno-tekhnicheskyy zhurnal Oborudovaniye i instrument dlya professionalov (derevoobrabotka)* - №4 / 199. Kharkiv, 2017. P.40 - 44.
2. **Permiakov V. A., Klymenko V. Z.** Sostoianye y perspektiv pryimeneniya stroytelnykh dereviannykh konstruktsiy v Ukraine // K. : ABU, chasopys *Ekonomika budivnytstva*. №4. 2005. P. 36 41.
3. **Mykhailovskyi D.V.** Svitovyi dosvid i perspektivy rozvytku bahatopoverkhovoho budivnytstva z derevyny. // *Visnyk Odeskoi derzhavnoi akademii budivnytstva i arkhitektury* Vypusk 61, 2016; Odesa: ODABA, 2016. - 468 s. - P. 270 - 277.
4. **Flaig M., Blass H. J.** Keilgezinkte Rahmenecken und Satt eldachträger aus Brett sperrholz. *Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau* 29, KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2015, 180 p.
5. **Flatscher G., Bratulic K. and Schickhofer G.** Screwed joints in cross-laminated timber structures // *13th World Conference on Timber Engineering (WCTE), Quebec, Canada*, 2014, P. 8.

- Programmnyy kompleks LIRA-SAPR 2013. // Uchebnoye posobiye K. – M.: Elektronnoye izdaniye, 2013. – 376 p.
19. **Gorodetskiy A.S., Yevzerov I. D.** Komp'yuternyye modeli konstruktsiy // Kiyev, 2007. – 357 p.
20. **Mykhailovskiy Denys** Method of calculation of panel buildings from cross-laminated timber // *Strength of Materials and Theory of Structures*. – Kyiv: KNUBA, 2021. – Issue 107. – P. 75 -88.
21. **Fesenko O., Koliakova V., Dmytrenko Ye., Mamatiuk D.** (2022). Rozrakhunok na vo-hnestiikist derevianykh zghynalnykh konstruktsii za metodykoiu Yevrokodu 5. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka*, (10), 94–107.
<https://doi.org/10.32347/2522-182.10.2022.94-107>

FIRE RESISTANCE OF HIGH-RISE BUILDINGS MADE OF TIMBER

*Denis MYKHAYLOVSKYI,
Tetiana SKLIAROVA*

Summary. Building constructions from timber or cross-laminated timber become more and more widespread. The experience of designing, building, and exploitation of such buildings of various heights around the world confirms the expediency of their use. Recently, the construction of frame and panel multi-story buildings from laminated and cross-laminated timber has become especially widespread. In Ukraine, there is still an outdated opinion about the impossibility of high-rise buildings construction with load-bearing structures made of timber. This article analyzes the current regulatory framework from the point of view of limitations and prospects for their solution regarding such construction and design. A solution to the problem of calcu-

lation of high-rise buildings made of laminated timber and panel buildings made of cross-laminated timber is proposed, taking into account the minimum required fire resistance of the main supporting structures. The algorithm for calculating the load-bearing structures of high-rise buildings with a frame made of laminated and panels made of cross-laminated timber using the method of finite elements and analytical calculation is presented. The expediency and possibility of designing and constructing frame and panel high-rise buildings made from laminated and cross-laminated timber is substantiated.

However, in Ukraine, the construction of multi-story buildings using glued and cross-glued wood faces a large number of bureaucratic restrictions associated with the lack of modern experience in such construction and a clearly formed regulatory framework.

This article analyzes the current regulatory framework from the point of view of limitations and prospects for their solution regarding such construction and design. A solution to the problem of calculation of high-rise buildings made of glued wood and panel buildings made of transversely glued wood is proposed, taking into account the minimum required fire resistance of the main supporting structures. The algorithm for calculating the load-bearing structures of high-rise buildings with a frame made of glued wood and panel made of cross-glued wood using the finite element method and analytical calculation is presented. The expediency and possibility of designing and erecting frame and panel high-rise buildings from glued and cross-glued wood is substantiated.

Keywords. High-rise buildings; laminated timber; cross-laminated timber; panel building; structural fire resistance; calculation scheme; finite element method; stress-strain state; soil base-foundation-above-ground structure system.

Стаття надійшла до редакції 10.08.23

СТАТИСТИЧНА ОЦІНКА МЕХАНІЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК АРМАТУРИ КЛАСУ А500С У МОТКАХ

Юлій КЛИМОВ¹, Дмитро СМОРКАЛОВ²

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

¹yuliiklymov@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-4275-7058>

²smorkalov.dv@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-7890-2686>

Анотація. В роботі наведені результати статистичної оцінки механічних характеристик арматури класу А500С у мотках.

Статистична оцінка виконана на підставі результатів проведених випробувань на розтяг 144 зразків арматури діаметром 8 мм класу А500С зі сталі марки СтЗпс. Зразки відбирались з 8 мотків різних партій промислового виробництва по 6 зразків від початку, середини і кінця кожного з мотків. В процесі випробувань визначалися основні механічні характеристики арматури класу А500С - межа текучості (σ_T), тимчасовий опір (σ_B), відношення тимчасового опору до межі текучості (σ_B/σ_T), відносне видовження після розриву (δ_5), будувалися діаграми стану і визначався модуль пружності арматури (E_s). Статистична оцінка виконувалась для кожного з досліджуваних показників (σ_T , σ_B , σ_B/σ_T , δ_5) - спочатку окремо для кожного мотка для зразків, що були відібрані від початку середини і кінця, потім для всіх зразків, відібраних відповідно від початку, середини і кінця всіх мотків і нарешті для всієї вибірки з 144 зразків.

За даними випробувань зразків з 8-ми мотків межа текучості арматури класу А500С змінювалась у діапазоні 532,80...631,10 МПа, тимчасовий опір – 697,30...762,70 МПа, відносне видовження при розриві 18,75...30,00 %, відношення тимчасового опору до межі текучості – 1,185...1,344.

Стійких закономірностей зміни механічних характеристик арматури по довжині мотків не виявлено. Різниця між середніми значеннями межі текучості, тимчасового опору, відносного видовження і відношення тимчасового опору до межі текучості по довжині мотків не перевищувала 2%.



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



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

Близьким між собою виявилися також значення коефіцієнтів варіації і розмаху значень відповідних механічних характеристик зразків, які були відібрані від початку, середини і кінця мотків.

Забезпеченість межі текучості арматури класу А500С діаметром 8 мм в мотках у даній вибірці зразків склала 0,9999 при нормованому значенні 0,95. Коефіцієнт варіації при цьому склав 0,0328.

Для встановленої забезпеченості розрахункового опору арматури на рівні 0,998, коефіцієнт надійності для арматури класу А500С діаметром 8 мм у мотках склав 1,109, що менше прийнятого у чинних нормативних документах значення 1,15.

Ключові слова. Термомеханічнозміцнена арматура класу А500С; мотки; механічні характеристики; статистичні показники; забезпеченість.

ВСТУП

Вихід на будівельний ринок на початку 2000-х років термомеханічнозмцненої арматури класу А500С за ДСТУ3760-98, яка одразу, в силу обставин, зайняло на ньому основне місце, спонукало до проведення спеціальних досліджень механічних і службових властивостей цієї арматури [1] з розробкою відповідних рекомендацій [2]. Зокрема – теплової зварюваності [3], міцності зварних з'єднань [4-9], з врахуванням відповідного світового досвіду [10,11], впливу корозії на властивості арматури і її зчеплення з бетоном [12-16] та інших.

Разом з тим, у практиці будівництва все ширше почала застосовуватися арматура в мотках - холоднодеформована класу В500 [17-20] і термомеханічнозмцнена класу А500С. Виробництво арматури в мотках дає можливість здійснювати її механічну переробку з поставкою стержнів мірної довжини або у вигляді арматурних виробів у відповідності зі специфікацією робочих креслень залізобетонних конструкцій, а також застосувати при автоматизованому виготовленні різноманітних сіток, каркасів. Це дозволяє уникнути відходів арматури, скоротити строки будівництва і знизити його собівартість.

В той же час, особливості виготовлення термомеханічнозмцненої арматури, які передбачають її закалювання шляхом охолодження водою у процесі виготовлення з 900 С⁰ до 400-500 С⁰, призводять до того, що зовнішні і внутрішні шари арматури, після закручування у мотки охолоджуються по різному. Як наслідок, охолодження арматури по довжині мотка проходить не в однакових умовах і це може призвести до нерівномірності розподілу механічних характеристик арматури по довжині мотка, що в свою чергу може впливати і на зварюваність арматури. Це відрізняє термомеханічнозмцнену арматуру класу А500С в мотках від, холоднодеформованої арматури класу В500, яка виробляється за іншою технологією.

У світлі вищенаведеного, дослідження механічних характеристик термомеханічнозмцнену арматуру класу А500С в мотках, є

актуальною задачею, вирішення якої дозволить забезпечити необхідну надійність при нормуванні механічних властивостей такої арматури.

У цій роботі наведені результати статистичної оцінки механічних характеристик термомеханічнозмцненої арматури класу А500С в мотках, які включали в себе дослідження зміни механічних характеристик по довжині мотків.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Основними механічними характеристиками арматури для залізобетонних конструкцій, що нормуються, є межа текучості (σ_T), тимчасовий опір (σ_B), відношення тимчасового опору до межі текучості (σ_B/σ_T) і відносне видовження після розриву (δ_5). 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 відносного видовження після розриву – на рівні 0,9 [21].

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 (арматурою) γ_s .

У чинних нормативних документах з проектування залізобетонних конструкцій [22,23] коефіцієнт надійності γ_s для арматури класу А240С складає 1,05, класу А400С – 1,10, класу А500С, в залежності від діаметру, 1,15 і 1,20 і класу В500 – 1,20. У Європейських документах з проектування залізобетонних конструкцій [24] коефіцієнт надійності для всіх видів арматури приймається – 1,15.

Термомеханічнозмцнена арматура класу А500С виробляється діаметрами 6, 8, 10, 12 мм і коефіцієнт надійності для цієї арматури за чинними нормативними документами складає 1,15. Свого часу, цей коефіцієнт був призначений на підставі досліджень стержневої арматури широкого кола діаметрів, аж до діаметру 22 мм. Для арматури класу А500С у мотках діаметрами від 6 до 12 мм подібних

досліджень не проводилися, тим більше не проводилося і досліджень можливого впливу технології виготовлення на механічні характеристики арматури по довжині мотка.

В світлі вищенаведеного, статистична оцінка механічних характеристик термомеханічнозміцненої арматури класу A500C в мотках, включаючи дослідження можливого впливу технології виробництва ці характеристики по довжині мотка, є актуальною задачею, вирішення якої дозволить обґрунтувати, а у подальшому скоригувати, коефіцієнт надійності γ_s для такої арматури.

Об'єкт дослідження – механічні характеристики термомеханічнозміцненої арматури класу A500C у мотках.

Метою роботи є отримання експериментальних даних щодо механічних характеристик термомеханічнозміцненої арматури класу A500C у мотках, в тому числі по довжині мотка, з їх послідуною 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 відносного видовження після розриву (δ_5) термомеханічнозміцненої арматури класу A500C, включаючи відповідні дані і по довжині мотків;
- виконати статистичну оцінку результатів експериментальних досліджень, встановити забезпеченість нормованих значень механічних характеристик з визначенням коефіцієнта надійності за матеріалом для арматури класу A500C у мотках.

Предмет дослідження.

Експериментальні дослідження механічних характеристик термомеханічнозміцненої арматури класу A500C в мотках включали в себе випробування на розтяг зразків арматури діаметром 8 мм зі сталі марки Ст3п.

Для проведення досліджень були відібрані 8-м мотків - по 2 мотки з 4-х різних партій промислового виробництва. Від кожного

з мотків відбиралося 18 зразків по 6 від початку, середини і кінця мотка. Дослідні зразки відбиралися після розмотки на правильно-відрізному станку Н-6022-05 від перших 10 метрів (початок), середини і останніх 10 метрів (кінець) мотка. Всього для проведення досліджень було відібрано 144 зразки. Склад досліджень і хімічний склад сталі по партіях наведений у таблиці 1.

Зразки арматури випробувалися на розтяг за [25] з визначенням:

- межі текучості (σ_T);
- тимчасового опору (σ_B);
- відношення тимчасового опору до межі текучості (σ_B/σ_T);
- відносного видовження після розриву (δ_5).

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

Оцінка механічних характеристик арматури виконувалась для кожного з досліджуваних показників (σ_T , σ_B , σ_B/σ_T , δ_5) спочатку окремо для кожного мотка для зразків, що були відібрані від початку середини і кінця, потім для всіх зразків, відібраних відповідно від початку, середини і кінця всіх мотків і нарешті для всієї вибірки з 144 зразків.

При цьому для кожного з параметрів визначалися:

- максимальне, мінімальне, середнє значення і розмах;
- середньоквадратичне відхилення (S);
- коефіцієнта варіації (V).
- забезпеченість кожного з показників, що нормуються і порівняння з відповідними нормованими значеннями;
- коефіцієнт надійності за матеріалом γ_s для зразків, що були відібрані від початку, середини і кінця мотків і в цілому по виборці.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ ТА РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Результати проведених експериментальних досліджень і статистичної оцінки

показників механічних характеристик термомеханічнозмцненої арматури класу A500C у мотках наведені у вигляді:

- графіку залежності $\sigma - \varepsilon$ для арматури для арматури діаметру 8 мм класу A500C у мотках мм (рис.1);
- графіків розподілу значень межі текучості, тимчасового опору, відношення значень тимчасового опору до межі текучості і відносного видовження після розриву по довжині 4-рьох мотків, відібраних з 4-чотирьох різних партій (рис.2 - 5);

- графіків розподілу середніх значень межі текучості, тимчасового опору і відносного видовження після розриву по довжині мотків для всієї вибірки (рис.6-7);
- таблиць зі значеннями статистичних параметрів механічних характеристик окремо для початку, середині і кінця мотків і по всій вибірці (табл.2-5) з відповідними коефіцієнтами надійності γ_s окремо для початку, середині і кінця мотків, а також по всій вибірці(табл.2).

Табл. 1 Склад випробувань і хімічний склад сталі.

Table. 1 Composition of tests and chemical composition of steel.

№ партії	Марка сталі	Діаметр, мм	Кількість зразків, шт	Хімічний склад, %							
				C	Mn	Si	S	P	Cr	Ni	Cu
1	Ст3пс	8	144	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				0,21	0,64	0,06	0,027	0,010	0,03	0,02	0,04
4				0,19	0,55	0,06	0,041	0,014	0,03	0,02	0,02

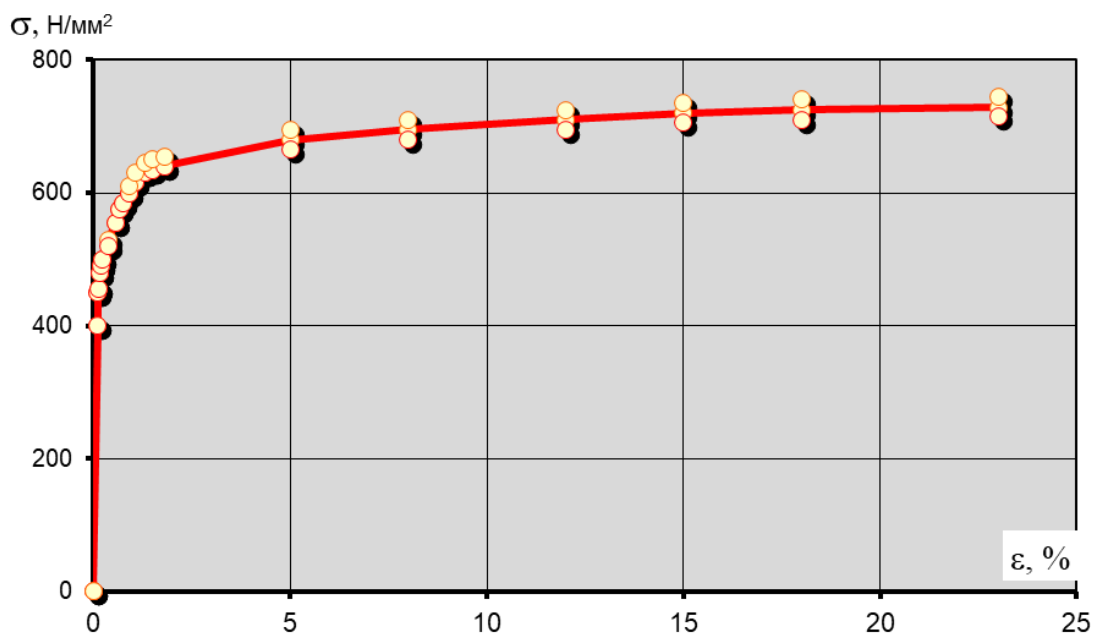


Рис.1 Діаграма $\sigma - \varepsilon$ термомеханічнозмцненої арматури класу A500C.

Fig. 1. Diagram $\sigma - \varepsilon$ of thermomechanical strengthened reinforcement of class A500C.

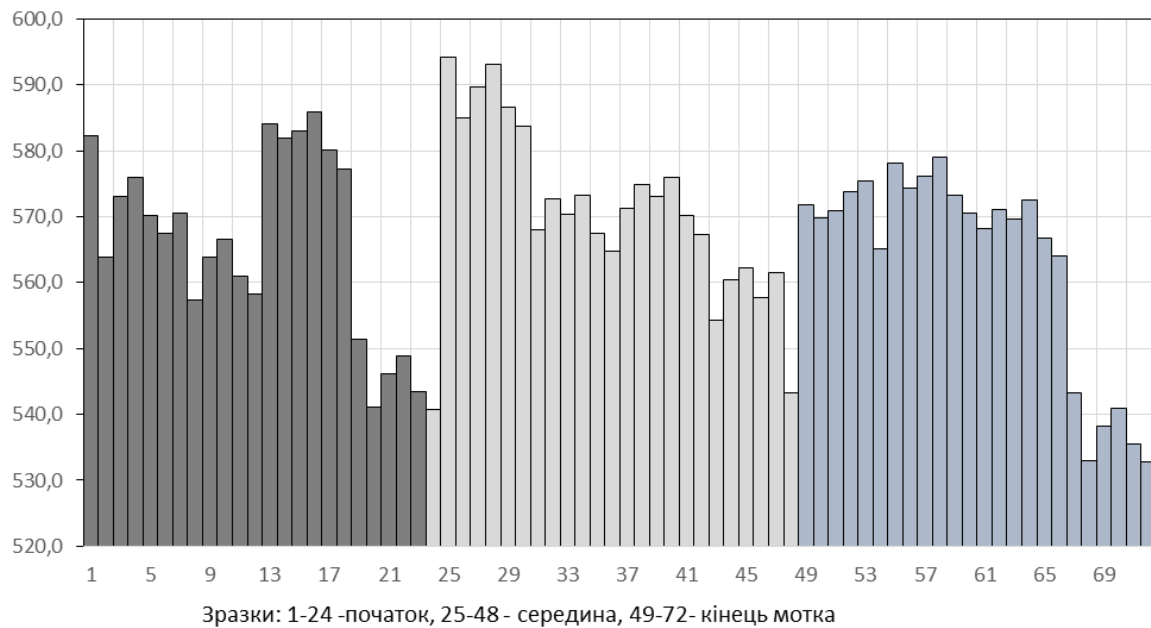
σ_T МПа

Рис.2 Експериментальні дані щодо межі текучості арматури класу А500С по довжині мотків.
Fig. 2. Experimental data on the yield strength reinforcement of class A500S by coil length.

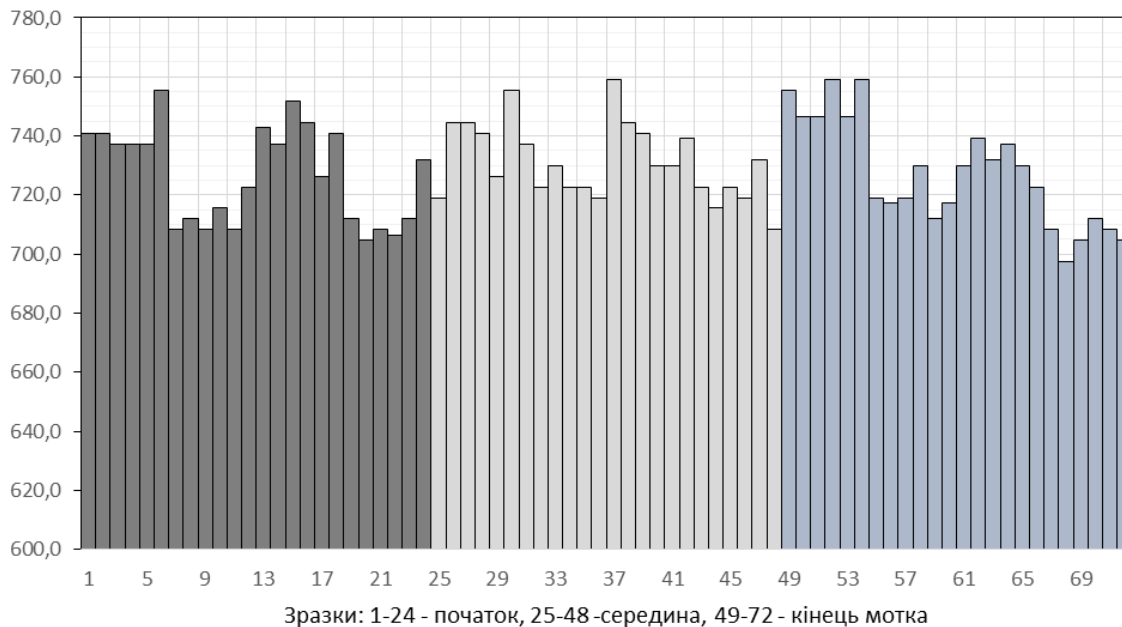
 σ_B , МПа

Рис.3 Експериментальні дані щодо тимчасового опору арматури класу А500С по довжині мотків.
Fig. 3 Experimental data on ultimate strength reinforcement of class A500S by coil length.

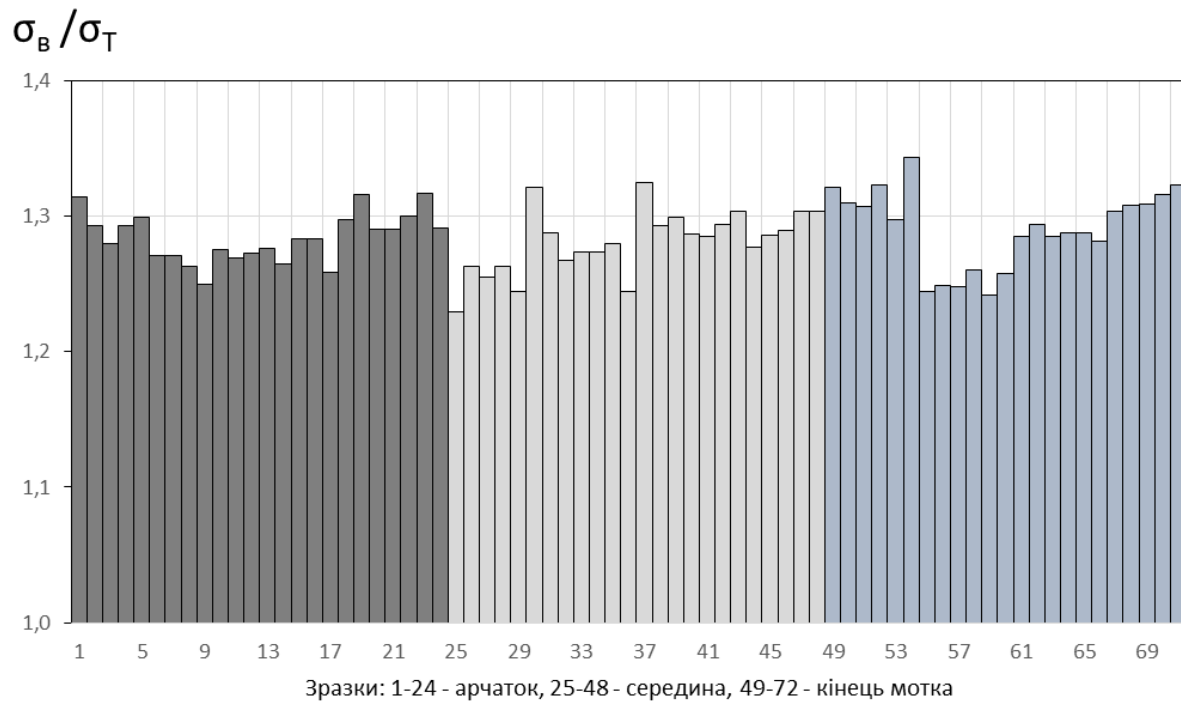


Рис.4 Експериментальні дані щодо відношення σ_B/σ_T арматури класу A500C по довжині мотків.
Fig. 4 Experimental data on the ratio σ_B/σ_T reinforcement of class A500S by coil length.

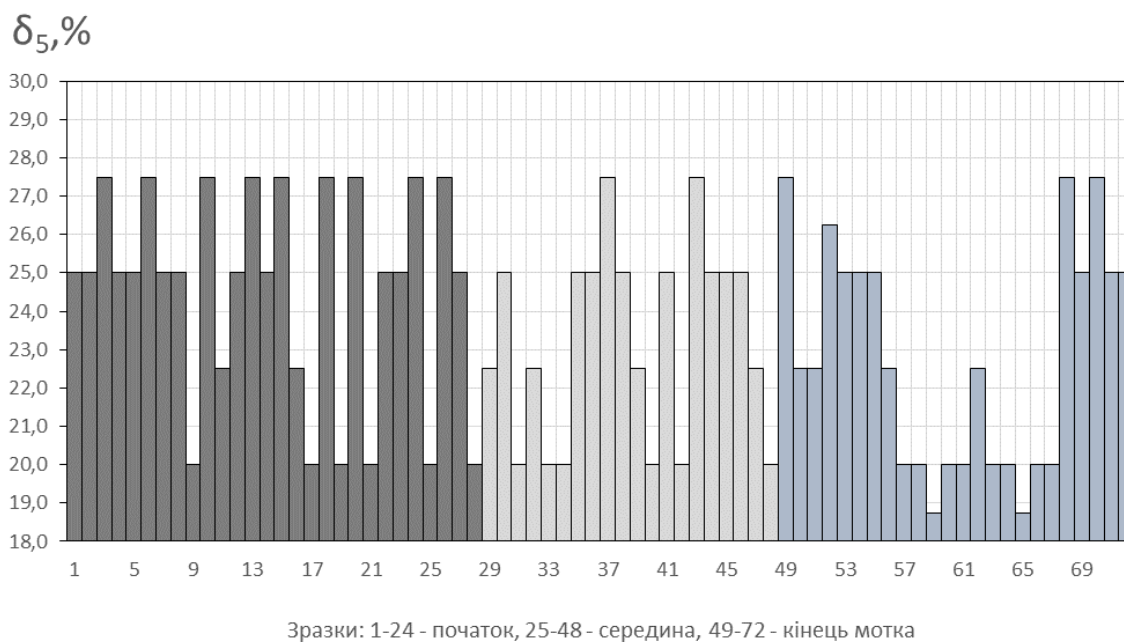


Рис.5 Експериментальні дані щодо водонного видовження після розриву арматури класу A500C по довжині мотків.
Fig. 5 Experimental data on the relative elongation after rupture reinforcement of class A500C by coil length.

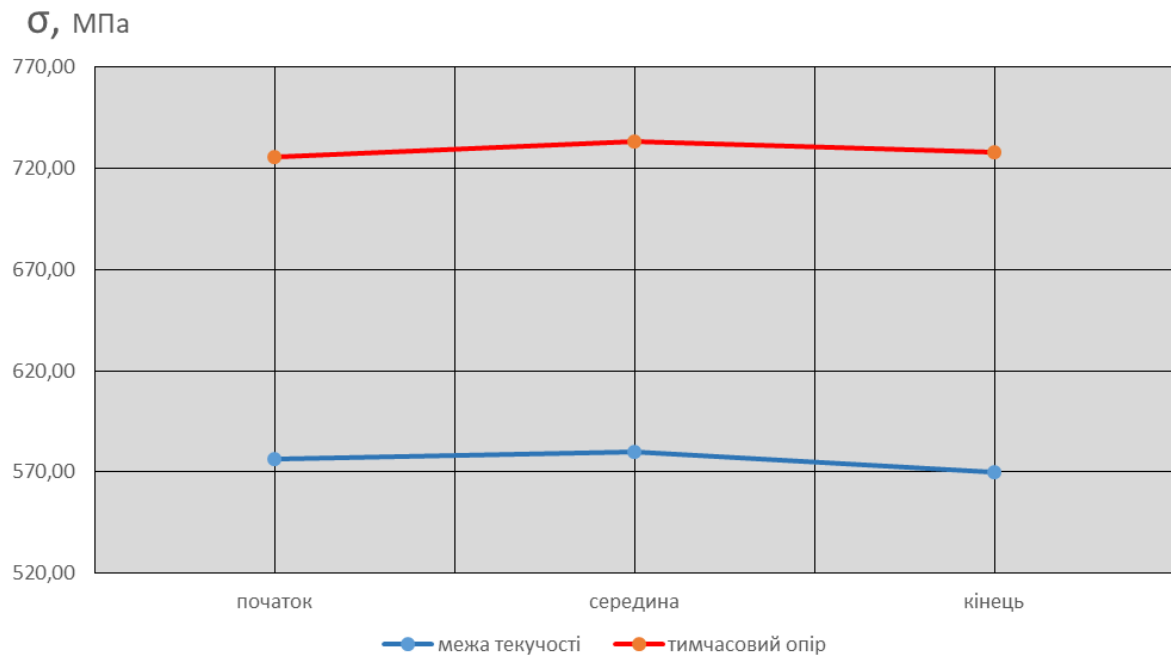


Рис.6 Розподіл середніх значень межі текучості і тимчасового опору по довжині мотків для всієї вибірки.

Fig. 6. Distribution of the mean values of yield strength and ultimate strength along the length of the coils for the entire sample.

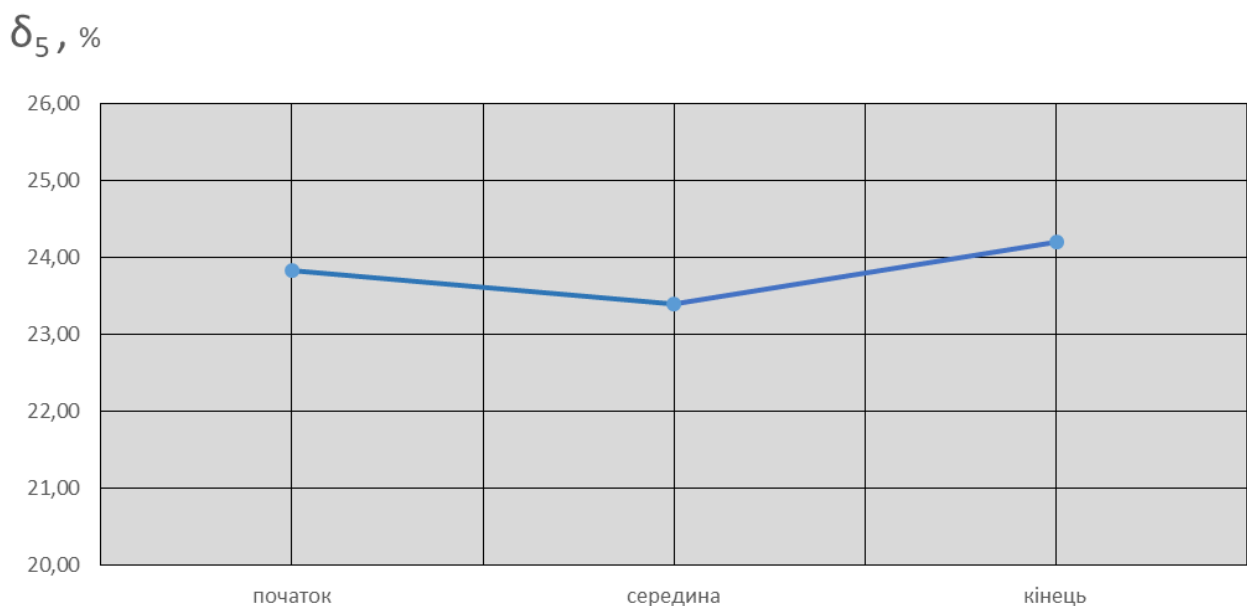


Рис.7 Розподіл середніх значень відносного видовження після розриву по довжині мотків для всієї вибірки.

Fig. 7 Distribution of mean values of the relative elongation after rupture along the length of the coils for the entire sample.

Табл. 2. Результати статистичної обробки випробувань термеханічнозмцненої арматури класу А500С. Межа текучості.

Table. 2. Results of statistical processing of tests of thermomechanical strengthened reinforcement of class А500S. Yield strength.

Положення	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	R , Н/мм ²	γ_s
Початок	48	615,70	540,80	576,30	19,40	0,0336	74,90	1,112
Середина	48	631,10	541,60	580,20	20,32	0,0350	89,50	1,117
Кінець	48	608,10	532,80	569,60	15,40	0,0270	75,2	1,088
За вибіркою	144	631,10	532,80	575,60	18,77	0,0326	98,30	1,109

Табл. 3. Результати статистичної обробки випробувань термеханічнозмцненої арматури класу А500С. Тимчасовий опір.

Table. 3. Results of statistical processing of tests of thermomechanical strengthened reinforcement of class А500S. Ultimate strength.

Положення	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	R , Н/мм ²
Початок	48	759,10	701,00	725,80	16,69	0,0230	58,10
Середина	48	762,70	708,20	733,60	13,02	0,0177	54,50
кінець	48	759,10	697,30	728,20	16,20	0,022	61,70
За вибіркою	144	762,70	697,30	729,40	15,58	0,0213	65,40

Табл. 4. Результати статистичної обробки випробувань термеханічнозміцненої арматури класу А500С. Відносне видовження після розриву.

Table. 4. Results of statistical processing of tests of thermomechanical strengthened reinforcement of class А500S. Relative elongation after rupture.

Положення	Кількість зразків, шт	Повне відносне видовження за максимального навантаження, δ_5					
		$\delta_{5(\max)}$ %	$\delta_{5(\min)}$ %	$\delta_{5(\text{med})}$ %	S , %	V	R , H/мм^2
Початок	48	27,50	18,80	23,80	2,94	0,123	8,939
Середина	48	27,50	18,80	23,40	2,82	0,124	8,750
Кінець	48	30,00	18,75	24,19	2,96	0,122	11,25
За вибіркою	148	30,00	18,75	23,78	2,90	0,122	11,25

Табл. 5 Результати статистичної обробки випробувань термеханічнозміцненої арматури класу А500С. Відносне видовження після розриву.

Table. 5. Results of statistical processing of tests of thermomechanical strengthened reinforcement of class А500S. Ratio of ultimate strength to the yield strength.

Положення	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	R , H/мм^2
Початок	48	1,316	1,214	1,260	0,030	0,027	0,102
Середина	48	1,344	1,185	1,265	0,032	0,025	0,150
Кінець	48	1,343	1,220	1,279	0,031	0,024	0,123
За вибіркою	144	1,344	1,185	1,268	0,031	0,024	0,158

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ

ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Систематизація, узагальнення і аналіз результатів проведених експериментальних досліджень механічних характеристик термомеханічнозмцненої арматури класу А500С мотках і їх статистичної обробки дозволяють зробити такі основні висновки.

Діаграма залежності $\sigma - \epsilon$ для термомеханічнозмцненої арматури класу А500С у мотках не має вираженої площадки текучості (рис.1) і тому може розглядатися, як арматура з умовною межею текучості. Модуль пружності арматури склав $E_s = 2,28 \cdot 10^5$ МПа.

За даними випробувань зразків з 8-ми мотків (144 зразки) межа текучості арматури класу А500С змінювалась у межах 532,80...631,10 МПа (табл.2), тимчасовий опір – у межах 697,30...762,70 МПа (табл.3), відносно видовження при розриві – у межах 18,75...30,00 % (табл.4), відношення тимчасового опору до межі текучості – у межах – 1,185...1,344 (табл.5).

Стійких закономірностей зміни механічних характеристик арматури по довжині мотка (початок, середина, кінець) не виявлено (рис.2-5). Так значення межі текучості арматури на початку мотків складали 540,8...615,70 МПа, в середині – 541,60...631,10 МПа, а на кінці – 532,80...608,10 МПа (табл.2). При цьому, різниця між середніми значеннями не перевищувала 2% (рис.6). Аналогічна картина має місце і для тимчасового опору, значення якого на початку мотків складали 701,00...759,10 МПа, в середині – 708,20...762,70 МПа, на кінці – 697,3,80...759,10 МПа (табл.3), а різниця між середніми значеннями не перевищувала 1% (рис.6). Близьким між собою були також значення коефіцієнтів варіації і розмаху значень межі текучості і тимчасового опору для зразків, відібраних від початку, середини і кінця мотків (табл.2,3).

Не виявлено також стійкого впливу місця розташування по довжині мотка і на відносно видовження при розриві (табл.4, рис.7), а також відношення тимчасового опору до межі текучості (табл.5).

Забезпеченість межі текучості арматури класу А500С діаметром 8 мм в мотках у даній вибірці зразків склала 0,9999 при нормованому значенні 0,95. При цьому коефіцієнт варіації склав 0,0328.

Приймаючи, що забезпеченість розрахункового опору арматури має бути 0,998, при отриманому значенні коефіцієнта варіації коефіцієнт надійності для арматури класу А500С діаметром 8 мм у мотках склав 1,109, що менше прийнятого у [7] значення 1,15.

Наступними етапами робіт з дослідження властивостей арматури класу А500С має стати проведення аналогічних експериментів з арматурою інших діаметрів (6, 10, 12 мм), з відповідними оцінками обґрунтування призначення коефіцієнту надійності для такої арматури.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Климов Ю.А.** Стратегия и тактика развития национальной нормативной базы в области арматуры для железобетонных конструкций. // *Бюллетени и стандарты*, № 3, 2002. - С.7-12.
2. **Рекомендации** по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при прокатывании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. – *Киев, Госстрой Украины, 2002*, - С.39.
3. **Клімов Ю.А.** (2017) Теплова зварюваність арматури класу А500С. -// *Зб. наук. праць Будівельні конструкції. Теорія і практика*, 1 (1), 22-27.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.22-27>
4. **Клімов, Ю., & Бойко, І.** (2022). Міцність стикового контактного зварного з'єднання арматури класу А500С. // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (10), 79–93.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.79-93>
5. **Клімов, Ю.** (2022). Міцність хрестоподібних зварних з'єднань арматури класу А500С. // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (11), 4–17.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.4-17>

6. **Чвертко П.Н.** Контактная стыковая сварка стержневой арматуры классов А400С–А600С при строительстве конструкций из монолитного бетона. - *Автоматическая сварка*. — 2010. — № 8 (688). — С. 30-34.
7. **Чвертко П.Н., Горонков Н.Д., Виноградов Н.А., Самотрясов С.М., Сысоев В.Ю.** Контактная стыковая сварка арматуры железобетона в условиях стройплощадки. - *Автоматическая сварка*. — 2014. — № 3 (730). — С. 50-53.
8. **Демченко Ю.В.** Перспективне встаткування для зварювання й наплавлювання арматури. - *Сварщик. Технології. Производство. Сервис*. - 2010.-6 (76). - С.10-12.
9. **Болотов Г., Болотов М., Гансєв Т., Корзаченко М.** Оцінка несучої здатності зварних з'єднань арматури залізобетону. - *Технічні науки та технології*. - 2017.- №1(7). — С.58-67.
10. **Issa C.A.** An Experimental Study of Welded Splices of Reinforcing Bars - *Building and Environment*, 2006, 41(10)- P. - 1394–1405.
11. **Apostolopoulos Ch. Alk., Michalopoulos D, Dimitrov L.** Numerical Simulation of Tensile Mechanical Behavior of Lap Welded Reinforcing Steel Bar Jointsю- *Bulgarian Journal for Engineering Design*., November 2009.- No. 3, -P. 5-11.
12. **Клімов, Ю.** (2021). Вплив корозійних пошкоджень на зчеплення арматури періодичного профілю з бетоном. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (9), 4–14.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.4-14>
13. **Бліхарський Я.З.** Залишковий ресурс залізобетонних конструкцій з пошкодженнями термічно-зміцненої арматури. - *Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук*. - Одеса, 2021. - С.44.
14. **Blikharsky Y.Z.** Anisotropy of the mechanical properties of thermally hardened A500s reinforcement. *Materials Science*. -2019.-Vol.55.- P/175-180.
15. **Колчунов В.И., Яковенко И.А., Дмитренко Е.А.** Конечно-элементное моделирование нелинейной плоской задачи сцепления арматуры с бетоном в ПК ЛИРА-САПР. *Промислове будівництво та інженерні споруди*, 2016. №3. С. 6– 15.
16. **Appa Rao G, Kadhavan 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.
17. **Гуль Ю.П.** Деформационные воздействия в технологиях термической и комбинированной обработки металлопродукции // *Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. – Вып.58. – Днепропетровск: ПГАСА. – 2011. – С.29-39.*
18. **Ивченко А.В., Недогибченко А.И., Матюхов С.А. и др.** Новый эффективный арматурный прокат в мотках класса В500С для железобетонных конструкций.// *Бетон и железобетон в Украине 2013. - №5. – С.17-21.*
19. **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.*
20. **Клімов, Ю.** (2022). Статистична оцінка механічних характеристик холоднодеформованої арматури КЛАСУ В500. // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (12), 4–15.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.4-15>
21. **ДСТУ-3760:2019** Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій Загальні технічні вимоги. (чинний з 01.08.2019), К., *Держспоживстандарт України*, 2019. 18с.
22. **ДБН В.2.6-98:2009** Конструкції будівель і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення. (чинний з 01.06.2020), К., *Мінрегіонбуд України*, 2011. 71с.
23. **ДСТУ Н Б В.2.6-156:2011** Конструкції будівель і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. (чинний з 01.06.2011), К., *Мінрегіонбуд України*, 2010. 118с.
24. **ДСТУ Н Б EN 1992-1-1:2010** Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. (чинний з 01.07.2013), *Мінрегіонбуд України*, 2012. 291с.
25. **ДСТУ EN 10080:2009** Сталь для армування бетону. Зварювальна арматурна сталь. Загальні вимоги. (чинний з 01.01.2012), *Держспоживстандарт України*, 2012. 49с.

REFERENCES

1. **Klimov Y.A.** Strategiya i taktika razvitiya nacionalnoj normativnoj bazy v oblasti armatury dlya zhelezobetonnyh konstrukcij.// *Byulleteni i standarty*, № 3, 2002.- S.7-12
2. **Rekomendatsyy po pryimeneniyu armaturnoho prokatu** po DSTU 3760-98 pry prokatyvanuy y yzgotovleny zhelezobetonnykh konstruktsiy bez predvartelnoho

- napriazheniya armatury. – Kyev, *Hosstroï Ukrainy*, 2002, – S.39.
3. **Klymov Y.A.** Teplova zvaruvannist armature clasu A500C. – *Budivelni konstruksii. Teotiy i praktika*. – 2017.- Vypusk 1.- KNUBA.- S. 22-27.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.22-27>
 4. **Klimov, Yu., & Boiko, I.** (2022). Mitsnist stykovoï kontaktnoï zvarnoï ziednannia armatury klasu A500S. // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktika*, (10), 79–93.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.79-93>
 5. **Klimov Y.A.** Mitsnist khrestopodibnykh zvarnykh ziednan armatury klasu A500S. // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktika*. Vypusk 11.– 2022,KNUBA.- S.4-17.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.4-17>
 6. **Chetverko P.N.** Kontaktnay stikovaïy svarka stergnevoy armature clasov A400C–A600C pri stroitelstve konstrukciy iz monolitnogo betona. – *Avtomaticheskay svarka*. — 2010. — № 8 (688). — S. 30-34.
 7. **Chetverko P.N., Goronkov N.D., Vinogradov N.A., Samotriysov S.M., Susoev V.U.** Kontaktnay stikovaïy svarka armature zelezobetona a usloviykh stroyploshadki. – *Avtomaticheskay svarka* — 2014. — № 3 (730). — S. 50-53.
 8. **Demchenko U.V.** Perspektivne vstatkuvaniy dly zvaruvaniy i naplavluvaniy armaturi – *Svarchik. Tekhnologiy. Proizvodstvo. Servis*. – 2010.-6 (76).- S.10-12.
 9. **Bolotov G., Bolotov M., Ganeev T., Korzachenko M.** Ozinka nesuchoy zdatnosti zvarnich ziednan armature zalizobetonu.- *Thenichni nayki ta tekhnologii*.-2017.- №1(7). – C.58-67.
 10. **Issa C.A.** An Experimental Study of Welded Splices of Reinforcing Bars - *Building and Environment*, 2006, 41(10)- P. - 1394–1405.
 11. **Apostolopoulos Ch. Alk., Michalopoulos D, Dimitrov L.** Numerical Simulation of Tensile Mechanical Behavior of Lap Welded Reinforcing Steel Bar Jointsю- *Bulgarian Journal for Engineering Design*, November 2009.- No. 3, -P. 5-11.
 12. **Klimov Y.A.** Vplyv koroziinykh poshkodzen na zcheplennia armatury periodychnoï profiliiu z betonom // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktika*. Vypusk 9.– 2021,KNUBA.- S.4-14.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.4-14>
 13. **Blikharsky Y.Z.** Zalichkoviy resurs zalizobetonuch konstrukciy z poshkodgeniyami termichno-zmiznenoy armature. *Avtoreferat dusertazii na zdobutyi naukovogo stupeniy doktora technichnich nauk*. – Odesa, 2021. – S.44.
 14. **Blikharsky Y.Z.** Anisotropy of the mechanical properties of thermally hardened A500s reinforcement. *Materials Science*. – 2019.-Vol.55.-P/175-180.
 15. **Kolchunov V.Y, Yakovenko Y.A., Dmytreno E.A.** Konechno-elementnoe modelirovaniye nelyneinoi ploskoi zadachy stsepleniya armaturys betonom v PK LYRA-SAPR. *Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy*, 2016. №3. S. 6– 15.
 16. **Appa Rao G, Kadhiraavan 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.
 17. **Gul Yu.P.** Deformacionnye vozdeystviya v tehnologiyah termicheskoy i kombinirovannoy obrabotki metalloprodukcii. // *Stroitelstvo, materialovedenie, mashinostroenie: Sb. nauch. trudov*. – Vyp.58. – Dnepropetrovsk: PGASA. – 2011. – S.29-39.
 18. **Yvchenko A.V., Nedohybchenko A.Y., Matiukhov S.A. y dr.** Novyi efektyvnyi armaturnyi prokat v motkakh klassa V500S dlia zhelezobetonnykh konstruksiyii // *Beton y zhelezobeton v Ukraine 2013*. - №5. – S.17-21.
 19. **Ivchenko, A.V., Gul Yu.P., Pankov R.V., Kondratenko. P.V.** Ognosohrannost holodnodeformirovannogo armaturnogo prokata klassa V500S // *Beton i zhelezobeton v Ukraine*. – 2015. – №5. – C.24-29.
 20. **Klimov Y.A.** Statystychna otsinka mekhanichnykh kharakterystyk kholodnodeformovanoi armatury klasu V500. // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktika*. Vypusk 12.– 2023,KNUBA.- S.4-15.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.4-15>
 21. **DSTU-3760:2019** Prokat armaturnyi dlia zalizobetonnykh konstruksii Zahalni tekhnichni vymohy.(chynnyi z 01.08.2019), K., *Derzhspozhyvstandart Ukrainy*, 2019. 18s.
 22. **DBN V.2.6-98:2009** Konstruksii budivel i sporud. Betonni i zalizobetonni konstruksii. Osnovni polozhennia.(chynnyi z 01.06.2020), K., *Minrehionbud Ukrainy*, 2011. 71s
 23. **DSTU N B V.2.6-156:2011** Konstruksii budivel i sporud. Betonni i zalizobetonni konstruksii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannia. (chynnyi z 01.06.2011), K., *Minrehionbud Ukrainy*, 2010. 118s.
 24. **DSTU N B EN 1992-1-1:2010** Proektuvannia zalizobetonnykh konstruksii. Chastyny 1-1. Zahalni pravyla i pravyla dlia sporud. (chynnyi z

01.07.2013), *Minrehionbud Ukrainy*, 2012. 291s.

25. **DSTU N B EN 1992-1-1:2010** Proektuvannia zalizobetonnykh konstruksii. Chastyny 1-1. Zahalni pravyla i pravyla dlia sporud. (*chynnyi z 01.07.2013*), *Minrehionbud Ukrainy*, 2012. 291s.

STATISTICAL EVALUATION OF MECHANICAL CHARACTERISTICS REINFORCEMENT OF CLASS A500C IN COILS

Yulii KLYMOV
Dmytro SMORKALOV

Summary. The paper presents the results of a statistical evaluation of the mechanical characteristics of reinforcement of class A500S in coils.

The statistical evaluation was performed based on the results of tensile tests on 144 samples of 8 mm diameter rebar of A500S class made of St3ps steel. The samples were taken from 8 coils of different batches of industrial production, 6 samples from the beginning, middle and end of each coil. During the tests, the main mechanical characteristics of A500C reinforcement were determined - yield strength (σ_T), ultimate strength (σ_B), ratio of ultimate strength to yield strength (σ_B/σ_T), relative elongation after rupture (δ_5), state diagrams were drawn and the elastic modulus of the rebar (E_s) was determined. The statistical evaluation was performed for each of the studied parameters (σ_T , σ_B , σ_B/σ_T , δ_5) first separately for each skein for samples taken from the beginning, middle and end, then for all samples taken from the beginning, middle and end of all skeins, respectively, and finally for the entire sample of 144 samples.

According to the test data of samples from 8 coils, the yield strength of A500C reinforcement varied in the range of 532.80...631.10 MPa, the temporary resistance - 697.30...762.70 MPa, the relative elongation at break - 18.75...30.00 %, the ratio of temporary resistance to yield strength - 1.185...1.344.

No stable patterns of change in the mechanical characteristics of the reinforcement along the length of the coils were found. The difference between the average values of yield strength, temporary resistance, relative elongation, and the ratio of temporary resistance to yield strength along the length of the coils did not exceed 2 %.

The values of the coefficients of variation and the range of the values of the corresponding mechanical characteristics of the samples taken from the beginning, middle and end of the coils were also close to each other.

The yield strength of A500C rebar with a diameter of 8 mm in coils in this sample of samples was 0.9999, with a normalised value of 0.95. The coefficient of variation was 0.0328.

For the established security of the calculated reinforcement resistance at the level of 0.998, the reliability factor for A500C class rebar with a diameter of 8 mm in coils was 1.109, which is less than the value of 1.15 accepted in the current regulatory documents.

Keywords. Thermomechanically strengthened reinforcement of A500C class; coils, mechanical characteristics; statistical indicators; availability.

Стаття надійшла до редакції 11.10.2023

КОМПЛЕКСНИЙ ПЛИТНО-ПАЛЬОВИЙ ФУНДАМЕНТ

Володимир КРІПАК

Київський національний університет будівництва і архітектури
Повітрофлотський проспект, 31, Київ, Україна, 03037
kripak.vd@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-6575-5015>

Анотація. Суцільні залізобетонні плитні фундаменти використовують при будівництві на природній основі багатоповерхових каркасних і панельних будівель різноманітного призначення, а також промислових споруд, таких як силоси, елеватори, димові труби, сталеві реактори та інше.

Важливою перевагою монолітних фундаментних плит є їх можливість використання при зведенні будівель на слабких та нерівномірних ґрунтових основах. Плитний фундамент здатен розподіляти нерівномірні навантаження на значну площу і перерозподіляти їх, вирівнюючи, немінучі нерівномірні осадки окремих фундаментів. На слабких обводнених ґрунтах фундаментні плити використовують не тільки для вирівнювання деформацій, але і для захисту від високих ґрунтових вод, тобто проектують так званий «плаваючий» фундамент.

Показано що комбінований плитно-пальовий фундамент - ППФ являється досить ефективною розробкою в галузі фундаментального будівництва. ППФ являє собою фундаментну систему «пальове поле – плитний ростверк – ґрунтова основа», в якій частину навантаження від будівлі сприймають палі, а частину – плитний ростверк. Плитний ростверк працює в даному випадку як фундаментна плита.

ППФ можна трактувати як монолітну плиту, підкріплену палями того чи іншого типу і розташованими у вигляді пальового поля, стрічок, кущів або одиночних паль. Для фундаментів ППФ можуть використовуватися палі любого виду у тому числі і типу “барет”.

Урахування опору ґрунту під подошвою плитного ростверку в розрахунках деформацій і несучої здатності комбінованих плитно-пальових фундаментів є резервом для підвищення їх економічної ефективності: зменшення кількості



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

паль, зниження витрат арматури сталі, зменшення товщини ростверку.

Однак, впровадження фундаментів ППФ в будівництві стримується обмеженістю теоретичних досліджень і необхідної нормативної бази та досвідом проектування таких конструкцій.

Визначення розрахункових параметрів КПП фундаменту виконують методом послідовних наближень. Маючи площу плитного ростверку і задавши довжину палі і відстань між палями, знаходять число паль в фундаменті, осадку одиночної палі і розрахункове навантаження на палю (в першому наближенні приймав що всі палі сприймають до 70...80 % всього навантаження).

Ключові слова. Плитно-пальовий фундамент; ростверк; пальове поле; ґрунтова основа; осадка; підсилення; досвід застосування.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Плитні фундаменти являються дуже відповідальною і матеріаломісткою конструкцією, від якої багато в чому залежить рівень надійності, довговічність і техніко-економічні показники будівлі.

Плитний фундамент забезпечує необхідні резерви надійності при неповній інформації про ґрунтові умови, або помилках в визначенні неоднорідності ґрунтової основи, при локальних зниженнях несучої здатності ґрунтів, при руйнуванні водонесучих мереж та в інших випадках.

Однією з найбільш ефективних розробок в галузі фундаментального будівництва останнього десятиліття є комбінований плитно-пальовий фундамент - ППФ. Комбінований плитно-пальовий фундамент (ППФ) являє собою фундаментну систему «пальове поле – плитний ростверк – ґрунтова основа», в якій частину навантаження від будівлі сприймають палі, а частину – плитний ростверк. Плитний ростверк працює в даному випадку як фундаментна плита (рис.1).

Комбіновані пальові фундаменти (КСП) використовуються для багатоповерхових будівель, будівництво яких планується на ділянках, де з поверхні залягають ґрунти середньої міцності і плитний фундамент, навіть при достатній несучій здатності ґрунту, не проходить по деформаціях. Комбінований плитно-пальовий фундамент може використовуватися для багатоповерхових будівель, або при своєрідному нашаруванні ґрунтів, коли в ґрунтовому масиві на глибині 10...15 м появляються лінзи слабкого ґрунту значної товщини.

В Україні дослідженню роботи плитно-пальових фундаментів присвячені роботи [6, 7, 11, 18, 19, 21, 22]. Відомі і експериментальні дослідження роботи плитно-пальових фундаментів та практичне впровадження їх в реальному будівництві [4, 5, 7, 9, 13, 20].

У наведеній статті розглядаються галузі ефективного використання та проблеми розрахунків і конструювання комбінованого плитно-пального фундаменту, аналізується його ефективність і перспективи впровадження в практику проектування.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Визначальною особливістю ППФ є той фактор, що обидві складові фундаменту є

несучими елементами і забезпечують передачу навантаження від надфундаментної конструкції на ґрунтову основу: палі – нижнім кінцем і бічною поверхнею, плита – підшвою.

Для того, щоб мати можливість включити в роботу відпір ґрунту, необхідно щоб був забезпечений безпосередній контакт підшви плитного ростверку з ґрунтом і виконувалися такі умови:

- пальова компонента ППФ повинна володіти певною податливістю, тобто мати осадку під навантаженням;

- палі повинні бути розташовані на певній відстані між собою. Перша вимога означає, зокрема, що ППФ не можна проектувати з палями, які спираються на нестискувані скельні і напівскельні ґрунти, що виключають можливість розвитку осадок. Однак, це не виключає використання паль формально класифікованих як палі-стійки. Друга вимога відображає той факт, що повноцінний відпір ґрунту під підшвою ростверку може реалізовуватися тільки на ділянках, достатньо віддалених від паль, поза їх зоною впливу [10, 12]. Цей вплив проявляється в залученні ґрунту біля палі в загальну осадку з нею, утворенням так званої "осадкової воронки" (рис.2). Можливість включення плити в роботу присутня тільки за межами цих воронок. Традиційні варіанти кушових або стрічкових ростверків, як правило, не надають цю можливість, а також велико-розмірні в плані плитні ростверки, розташовані по густій сітці паль з кроком біля трьох діаметрів палі.

Для фундаментів ППФ використовують буронабивні палі діаметром 800-1200 мм, забивні палі, буроінекційні та інші типи паль довжиною до розміру рівного ширині будівлі, можуть використовуватися і фундаменти типу баретт [7].

Складність при проектуванні КППФ являється відсутність регламентованих правил проектування в нормативних документах України [1, 2, 3]. За кордоном існує практика проектування таких фундаментів [7, 8, 20].

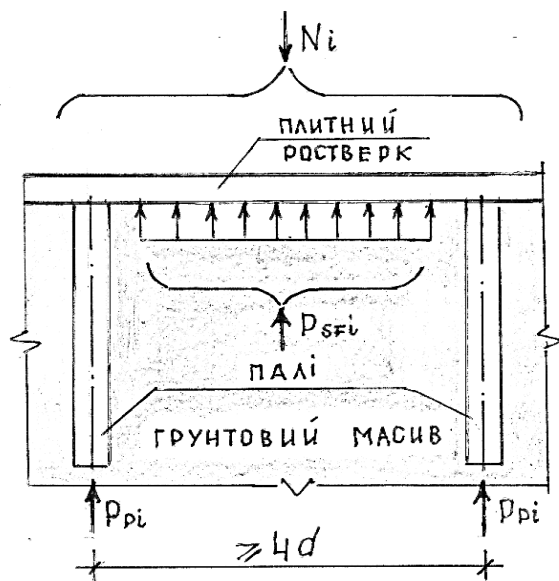


Рис.1. Плитно-пальовий фундамент
Fig.1. Slab-pile foundation

Найбільш раціональним в даному випадку є розміщення паль у вигляді куців або рядом і в опорних зонах несущих колон і стін з мінімальним кроком (рис 1). Робота плитної компоненти проявляється в основному в прольотних, міжкущових зонах, а не в міжпалевих. При цьому обмежень в долі навантаження, яке сприймається плитою немає.

Можна виділити наступні типові ситуації, в яких доцільно (а іноді і без альтернативи) використання плитно-пальових фундаментів.

Слабкі і насипні ґрунти. Задача вирішується розташуванням підсилюючих паль в опорних зонах колон і стін по всьому плану плити. Кількість паль визначається величиною навантаження, яке необхідно «зняти» з плити.

Нерівномірний стиск ґрунтової основи. Підсилюючі палі тут являються інструментом вирівнювання нерівномірних осадок плити.

Примикання до існуючих фундаментів. При влаштуванні плитного фундаменту впритик до існуючого, одним з варіантів зниження негативного впливу нового фундаменту є його спирання на буронабивні палі.

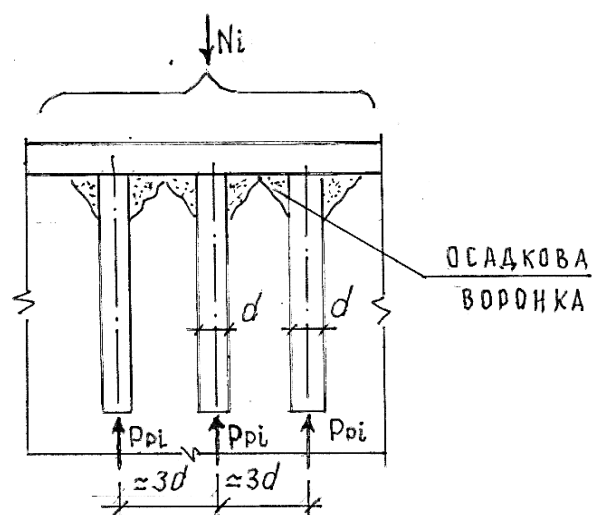


Рис.2. Утворення осадкових воронки в оголовках паль.

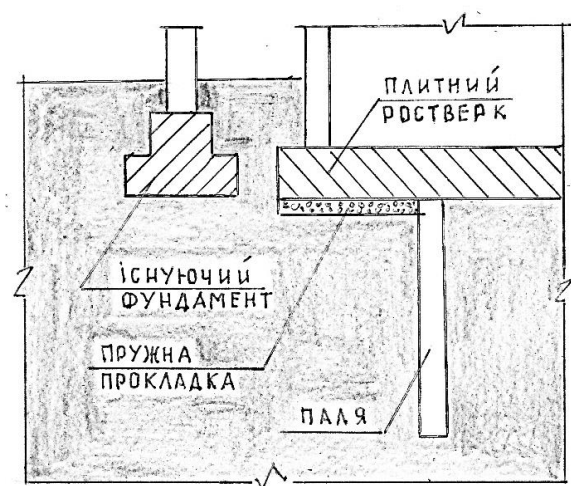


Рис.3. Примикання нового фундаменту до існуючого
Fig.3. Adjoining the new foundation to the existing one

Підсилення існуючих фундаментів. Тут можливі два варіанти підсилення. Підсилення існуючих пальових фундаментів суцільною плитою, або підсилення палями існуючого плитного чи інших типів фундаментів [14,15] . На рис. 4 наведено підсилення існуючого палевого фундаменту при будівництві підземного паркінгу в м. Одеса. За даними [5] на фундаментну плиту було передано біля 50% навантаження від каркасу.

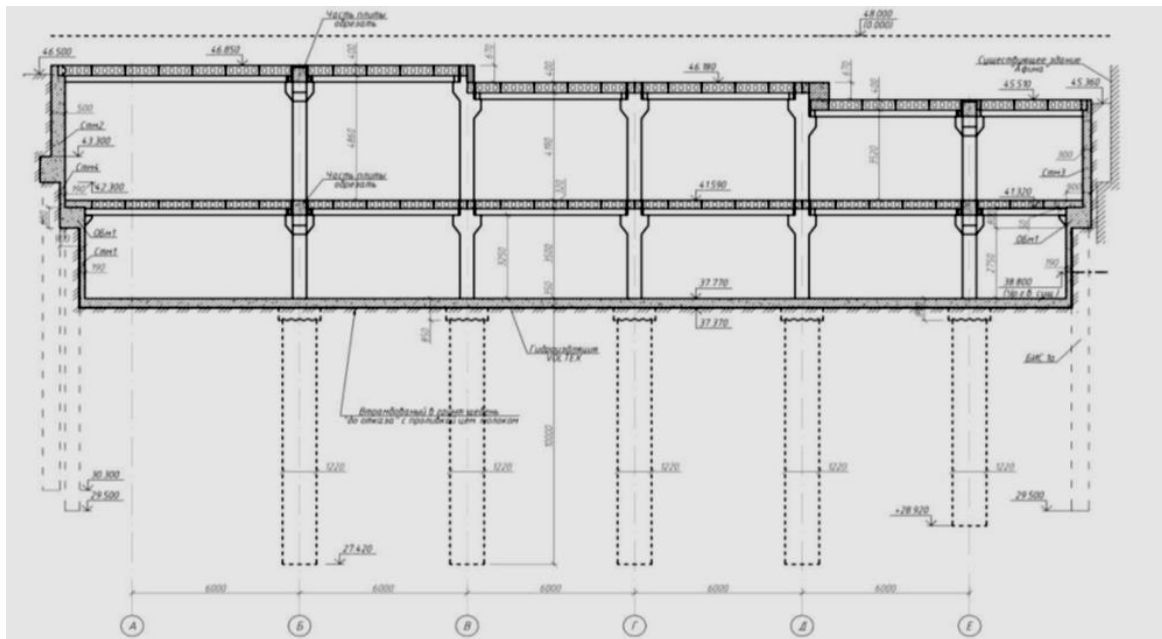


Рис.4. Підсилення пального фундаменту при добудові підземного паркінгу в м Одеса [5]

Fig.4. Reinforcement of the pile foundation during the completion of the underground parking in Odessa

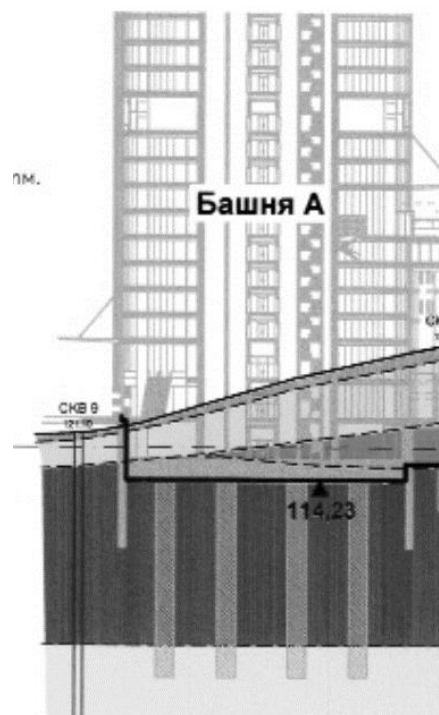


Рис.5. Будівля Mirax Plaza в Києві зведена на комбінованому баретно-плитному фундаменті [7].

Fig.5. The Mirax Plaza building in Kyiv was erected on a combined barret-slab foundation [7].

На рис.5 показана будівля Mirax Plaza яка в Києві зведена на комбінованому баретно-плитному фундаменті [7]. На плитний ростверк тут було передано біля 13% сумарного навантаження від будівлі.

РОЗРАХУНОК КОМБІНОВАНОГО ПЛИТНО-ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ

Розрахунок комбінованого плитно-пальового фундаменту повинен включати:

- визначення зусиль в елементах конструктивної системи (у рядових і крайніх пальях, а також в плиті ростверку);
- визначення переміщень конструктивної системи в цілому та її окремих елементів;
- визначення частки навантаження, яка сприймається палями і плитним ростверком.

У деяких літературних джерелах [10, 21] можна знайти умовне розділення таких фундаментів на пальово-плитні (більше 50% навантаження передається на ґрунти палями) і плитно-пальові (більше 50% навантаження передається плитою фундаменту).

У пальово-плитному фундаменті основним несучим елементом є палі з кроком приблизно (3,5-4,5) d . При такому кроці необхідно враховувати взаємний вплив елементів фундаменту, що істотно позначиться на його осадках. Крім ускладнення розрахункових схем, в роботу може бути складно включити фундаментну плиту, так як при виготовленні паль суттєва руйнується верхня частина ґрунтової основи.

Плитно-пальові фундаменти з локальним розташуванням паль під опорні елементи каркасу будівлі (5..7) d мають ряд переваг в порівнянні з пальово-плитним. По-перше, простота розрахункової схеми. При досить великому кроці палі працюють як одиночні, а фундамент розраховується як плита на природній основі. Палі можна замінити зворотними реакціями, рівним допустимому навантаженню на палю, отриманому по результатах випробувань пробним навантаженням. По-друге, поверхня низу котловану набагато менш буде зруйнована будівельною технікою. По-третє, коли під опорними елементами каркасу влаштовані локальні палі, знижується згинальні моменти в фундаментній плиті і, відповідно, зменшується її арматура.

Сьогодні сучасні програмні обчислювальні комплекси дозволяють проведення досить надійних розрахунків плитних фундаментів будь-якої конфігурації в плані, змінної товщини, плит які лежать на ґрунтовій основі зі змінною жорсткістю, з врахуванням, чи без, верхньої частини будівлі, з урахуванням нелінійних властивостей матеріалів фундаментів та ґрунтової основи.

Слід зауважити, що роль інженера при проектуванні будівельних конструкцій дуже важлива. Ця роль і відповідальність інженера значно зростає при проектуванні будь-яких фундаментів будівель, і особливо при розрахунках і конструюванні плитно-пальових фундаментів. Деформації і розподіл зусиль в системі «верхня будова – фундамент – ґрунтова основа» багато в чому залежить від співвідношення жорсткостей її складових елементів, початкових і зміни їх в часі в процесі росту навантажень [16, 17].

Комбінований плитно-пальовий фундамент (КППФ), який поєднує в собі опір паль і плити, і використовується для зменшення загальних і нерівномірних осадок конструкцій. Проектні рішення можуть передбачати як постійний так і змінний крок паль. Великорозмірні поля і кущі паль можуть проектуватися в складі КППФ якщо ґрунтова основа складена з пісків середньої щільності і щільних, а також глинистих ґрунтів з показником текучості нижче $I_L < 0,5$. При спирах паль на скельні та напівскельні ґрунти роботу плитного ростверку враховувати не рекомендується.

Вибір довжини паль і їх кроку в складі КППФ заснований на розрахунку деформацій з забезпеченням допустимої величини осадки, кренів і відносної різниці осадок з конструкцій системи відповідно до вимог діючих нормативних документів по проектуванню основ і фундаментів.

Величину стискуваної товщі H при визначенні осадки КППФ слід визначати як для умовного фундаменту відповідно до рекомендацій норм [1, 2].

Розрахунок плитно-пальового фундаменту може проводитися як для плит на пружній основі з використанням змінного в плані

коефіцієнта пружного відпору ґрунту (коефіцієнта постелі), як показано на рис.6 і 7.

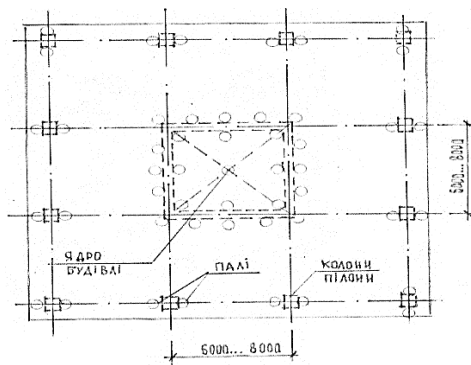


Рис.6. Конструктивна схема плитно-пального фундаменту

Fig.6. Structural diagram of the slab-pile foundation

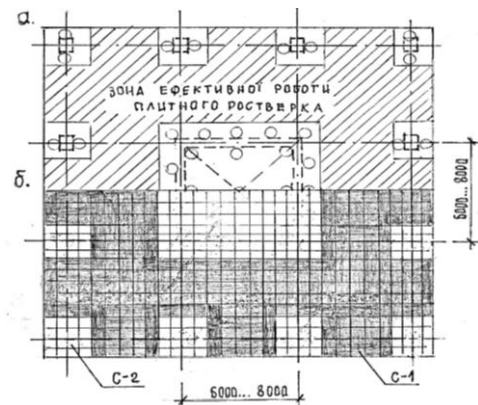


Рис.7. Розрахункова схема плитно-пального фундаменту

Fig.7. Design diagram of slab-pile foundation

РОЗРАХУНОК ОСАДКИ КППФ

В практиці проектування для КППФ використовують буронабивні палі діаметром 0,8-1,2 м, можливе використання і забивних паль квадратного перерізу.

Осадки фундаментів глибокого закладання типу «баретт» можна аналізувати по аналогії з буронабивними палями діаметром 0.8 м [7].

Довжину паль слід приймати від 0,5 B до B (B - ширина фундаменту, менший розмір плити в плані), відстань між осями паль $a = (5...7)d$ і більше.

Метод розрахунку осадок таких фундаментів базується на спільному врахування жорсткості паль і плит. Розрахунок осадок КПП фундаменту заснований на визначенні часткових значень жорсткості всіх паль і плитного ростверку, коефіцієнтів їх взаємодії і коефіцієнта жорсткості всього фундаменту.

Жорсткість всіх паль K_c визначається за формулою

$$K_c = \frac{K_1 \cdot n}{R_s} \quad (1)$$

де K_1 – жорсткість однієї палі, яка визначається як відношення навантаження на палю до її осадки;

n – загальне число паль в фундаменті;

R_s – коефіцієнт збільшення осадки за рахунок кушового ефекту (див. табл. 1).

$$K_1 = \frac{P_1}{S_{s1}}, \quad (2)$$

Осадку палі рекомендується визначати як:

$$S_{s1} = \frac{P_1 \cdot I_s}{E_{sl} \cdot d}, \quad (3)$$

де E_{sl} - модуль деформації ґрунту на рівні підшви палі;

I_s – параметр, який залежить від співвідношення довжини і діаметру палі l/d та $\lambda = E_p/E_{sl}$ (див. табл. 1).

Жорсткість плити K_p визначають за формулою

$$K_p = \frac{E_s \cdot \sqrt{A}}{(1 - \nu^2) \cdot m_0} \quad (4)$$

де E_s - середній модуль деформації ґрунту на глибині до B , в кПа;

A – площа плити ($A = B L$);

ν – коефіцієнт Пуассона ґрунту

m_0 – коефіцієнт площі, який залежить від співвідношення сторін фундаменту, див таблицю

Загальну жорсткість КПП фундаменту K_f визначають за формулою

$$K_f = K_c + K_p \quad (5)$$

Табл.1. Значення параметру m_0

Table 1. The value of the parameter is m_0

L/B	1	2	3	5	10
m_0	0,88	0,86	0,83	0,77	0,67

Табл.2. Значення параметру I_s

Table 2. The value of the parameter is I_s

l/d	Значення I_s при λ		
	100	1000	10000
10	0,19	0,16	0,15
25	0,18	0,10	0,08
30	0,17	0,06	0,06

Табл. 3. Значення параметру R_s

Table. 3. Value Value of the R_s parameter

Кількість паль	R_s											
	$l/d = 10; \lambda = 100$				$l/d = 25; \lambda = 1000$				$l/d = 50; \lambda = 10000$			
	a/d				a/d				a/d			
	3	5	7	10	3	5	7	10	3	5	7	10
4	1,4	1,3	1,2	1,1	2,45	2,0	1,8	1,7	2,75	2,25	2,0	1,8
9	2,25	2,0	1,9	1,8	3,9	3,25	2,9	2,65	4,35	3,55	3,15	2,85
16	2,85	2,5	2,35	2,25	4,9	4,1	3,65	3,3	5,5	4,5	4,0	3,6
25	3,3	3,0	2,75	2,6	5,6	4,75	4,25	3,9	6,5	5,25	4,7	4,25
36	3,7	3,3	3,1	2,9	6,4	5,35	4,8	4,3	7,2	5,85	5,25	4,7
49	4,0	3,55	3,3	3,15	7,3	6,0	5,4	4,9	8,2	6,7	6,65	5,4
100	4,7	4,2	4,0	3,7	8,2	6,8	6,1	5,5	9,2	7,5	6,7	6,0
196	5,4	4,8	4,5	4,25	9,35	7,75	7,0	6,35	10,5	8,6	7,65	6,9
400	6,15	5,5	5,1	4,85	10,9	8,8	8,1	7,4	11,8	9,9	8,8	8,0
1000	7,05	6,3	6,0	5,55	12,3	10,0	9,15	8,25	13,8	11,3	10,0	9,0

Осадку КПП фундаменту визначають за формулою

$$S_f = \frac{\sum P}{K_f} \quad (6)$$

При цьому частина сприймається паями складе

$$P_c = \frac{K_c}{K_f} \cdot \sum P, \quad (7)$$

а частина навантаження, яку сприйме плита, складе

$$P_p = \frac{K_p}{K_f} \cdot \sum P \quad (8)$$

Наведена методика розрахунку при частоту розташуванні паль по всій площі плити з відстанню між палями не більше (4....5) d пропонує частку навантаження на

плиту обмежувати (15...20) % від усього навантаження.

Визначення розрахункових параметрів КПП фундаменту виконують методом послідовних наближень. Маючи площу плитного ростверку і задавши довжину палі і відстань між палями, знаходять число паль в фундаменті, осадку одиночної палі і розрахункове навантаження на палю (в першому наближенні прийняв що всі палі сприймають до 80 % всього навантаження).

Виконані розрахунки осадки КПП фундаментів рекомендується додатково перевірити на осадку як умовного фундаменту.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. Частина зовнішнього навантаження, прикладеного до комбінованого плитно-пального фундаменту в разі не порушеного контакту плитного ростверку з ґрунтовою основою, передається на основу через підшву плитного ростверку.
2. Урахування опору ґрунту під підшвою плитного ростверку в розрахунках деформацій і несучої здатності комбінованих плитно-пальових фундаментів є резервом для підвищення їх економічної ефективності, зменшення кількості паль, зниження витрат арматури сталі, зменшення товщини ростверку;
3. При кроці паль більше (4..5)d схема роботи паль в складі групи наближається до роботи одиночної палі, а комбінований плитно-пальовий фундамент передає навантаження через підшву ростверку, бічну поверхню і низ палі.
4. Істотний вплив на роль плитної частини в роботі КПП фундаменту має модуль деформації верхнього шару ґрунту будівельного майданчика, форма і розмір плити, кількість і крок паль.
5. Відносна роль плити в несучій здатності КПП фундаменту за результатами проведених досліджень і

чисельного моделювання роботи ППФ може досягати 20% - 40%, це значення прямо пропорційне відношенню площі плитного ростверку, відстані між палями і модулю загальної деформації ґрунту, що лежить під підшвою ростверка.

6. Важливою задачею є розширення наукових досліджень та розробка нормативної бази для проектування плитно-пальових фундаментів, їх максимальна популяризація серед забудовників і впровадження в проектну практику.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Основи та фундаменти споруд.** Зміна №1: ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: *Мінрегіонбуд України, 2011.* – 55 с. – (*Будівельні норми України*).
2. **Основи і фундаменти будівель та споруд.** ДБН В.2.1-10:2018. – [Чинний від 2019-01-01]. – К.: *Мінрегіонбуд України, 2018.* – 35 с. – (*Будівельні норми України*).
3. **Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань.** ДСТУ Б В.2.1-27:2010.: – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: *Мінрегіонбуд України, 2011.* – 11 с. – (*Державний стандарт України*).
4. **Самородов А.В.** Мониторинг и анализ осадок многоэтажных зданий на свайно-плитных фундаментах в г. Харькове / [А.В. Самородов, Т.А. Наливайко, А.В. Конюхов, В.Б. Никулин и др.] // *Тези за матеріалами VII міжнародної наукової конференції "Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд". – Харків: ХНУБА, 20-21 жовтня 2015 р.* – С. 101-102.
5. **Седин В.Л., Бикус Е.М., Дюльдев А.О., Мельник А.М.** Впровадження комбінованого плитно-пального фундаменту в Україні на прикладі будівництва підземного паркінгу в м. Одеса // *Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка.* – Полтава: 2013. С. 322-329.
6. **Петренко В.Д.** Досвід спорудження пальово-плитного фундаменту в складних інженерно-геологічних умовах /Петренко В.Д., Крисан В.І., Крисан В.В., Чегодаєв І.С. // *Збірник наукових праць «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика». Український державний університет науки і технологій, Дніпро, №19.2021р.* – с.78-84.

7. Катценбах Р. Баретты-эффективные фундаменты для высотных зданий./ Катценбах Р., Дунаевский Р.А., Муляр Д.Л., Дьяченко К.О. // *Нові технології в будівництві*. 2010. №2(20). - С.28-37.
8. Катценбах Р. Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франкфурта-на-Майне. Случаи из практики / Катценбах Р., Шмитт А., Рамм Х. // *Реконструкция городов и геотехническое строительство*. - 2005. - №9. - С. 80-99.
9. Фиораванте В. Физическое моделирование плитно-свайных фундаментов / Фиораванте В., Ямиолковский М.Б. // *Реконструкция городов и геотехническое строительство*. - 2006. - №10. - С. 200-206.
10. Александрович В.Ф. К вопросу о взаимном влиянии свай и плиты в основании свайно-плитного фундамента / Александрович В.Ф., Курилло С.В., Федоровский В.Г. // *Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство: тр. конф.* - 2003. - С. 125-143.
11. Цимбал С.Й. Методика розрахунку пальових фундаментів з урахуванням роботи ростверку / Цимбал С.Й., Карцева С.Л. // *Основи і фундаменти*. - К.: КНУБА, 2004. - Вип. 28. - С. 121-130.
12. Никитенко М.И. Рекомендации по расчету свайных фундаментов с несущими ростверками / М.И. Никитенко, В.А. Сернов // *Рекомендации Р5.01.015.05. Стройтехнорм, Минархстрой РБ*. - Минск, 2005. - 24 с.
13. Мирсаяпов И.Т. Экспериментально-теоретические исследования моделей свайно-плитных фундаментов / Мирсаяпов И.Т., Артемьев Д.А. // *Известия КазГАСУ*. - 2008. - №2(10). - С. 68-74
14. Кріпак В.Д. Реконструкція будівель з використанням зовнішнього та внутрішнього металевих каркасів./ Кріпак В.Д., Дробаха О.К. // *Сборник трудов XIII Международной научной конференции Современные достижения в науке и образовании*. 6-13 сентября 2018 г. Нетания, Израиль. - 174-177 с.
15. Кріпак В.Д. Реконструкція будівель з використанням зовнішнього та внутрішнього металевих каркасів. /Кріпак В.Д., Дробаха О.К. // *II Науково –практична конференція «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції»* (м. Київ, КНУБА, 24-25 травня 2018 р.), С. 93-96.
16. Кріпак В. Адекватність і взаємовплив конструктивної і розрахункової схеми будівлі. / Кріпак В., Колякова В., Демченко Д. // *III Науково-практична конференція «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції»* (м. Київ, КНУБА, 22-23 квітня 2021 р.) – 156 с. – С. 27-28.
17. Кріпак, В. & Колякова, В. (2021). Взаємозалежність конструктивних і розрахункових схем будівлі. // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, 1(8), 17–24.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.17-24>
18. Кріпак В. Особливості розрахунку і проектування фундаментної системи «З/б плита- ґрунтова основа-палі»/ Кріпак В., Бакур Хасіб. // *Праці Міжнародної ювілейної конференції з питань надійності будівельних констр.* Полтава, 1997.
19. Кріпак В. Надежность расчета системы «плита-колонны-основание» на примере подсилоного этажа. / Кріпак В., Афанасьєва Л., Бакур Хасіб // *Науково-практ. проблеми цивільної оборони в системі МНС*. 36. наук, статей. Вип. 1. К.: МНС України, 1998.
20. Katzenbach R., Choudhury D. Combined Pile-Raft Foundation Guideline / R. Katzenbach, D. Choudhury // *Darmstadt: ISSMGE - Technical University Darmstadt*, 2013. – 23 p.
21. Самородов А.В. Метод оптимального проектирования свайно-плитных фундаментов многоэтажных зданий по предельно допустимым осадкам / А.В. Самородов // *Науковий вісник будівництва*. – Вип. 1(79). – Харків: ХНУБА, ХОТВ АБУ, 2015. – С. 96-100.
22. Самородов, А.В. Новая конструкция плитно-свайного фундамента / А.В. Самородов // *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. – Вип. 1 (214). – Дніпропетровськ: ПДАБА, 2016. – С. 58-65
23. Плоский В. О. Архітектура будівель та споруд. Книга 4. Технічна експлуатація та реконструкція будівель: Підручник для вищих навчальних закладів. – / Плоский В. О., Гетун Г. В., Мартинов В. Л., Сергейчук О. В., Віроцький В. Д., Запривода В. І., Кріпак В. Д., Лавріненко Л. І., Малишев О. М. – Кам'янець-Подільський: Видавництво «Рута». 2018 р. – 750 с.: іл

REFERENCES

1. *Osnovy ta fundamenty sporud. Zmina №1: DBN V.2.1–10–2009*. – [Chynnyi vid 2011–07–01]. – К.: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 55 s. – (Budivelni normy Ukrainy).

2. **Osnovy i fundamentey budivel ta spo-rud. DBN V.2.1-10:2018.** – [Chynnyi vid 2019-01-01]. – K.: Minrehionbud Ukrainy, 2018. – 35 s. – (Budivelni normy Ukrainy).
3. **Pali. Vyznachennia nesuchoi zdatnosti za rezultatamy polovykh vyprobuvan. DSTU B V.2.1-27:2010.** – [Chynnyi vid 2011-07-01]. – K.: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 11 s. – (Derzhavnyi standart Ukrainy).
4. **Samorodov A.V.** Monitorynh y analiz osadok mnohoetazhnykh zdanyi na svaino-plytnykh fundamentakh v h. Kharkove / [A.V. Samorodov, T.A. Nalyvaiko, A.V. Koniukhov, V.B. Nykulyn y dr.] // *Tezy za materialamy VII mizhnarodnoi naukovoï konferentsii "Resurs i bezpeka ekspluata-tsii konstruksii, budivel ta sporud"*. – Kharkiv: KhNUBA, 20-21 zhovtnia 2015 r. – S. 101-102.
5. **Sedyn V L., Bykus E.M., Diuldev A.O., Melnyk A.M.** Vprovadzhennia kombinovanoho plytno-palevoho fundamentu v Ukraine na prykladi budivnytstva pidzem-noho parkinhu v m. Odesa // *Poltavskyi natsionalnyi tekhnichnyi universytet im. Yu. Kondratiuka*. – Poltava: 2013. S. 322-329.
6. **Petrenko V.D.** Dosvid sporudzhennia pal-ovo-plytnoho fundamentu v skladnykh in-zhenerno-heolohichnykh umovakh / Petrenko V.D., Krysan V.I., Krysan V.V., Chehodaiev I.S. *Zbirnyk naukovykh prats «Mosty ta tuneli: teoriia, doslidzhennia, praktyka»*. *Ukrainskyi derzhavnyi universytet nauky i tekhnolohii, Dnipro*, №19.2021r.- s.78-84.
7. **Kattsenbakh R.** Baretty-effektyvnye fundamentey dlia vysotnykh zdanyi./ Kattsenbakh R., Dunaevskyi R.A., Muliar D.L., Diachenko K.O. // *Novi tekhnolohii v budivnytst-vi.2010-№2(20)*. – S.28-37.
8. **Kattsenbakh R.** Osnovnye pryntsyipy proektyrovaniya y monitorynha vysotnykh zdanyi Frankfurta-na-Maine. Sluchay yz praktyky / Kattsenbakh R., Shmytt A., Ramm Kh. // *Rekonstruktsiya horodov y heotekhnicheskoe stroytelstvo*. – 2005. – №9. – S. 80-99.
9. **Fyoravante V.** Fyzycheskoe modelirova-nye plytno-svainykh fundamentov / Fyoravante V., Yamyolkovskyi M.B. // *Rekonstruktsiya horodov y heotekhnicheskoe stroytelstvo*. – 2006. – №10. – S. 200-206.
10. **Aleksandrovykh V.F.** K voprosu o vzaym-nom vliyaniy svai y plyty v osnovanyy svaino-plytnoho fundamenta / Aleksandrovykh V.F., Kuryllo S.V., Fedorovskyi V.H. // *Rekonstruktsiya ystorycheskykh horo-dov y heotekhnicheskoe stroytelstvo: tr. konf.* – 2003. – S. 125-143.
11. **Tsymbal S.I.** Metodyka rozrakhunku pa-lovykh fundamentiv z urakhuvanniam roboty rostverku / Tsymbal S.I., Kartseva S.L. // *Osnovy i fundamentey*. – K.: KNUBA, 2004. – Vyp. 28. – S. 121-130.
12. **Nykytenko M.Y.** Rekomendatsyy po ras-chetu svainykh fundamentov s nesushchymy rostverkamy / M.Y. Nykytenko, V.A. Sernov // *Rekomendatsyy R5.01.015.05. Stroitekhnorm, Mynarkhstroï RB*. – Mynsk, 2005. – 24 s.
13. **Myrsaïapov Y.T.** *Eksperymentalno-teoretycheskiye yssledovaniya modelei svaino-plytnykh fundamentov* / Myrsaïapov Y.T., Artemev D.A. // *Yzvestiya KazHASU*. – 2008. – №2(10). – S. 68-74
14. **Kripak V.D.** Rekonstruktsiia budivel z vykorystanniam zovnishnoho ta vnutrish-noho metalevykh karkasiv./ Kripak V.D., Drobakha O.K. // *Sbornyk trudov XIII Mezhdunarodnoi nauchnoi konferentsyy Sovremennyye dosty-zheniya v nauke y obra-zovanyy*. 6-13 sentiabria 2018 h. Neta-nyia, Yzrayl.- 174-177 s.
15. **Kripak V.D.** Rekonstruktsiia budivel z vykorystanniam zovnishnoho ta vnutrish-noho metalevoho karkasiv. /Kripak V.D., Drobakha O.K. // *II Naukovo –praktychna konferentsiia «Budivli ta sporudy spetsialnoho pryzna-chennia: suchasni materialy ta konstruksii»* (m. Kyiv, KNUBA, 24-25 tra-vnia 2018 r.), S. 93-96.
16. **Kripak V.** Adekvatnist i vzaïemovplyv konstruktyvnoi i rozrakhunkovoi skhemy bu-divli. / Kripak V., Koliakova V., Demchenko D. // *III Naukovo-praktychna konferentsiia «Budivli ta sporudy spetsialnoho pryzna-chennia: suchasni materialy ta konstruksii»* (m. Kyiv, KNUBA, 22-23 kvitnia 2021 r.) – 156 s. – S. 27-28
17. **Kripak, V. & Koliakova, V. (2021).** Vzaïe-mozalezhnist konstruktyvnykh i rozrakhun-kovykh skhem budivli. // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, 1(8), 17–24.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.8.2021.17-24>
18. **Kripak V.,** Osoblyvosti rozrakhunku i proektuvannia fundamentnoi systemy «Z/b plyta- hruntova osnova-pali»/ Kripak V., Bakur Khasib. // *Pratsi Mizhnarodnoi yuvi-leinoi konferentsii z pytan nadiinosti budivelnnykh konstr.* Poltava, 1997.
19. **Kripak V.** Nadezhnost rascheta systemy «plyta-kolonnny-osnovanye» na prymere podsylsnoho etazha. / Kripak V., Afanaseva L., Bakur Khasib // *Naukovo-prakt. problemy tsyvilnoi oborony v*

- sy-stemi MNS. 36. nauk, statei. Vyp. 1. K.:MNS Ukrainy, 1998.
20. **Katzenbach R., Choudhury D.** Combined Pile-Raft Foundation Guideline / R. Katzenbach, D. Choudhury // *Darmstadt: ISSMGE - Technical University Darmstadt, 2013. – 23 p.*
 21. **Samorodov A.V.** Metod optimalnogo proektyrovanyia svaino-plytnykh fundamentov mnohoetazhnykh zdanyi po predelno dopustymym osadkam / A.V. Samorodov // *Naukovyi visnyk budivnytstva. – Vyp. 1(79). – Kharkiv: KhNUBA, KhOTV ABU, 2015. – S. 96-100.*
 22. **Samorodov, A.V.** Novaia konstruktsiia plytno-svainoho fundamenta / A.V. Samorodov // *Visnyk Prydniprovskoi derzhavnoi akademii budivnytstva ta arkhitektury. – Vyp. 1 (214). – Dnipropetrovsk: PDABA, 2016. – S. 58-65.*
 23. **Ploskyi V. O.** Arkhitektura budivel ta sporud. Knyha 4. Tekhnichna ekspluatatsiia ta rekonstruktsiia budivel: *Pidruchnyk dlia vyshchykh navchalnykh zakladiv. – / Ploskyi V. O., Hetun H. V., Martynov V. L., Serheichuk O. V., Virotskyi V. D., Zapryvoda V. I., Kripak V. D., Lavrinenko L. I., Malyshev O. M. – Kamianets-Podilskyi: Vydavnytstvo «Ruta». 2018 r. – 750 s.: il*

COMBINED SLAB-PILE FOUNDATION

Volodymyr KRIPAK

Summary. Solid reinforced concrete slab foundations are commonly employed in the construction of multi-story frame and panel buildings on natural grounds, as well as in industrial structures such as silos, elevators, chimneys, steel reactors, and more. One significant advantage of monolithic foundations is their ability to be used on weak and uneven ground bases. These foundations can distribute uneven loads over a considerable area, redistributing

them to equalize the inevitable differential settlements of individual foundations. On soft and uneven soils, slab foundations are not only used to mitigate deformations but also to protect against high groundwater, creating what is known as a "floating" foundation.

It has been demonstrated that the combined slab-pile foundation (CSPF) is an effective development in the field of foundation construction. CSPF constitutes a foundation system comprising a "pile field – slab grillage – soil base," where piles bear a portion of the building load, and the slab grillage functions as a foundation slab. CSPF can be interpreted as a monolithic slab supported by piles of various types arranged in the form of a pile field, strips, clusters, or individual piles. Various types of piles, including "barrette" piles, can be used for CSPF foundations.

Considering the soil resistance beneath the slab grillage in the deformation calculations and load-bearing capacity of combined slab-pile foundations provides a reserve for enhancing their economic efficiency. This includes reducing the number of piles, lowering the consumption of steel reinforcement, and decreasing the thickness of the grillage. However, the implementation of CSPF in construction is hindered by the limited theoretical research, necessary regulatory framework, and design experience for such structures.

The determination of design parameters for CSPF is carried out using the method of successive approximations. By specifying the area of the slab grillage and defining the pile length and spacing, the number of piles in the foundation, the settlement of an individual pile, and the design load on the pile are calculated (initially assuming that all piles bear 70-80% of the total load).

Keywords. Slab-pile foundation; grillage; pile field; soil base; settlement; reinforcement; application experience

Стаття надійшла до редакції 12.11.2023

КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ВИБУХОСТІЙКИХ БУДІВЕЛЬ З ПРИМІЩЕННЯМИ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ НАСЕЛЕННЯ

Галина ГЕТУН¹, Віра КОЛЯКОВА², Ірина БЕЗКЛУБЕНКО³, Андрій СОЛОМІН⁴

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

⁴КПІ ім. Ігоря Сікорського

37, просп. Берестейський, Київ, Україна, 03056

¹galinagetun@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0002-3317-3456>

²koliakova.vm@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-6879-8520>

³i.bezklubenko@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-9149-4178>

⁴andr-sol@i.ua, <http://orcid.org/0000-0002-5226-8813>

Анотація. В умовах широкомасштабної війни, яку веде Росія в Україні, актуальною стала проблема проектування вибухостійких будівель з приміщеннями цивільного захисту населення, які здатні витримувати додаткові особливі навантаження і впливи, а саме впливи від артилерійських і ракетних обстрілів, вибухів бомб, вибухових хвиль, розповсюдження пожеж тощо. Аналіз наслідків руйнування будівель і споруд за результатами військових дій свідчить, що залізобетонні конструкції будівель мають кращу несучу здатність, у порівнянні з традиційними цегляними та сталевими каркасами будівель павільйонного типу.

Залізобетон є негорючим матеріалом, він має велику масу, що покращує його інерційний опір, високі характеристики міцності та пластичності, здатний деформуватися та перерозподіляти зусилля між суміжними конструкціями, запобігає виникненню прогресуючого колапсу – каскадного руйнування будівель.

Основними принципами проектування вибухостійких залізобетонних каркасів висотних будівель є раціональні конструктивні системи і схеми з простими і компактними конфігураціями та симетричними планами. Конструктивне рішення залізобетонного каркаса повинне забезпечувати перерозподіл гравітаційних навантажень між суміжними конструкціями, а тому вузли з'єднання вертикальних і горизонтальних конструкцій повинні бути пластичними, здатними розсіювати значну кількість енергії вибуху. Елементи несучих конструкцій будівель повинні витримувати



Галина ГЕТУН

професор кафедри
архітектурних конструкцій
к. т. н., професор



Віра КОЛЯКОВА

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



Ірина БЕЗКЛУБЕНКО

доцент кафедри інформаційних
технологій та прикладної
математики,
к. т. н., доцент



Андрій СОЛОМІН

доцент кафедри біобезпеки і
здоров'я людини
к. ф-м. н., доцент

цикли великих деформацій різних напрямків, а саме тиски від піднімання плит перекриттів на противагу звичайним гравітаційним навантаженням.

© Г.ГЕТУН, В.КОЛЯКОВА, І.БЕЗКЛУБЕНКО, А.СОЛОМІН, 2023

В будівлях, що за класом наслідків належать до об'єктів з середніми (СС2) і значними (СС3) наслідками, де постійно перебувають понад 50 фізичних осіб або періодично понад 100 осіб, необхідно проєктувати приміщення цивільного захисту населення, які доцільно розміщувати нижче планувальних позначок спланованого рівня землі.

Конструкції приміщень цивільного захисту населення, розміщені в підземних поверхах вибухостійкої будівлі, повинні витримувати всі види основних і епізодичних навантажень та впливів і чинити опір розповсюдженню вогню. Найкраще такі навантаження витримують каркаси будівель з монолітними залізобетонними ребристими перекриттями та системами головних і другорядних балок або перехресно розташованих балок жорстко закріплених до вертикальних несучих конструкцій – колон, пілонів, стін.

У статті досліджені причини руйнування залізобетонних плит перекриттів висотних каркасно-монолітних будівель при згинанні або продавлюванні від тиску на них знизу вибухових навантажень і ймовірного закручування будівлі в результаті реверсування вибухових впливів.

В статті наведені заходи по підсиленню ділянок конструкцій перекриттів висотних каркасно-монолітних будівель, які можуть бути зруйновані в результаті реверсування вибухового навантаження і направлення вибухового тиску вгору. Обґрунтована доцільність підсилення небезпечних ділянок монолітних залізобетонних плит перекриттів зовнішнім армуванням – приклеюванням армувальних матів у вигляді тканин, ламелей або сіток з вуглецевого волокна до верхніх зон плит біля вертикальних опор.

Ключові слова. Будівля; захисна споруда; навантаження; вибуховий вплив; ударна хвиля; конструкція; деформація; каркасна система; плита перекриття; вузли залізобетонних рам.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

29 липня 2022 року Верховна Рада ухвалила, а Президент підписав Закон № 2486-IX «Про внесення змін до деяких законодавчих актів України щодо забезпечення вимог цивільного захисту під час планування та забудови територій», в якому зазначено, що проєктна документація на будівництво має містити розділ інженерно-технічних заходів цивільного захисту населення, у складі

якого передбачається будівництво захисних споруд або споруд подвійного призначення, а також проєктні рішення щодо врахування вимог пожежної та техногенної безпеки [11, 17, 20, 22, 23].

Аналіз наслідків руйнування будівель і споруд за результатами широкомасштабних бомбардувань і артилерійських обстрілів населених пунктів України, які веде Росія, свідчить, що залізобетонні конструкції будівель мають кращу несучу здатність у порівнянні з традиційними цегляними та сталевими каркасами будівель павільйонного типу [1, 2, 21, 23]. Причинами цього є: високі характеристики міцності та пластичності залізобетону, що здатен поглинати енергію при роботі за межею пружності; залізобетон має велику масу, що покращує його інерційний опір; залізобетон є негорючим матеріалом (НГ) – під впливом вогню або високої температури на поверхнях залізобетонних конструкцій не з'являється полум'я, вони не тліють і не обвуглюються, втрачають масу не більше 50%, підтримують тривалість стійкого полум'я горіння на поверхні не більше 10 сек [4, 6, 19]; залізобетонним конструкціям можна надавати різних конструктивних форм, що дозволяє змінювати динамічні характеристики будівель і регулювати вибухові навантаження.

Для залізобетонних конструкцій характерна пропорційна пластичність, яку можна регулювати зміною коефіцієнту армування [12, 14]. У разі реверсивного впливу вибухового навантаження на горизонтальні конструкції плит перекриттів і покриття та їх руйнування, вертикальні конструкції залізобетонних остовів будівель (колони, пілони, внутрішні несучі стіни, стовбури жорсткості) здатні пластично деформуватися, перерозподіляти зусилля і запобігати виникненню прогресуючого колапсу, який призводить до появи каскадної послідовності пошкоджень суміжних конструкцій [15, 17, 18].

Проєктувати вибухостійкі висотні будівлі доцільно за стовбурною конструктивною системою, використовувати залізобетонні монолітні каркаси у вигляді просторових систем з несучими рамними каркасами у поєднанні з діафрагмами і стовбурами жорсткості [3, 10,

16, 23]. В таких будівлях вибухові навантаження з переважаючою горизонтальною складовою будуть сприйматися огорожувальними конструкціями зовнішніх стін і покриттів, передаватися на несучі горизонтальні конструкції перекриттів і покриттів, перерозподілятися, а потім впливати на вертикальні конструкції та конструкції фундаментів.

Найраціональнішими є висотні будівлі оболонкової конструктивної системи «*tube in tube*», в яких вибухові навантаження сприймаються несучими залізобетонними конструкціями зовнішніх стін, що мають велику вертикальну і горизонтальну жорсткість, а тому здатні їх рівномірно перерозподіляти. Розосередження основної маси несучих конструкцій по контуру будівель підвищує жорсткість каркасів, тим самим зменшує їх деформативність, покращує роботу каркасів на закручування і одночасно загальну стійкість на сприйняття вибухових навантажень і впливів у цілому [1, 10, 20, 22, 23].

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

За великої інтенсивності вибуху пошкодження конструкцій будівлі та вузлів їх з'єднання можуть мати екстенсивний характер і викликати глобальний колапс і руйнування всієї будівлі, а тому доцільно ізолювати області руйнування. Найефективнішим є проектування деформаційних швів, які розділять будівлю за всією висотою на окремі деформаційні блоки, кожний з яких здатний самостійно чинити опір вибуховим навантаженням і впливам [1, 11, 21].

Таким чином, висотні будівлі повинні мати просту і компактную конфігурацію, плани невеликих розмірів [3, 7, 10, 23]. Будівлі з великими розмірами планів необхідно розділяти деформаційними швами на блоки з розмірами до 40 м, які будуть сприяти ізоляції областей руйнування, та зменшать ризик розповсюдження вибухових впливів на конструкції суміжних деформаційних блоків будівлі [1, 10, 21, 22, 23].

Основні принципи конструювання вибухостійких залізобетонних каркасів висотних будівель:

1) конструктивні схеми каркасів повинні мати симетричні форми, достатню згинальну здатність для запобігання руйнуванню конструкцій та вузлів їх стикування, чинити опір реверсивним навантаженням від вибухових впливів, які можуть змінювати напрямки руху [1, 3, 19];

2) конструктивне рішення залізобетонного каркаса повинне забезпечувати перерозподіл гравітаційних навантажень між суміжними конструкціями, а тому вузли з'єднання вертикальних і горизонтальних конструкцій, які зазнають великих деформацій під час ударних навантажень, повинні бути пластичними, здатними розсіювати значну кількість енергії вибуху [5, 8, 18];

3) елементи несучих конструкцій будівель повинні витримувати цикли великих деформацій різних напрямків, а саме тиски від піднімання плит перекриттів на противагу звичайним гравітаційним навантаженням [8, 15, 17, 23];

4) ефективними можуть бути збірно-монолітні каркасні будівлі з несучими горизонтальними ригелями із збірного попередньо напруженого залізобетону, які здатні чинити опір вибуховим навантаженням [1, 16, 19];

5) раціональним є використання збірного залізобетонного або сталевих каркасу і монолітних перекриттів по сталевому профільованому настилу, який закріплений до балок каркаса шпильками з виступаючими голівками [1, 15, 17];

6) в будівлях, що за класом наслідків належать до об'єктів з середніми (СС2) і значними (СС3) наслідками, де постійно перебувають понад 50 фізичних осіб або періодично понад 100 осіб, необхідно проектувати приміщення цивільного захисту населення, які доцільно розміщувати нижче планувальних позначок спланованого рівня землі [2, 9, 17];

7) конструкції каркасів повинні мати високий рівень ремонтпридатності [1, 3, 21].

Конструкції приміщень цивільного захисту населення, розміщені в підземних поверхах вибухостійкої будівлі, повинні чинити опір додатковим навантаженням і впливам, які можуть виникнути під час

екстремальних умов експлуатації. Вони повинні витримувати, крім основних навантажень і впливів, епізодичні навантаження, до яких належать вибухові впливи, вага будівельного сміття від пошкоджених конструкцій, чинити опір розповсюдженню вогню тощо. Найкраще такі навантаження будуть витримувати каркасні будівлі з монолітними залізобетонними ребристими перекриттями та системами з головних і другорядних балок або з перехресно розташованих балок жорстко закріплених до вертикальних несучих конструкцій.

Вертикальні та горизонтальні несучі конструкції підземних поверхів вибухостійкої

будівлі повинні сприймати і витримувати всі навантаження і впливи, раціонально їх перерозподіляти та забезпечувати безперервну і надійну передачу на фундаменти.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В проектах висотних каркасно-монолітних будівель повинні бути передбачені заходи по підсиленню ділянок конструкцій перекриттів, які можуть бути зруйновані в результаті реверсування вибухового навантаження і направлення вибухового тиску вгору (рис. 1)



Рис. 1. Руйнування плит перекриттів від направленого вгору вибухового тиску

Fig. 1. Destruction of floor slabs from upward explosive pressure

Традиційно в Україні висотні каркасно-монолітні будівлі проектують безригельними (без капітелей), для повноцінного використання висоти приміщення. При моделюванні роботи монолітних залізобетонних

каркасів за основу приймають «ригельну» розрахункову схему армування плит перекриття (рис. 2).

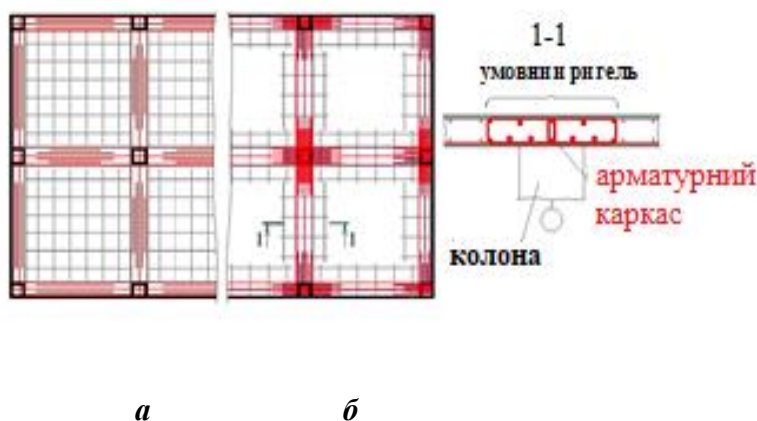


Рис. 2. Армування залізобетонних монолітних плит перекриттів каркасно-монолітних будівель за «ригельною» розрахунковою схемою:

а – нижня арматура; *б* – верхня арматура

Fig. 2. Reinforcement of reinforced concrete monolithic slabs of the ceilings of frame monolithic buildings according to the «transom» calculation scheme:

a – lower armature; *b* – upper armature

Основну верхню і нижню поздовжню арматуру розташовують у взаємно перпендикулярних напрямках уздовж ліній дії максимальних згинальних моментів і поперечних сил, зазвичай уздовж координаційних осей колон або пілонів каркаса. Таку арматуру зав'язують хомутами у просторові арматурні каркаси, і в перекриттях утворюються «умовні» приховані ригелі. Середні зони комірок перекриття каркаса армують лише однією сіткою вниз (рис. 2, а). Для визначення площі перерізу поздовжньої робочої арматури об'ємних каркасів «умовних» ригелів за міцністю приймають ширину перерізу «умовного» ригеля рівній $1/6$ відстані між осями колон, але не більше, ніж 1000 мм в кожний бік від координаційних осей. Таке армування залізобетонних плит перекриттів

висотних каркасно-монолітних будівель є раціональним для традиційних умов експлуатації, коли каркаси чинять опір гравітації, яка направлена донизу.

Вибухостійкі каркасно-монолітні висотні будівлі повинні чинити опір тиску на плити перекриттів знизу і закручуванню в результаті реверсування вибухових впливів (рис. 1). Вибухові впливи спричиняють руйнування залізобетонних плит перекриттів при згинанні або продавлюванні (рис. 3). Тому верхні ділянки плит перекриттів і покриття біля колон або пілонів вибухостійких будівель треба підсилювати, додатково армувати сталевими сітками.

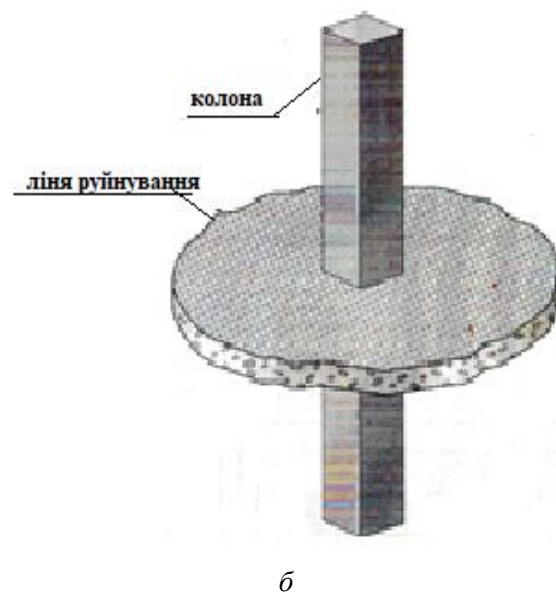
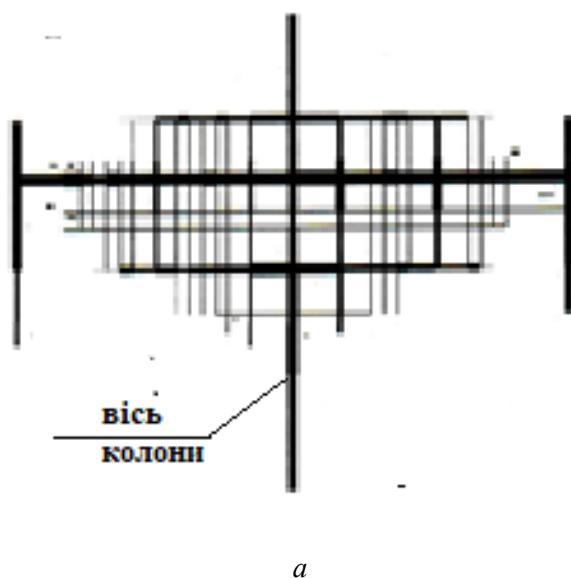


Рис. 3. Механізм руйнування залізобетонних монолітних безбалкових плит перекриттів каркасно монолітних будівель від вибухових впливів:

a – схема розподілу інтенсивності ліній руйнування; *б* – ділянка основного руйнування

Fig. 3. The mechanism of destruction of reinforced concrete monolithic non-beam slabs of frame-monolithic buildings from explosive impacts:

a – diagram of distribution of destruction intensity; *b* – main destruction zone.

Раціональним видом підсилення небезпечних ділянок монолітних залізобетонних плит перекриття може бути зовнішнє армування – приклеювання армувальних матів у вигляді тканин, ламелей або сіток з вуглецевого волокна до верхніх зон плит біля вертикальних опор. Вуглецеве волокно – це мате-

ріал з тонких ниток від 3 до 15 мкм, утворених переважно атомами вуглецю, які об'єднані в мікроскопічні, вирівняні паралельно, кристали, які надають волокну велику міцність на розтягування. Вуглецеве волокно має високу силу натягування, малу густину, низький коефіцієнт температурного розши-

рення і хімічної інертності та високу тепло-стійкість (при теплових впливах до 1600...2000°C за відсутності кисню механічні показники волокна не змінюються).

Ефективність зовнішнього армування небезпечних ділянок монолітних залізобетонних плит перекриттів каркасно-монолітних висотних будівель полягає у підвищенні несучої здатності всього остову будівлі на сприйняття епізодичних вибухових впливів без зміни структурної схеми рамного каркаса у цілому. Зовнішнє армування вуглецевим волокном доцільно також використовувати для підсилення залізобетонних, металевих, кам'яних і дерев'яних конструкцій будівель з метою усунення наслідків руйнування матеріалів і корозії арматури, які зазнали незначних руйнувань від вибухових впливів.

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В результаті широкомасштабного вторгнення військ російської федерації на територію України була зруйнована велика кількість будівель і споруд, а населення зазнало ударно-вибухових і вогневих уражень. Для збереження життя людей в Україні необхідно проєктувати вибухостійкі будівлі з монолітними залізобетонними каркасами і приміщеннями цивільного захисту населення, розміщеними нижче спланованого рівня землі. Плити перекриттів приміщень цивільного захисту населення, розміщені в підземних поверхнях вибухостійкої будівлі, треба проєктувати монолітними залізобетонними ребристими з системами з головних і другорядних балок або з перехресно розташованих балок жорстко закріплених до вертикальних несучих конструкцій.

Аналіз характеру розподілу вибухових впливів на висотні каркасно-монолітні будівлі свідчить про необхідність підсилення небезпечних ділянок плит міжповерхових перекриттів і покриття.

Доцільно підсилювати небезпечні ділянки монолітних залізобетонних плит безбалкових перекриттів зовнішнім армуванням –

приклеюванням армувальних матів з вуглецевого волокна до верхніх зон плит біля вертикальних опор.

ЛІТЕРАТУРА

1. Гетун Г. В., Куліков П. М., Плоский В. О., Чернишев Д. О. Конструкції будівель і споруд. Книга 2. Нежитлові будівлі. *Підручник для вищих навчальних закладів* / Гетун Г. В., Куліков П. М., Плоский В. О., Чернишев Д. О. – Кам'янець-Подільський: Друкарня «Рута», 2023 р. – 900 с.: іл.
2. Гетун Г. В., Безклубенко І. С., Соломін А. В., Баліна О. І. Особливості об'ємно-планувальних рішень захисних споруд цивільного захисту // *Сучасні проблеми архітектури та містобудування*. – 2023. – Вип. 67, с. 216-225.
3. Гетун Г. В., Колякова В. М., Соломін А. В., Безклубенко І. С. (2022). Особливості проєктування сталевих сейсмостійких конструкцій висотних будівель. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (11), 18–31.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.18-31>
4. Getun G., Butsenko Y., Balina O., Bezklubenko I., Solomin A. Дифузійні процеси з накопичувальними характеристиками при експлуатації будівель // *Strength of materials and theory of structures*. – 2019. – Issue 102, p. 243-251.
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2019.102.243-251>
5. Getun G., Butsenko Y., Labzhinsky V., Balina O., Bezklubenko I., Solomin A. Situations forecasting and decision-making optimization based on markovs finite chains in areas with industrial pollutios. // *Strength of materials and theory of structures*. – 2020. – Issue 104, p. 164-174.
6. ДБН В.1.1-7-2016. Технічні норми, правила і стандарти. Загальнотехнічні вимоги до життєвого середовища та продукції будівельного призначення. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. *Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги*. – К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 41 с.
7. ДБН В.1.1-12:2014. Технічні норми, правила і стандарти. Загальнотехнічні вимоги до життєвого середовища та продукції будівельного призначення. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. *Будівництво у сейсмічних районах України*. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 110 с.

8. **ДБН В.1.2-2:2006.** Технічні норми, правила і стандарти. Загальнотехнічні вимоги до життєвого середовища та продукції будівельного призначення. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2007. – 60 с.
9. **ДБН В.1.2-14:2018** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі зміною № 1 [Чинні від 02.08.2018]- Київ: Державне агентство з питань будівництва та житлово-комунального господарства України, - 20018. – 36 с.
10. **ДБН В.2.2.5-97** Технічні норми, правила і стандарти. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Будинки і споруди. Захисні споруди цивільної оборони – К.: «Держкоммістобудування», 1998. – 80 с.
11. **ДБН В. 2.2-41-2019.** Технічні норми, правила і стандарти. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Будинки і споруди. Висотні будівлі. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України 2019. – 53 с.
12. **ДБН В.2.6-98:2009.** Технічні норми, правила і стандарти. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
13. **ДСТУ-Н Б В.1.1-36:2016.** Технічні норми, правила і стандарти. Загальнотехнічні вимоги до життєвого середовища та продукції будівельного призначення. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною безпекою. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 61 с.
14. **ДСТУ Б В.2.6-156:2010.** Технічні норми, правила і стандарти. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
15. Design Guidance for Shelters and Safe Rooms/ Risk Management Series // FEMA 453 I May 2006. – 174 p.
16. **Іванченко Г. М., Гетун Г. В., Безклубенко І. С., Соломін А. В.** Особливості конструювання та розрахунків складних залізобетонних рам будівель // *Опір матеріалів і теорія споруд*. – 2023. – вип. 110, с. 108-117.
[DOI: 10.32347/2410-2547.2023.110.108-117](https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.110.108-117)
17. **Іванченко Г. М., Гетун Г. В., Безклубенко І. С., Соломін А. В.** Вплив вибухових навантажень на будівлі та споруди цивільного захисту населення // *Опір матеріалів і теорія споруд*. – 2023. – вип. 111, с. 108-117.
18. **Куліков П. М., Плоский В. О., Гетун Г. В.** Архітектура будівель та споруд Книга 5. Промислові будівлі: Підручник для вищих навчальних закладів / Куліков П. М., Плоский В. О., Гетун Г. В. – Кам'янець-Подільський: Видавництво «Ліра-К», Друкарня «Рута», 2020 р. – 820 с.: іл.
19. **Куліков П. М., Плоский В. О., Гетун Г. В.** Конструкції будівель і споруд Книга 1: Підручник для вищих навчальних закладів / Куліков П. М., Плоский В. О., Гетун Г. В. – Кам'янець-Подільський: Видавництво «Ліра-К», Друкарня «Рута», 2021 р. – 880 с.: іл.
20. **Плоский В. О., Гетун Г. В.** Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки: Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання третє, перероблене і доповнене / Плоский В. О., Гетун Г. В. – Кам'янець-Подільський: Видавництво «Рута». 2017 р. – 736 с.: іл.
21. **Плоский В. О., Гетун Г. В., Мартинов В. Л., Сергейчук О. В., Віроцький В. Д., Запривода В. І., Кріпак В. Д., Лавріненко Л. І., Малишев О. М.** Архітектура будівель та споруд. Книга 4. Технічна експлуатація та реконструкція будівель: Підручник для вищих навчальних закладів. – / Плоский В. О., Гетун Г. В., Мартинов В. Л., Сергейчук О. В., Віроцький В. Д., Запривода В. І., Кріпак В. Д., Лавріненко Л. І., Малишев О. М. – Кам'янець-Подільський: Видавництво «Рута». 2018 р. – 750 с.: іл
22. **Думич А., Колякова В., Третяк Д.** Конструктивні особливості внутрішньо-квартирних укриттів». /*Тези доповідей IV Міжнародної науково-практичної конференції "Будівлі та споруди спеціального призначення: матеріали та конструкції"*.- Київ, КНУБА.- с. 105-106.
23. **Думич А.** Вплив вибухової хвилі на напружено-деформований стан конструкцій укриття [Електронний ресурс] / А. Думич, В. Колякова, А. Сердечна // робоча програма міжна

родної науково-практичної конференції молодих вчених «BUILD-MASTER-CLASS-2023». – 2023. – Режим доступу до ресурсу: <https://drive.google.com/file/d/1Tixi2BbXFbTCEqfCMrdQ3LRsn99bjefx/view>.

24. ДБН В.2.2-5:2023 "Захисні споруди цивільного захисту." [Чинні від 01.11.2023] - Київ: Державне агентство з питань будівництва та житлово-комунального господарства України, - 2023. – 122 с.

REFERENCES

1. Hetun H. V., Kulikov P. M., Ploskyi V. O., Chernyshev D. O. Konstruktsii budivel i sporud. // Knyha 2. Nezhytlovi budivli. Pidruchnyk dlia vyshchyykh navchalnykh zakladiv / Hetun H. V., Kulikov P. M., Ploskyi V. O., Chernyshev D. O. – Kamianets-Podilskyi: Drukarnia «Ruta», 2023 r. – 900 s.: il.
2. Hetun H. V., Bezklubenko I. S., Solomin A. V., Balina O. I. Osoblyvosti obiemno-planuvalnykh rishen zakhysnykh sporud tsyvilnoho zakhystu // Suchasni problemy arkhitektury ta mistobuduvannia. – 2023. – Vyp. 67, s. 216-225.
3. Hetun H. V., Koliakova V. M., Solomin A. V., Bezklubenko I. S. (2022). Osoblyvosti proiektuvannia stalevykh seismostiikykh konstruktsii vysotnykh budivel. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka*, (11), 18–31. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.18-31>
4. Getun G., Butsenko Y., Balina O., Bezklubenko I., Solomin A. Dyfuziini protsesy z nakopychuvalnymy kharakterystykamy pry ekspluatatsii budivel // *Strength of materials and theory of structures*. – 2019. – Issue 102, p. 243-251. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2019.102.243-251>
5. Getun G., Butsenko Y., Labzhinsky V., Balina O., Bezklubenko I., Solomin A. Situations forecasting and decision-making optimization based on markovs finite chains in areas with industrial pollutios. // *Strength of materials and theory of structures*. – 2020. – Issue 104, p. 164-174.
6. ДБН В.1.1-7:2016. Tekhnichni normy, pravyla i standarty. Zahalno-tekhnichni vymohy do zhyttievoho seredovyscha ta produktsii budivelnogo pryznachennia. Zakhyst vid nebezpechnykh heolohichnykh protsesiv, shkidlyvykh ekspluatatsiinykh vplyviv, vid pozhezhi. *Pozhezhna bezpeka ob'ektiv budivnytstva. Zahalni vymohy*. – K.: Minrehionbud Ukrainy, 2017. – 41 s.
7. ДБН В.1.1-12:2014. Tekhnichni normy, pravyla i standarty. Zahalnotekhnichni vymohy do zhyttievoho seredovyscha ta produktsii budivelnogo pryznachennia. Zakhyst vid nebezpechnykh heolohichnykh protsesiv, shkidlyvykh ekspluatatsiinykh vplyviv, vid pozhezhi. *Budivnytstvo u seismichnykh raionakh Ukrainy*. – K.: Minrehionbud Ukrainy, 2014. – 110 s.
8. ДБН В.1.2-2:2006. Tekhnichni normy, pravyla i standarty. Zahalnotekhnichni vymohy do zhyttievoho seredovyscha ta produktsii budivelnogo pryznachennia. Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnnykh ob'ektiv. Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia. – K.: Minbud Ukrainy, 2007. – 60 s.
9. ДБН В.1.2-14:2018 Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnnykh ob'ektiv. Zahalni pryntsyipy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud. Zi Zminoiu № 1 [Chynni vid 02.08.2018]- Kyiv: Derzhavne ahentstvo z pytan budivnytstva ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Ukrainy, - 20018. – 36 s
10. ДБН В.2.2.5-97 Tekhnichni normy, pravyla i standarty. Obiekyt budivnytstva ta promyslova produktsiia budivelnogo pryznachennia. Budynky i sporudy. Zakhysni sporudy tsyvilnoi oborony – K.: «Derzhkommistobuduvannia», 1998. – 80 s.
11. ДБН В. 2.2-41-2019. Tekhnichni normy, pravyla i standarty. Obiekyt budivnytstva ta promyslova produktsiia budivelnogo pryznachennia. Budynky i sporudy. Vysotni budivli. Osnovni polozhennia. – K.: Minrehionbud Ukrainy 2019. – 53 s.
12. ДБН В.2.6-98:2009. Tekhnichni normy, pravyla i standarty. Obiekyt budivnytstva ta promyslova produktsiia budivelnogo pryznachennia. Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia. – K.: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 71 s.
13. DSTU-NB В.1.1-36:2016. Tekhnichni normy, pravyla i standarty. Zahalnotekhnichni vymohy do zhyttievoho seredovyscha ta produktsii budivelnogo pryznachennia. Zakhyst vid nebezpechnykh heolohichnykh protsesiv, shkidlyvykh ekspluatatsiinykh vplyviv, vid pozhezhi. Vyznachennia katehorii prymishchen, budynkiv ta zovnishnykh ustanovok za vybukhopozhezhnoi ta pozhezhnoi bezpekoiu. – K.: Minrehionbud Ukrainy, 2016. – 61 s.
14. DSTU В.2.6-156:2010. Tekhnichni normy, pravyla i standarty. Obiekyt budivnytstva ta

- promyslova produktsiia budivelnogo pryznachennia. Konstruktsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannia. – K.: Minrehionbud Ukrainy, 2011. – 118 s.
15. Design Guidance for Shelters and Safe Rooms/ Risk Management Series // FEMA 453 I May 2006. – 174 p.
 16. **Ivanchenko H. M., Hetun H. V., Bezklubenko I. S., Solomin A. V.** Osoblyvosti konstruiuvannia ta rozrakhunkiv skladnykh zalizobetonnykh ram budivel // *Opir materialiv i teorii sporud.* – 2023. – vyp. 110, s. 108-117.
[DOI: 10.32347/2410-2547.2023.110.108-117](https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.110.108-117)
 17. **Ivanchenko H. M., Hetun H. V., Bezklubenko I. S., Solomin A. V.** Vplyv vybukhovyykh navantazhen na budivli ta sporudy tsyvilnoho zakhystu naselennia // *Opir materialiv i teorii sporud.* – 2023. – vyp. 111, s. 108-117.
 18. **Kulikov P. M., Ploskyi V. O., Hetun H. V.** Arkhitektura budivel ta sporud Knyha 5. Promyslovi budivli: Pidruchnyk dlia vyshchykh navchalnykh zakladiv / Kulikov P. M., Ploskyi V. O., Hetun H. V. – Kamianets-Podilskyi: Vydavnytstvo «Lira-K», Drukarnia «Ruta», 2020 r. – 820 s.: il.
 19. **Kulikov P. M., Ploskyi V. O., Hetun H. V.** Konstruktsii budivel i sporud Knyha 1: Pidruchnyk dlia vyshchykh navchalnykh zakladiv / Kulikov P. M., Ploskyi V. O., Hetun H. V. – Kamianets-Podilskyi: Vydavnytstvo «Lira-K», Drukarnia «Ru-ta», 2021 r. – 880 s.: il.
 20. **Ploskyi V. O., Hetun H. V.** Arkhitektura budivel ta sporud. Knyha 2. Zhytlovi budynky: Pidruchnyk dlia vyshchykh navchalnykh zakladiv. – Vydannia tretie, pereroblene i dopovnene / Ploskyi V. O., Hetun H. V. – Kamianets-Podilskyi: Vydavnytstvo «Ruta». 2017 r. – 736 s.: il.
 21. **Ploskyi V. O., Hetun H. V., Martynov V. L., Serheichuk O. V., Virotskyi V. D., Zapryvoda V. I., Kripak V. D., Lavrinenko L. I., Malyshev O. M.** Arkhitektura budivel ta sporud. Knyha 4. Tekhnichna ekspluatatsiia ta rekonstruktsiia budivel: Pidruchnyk dlia vyshchykh navchalnykh zakladiv. – / Ploskyi V. O., Hetun H. V., Martynov V. L., Serheichuk O. V., Virotskyi V. D., Zapryvoda V. I., Kripak V. D., Lavrinenko L. I., Malyshev O. M. – Kamianets-Podilskyi: Vydavnytstvo «Ruta». 2018 r. – 750 s.: il.
 22. **Dumych A., Koliakova V., Tretiak D.** Konstruktyvni osoblyvosti vnutrishno-kvartyrnykh ukryttiv. / *Tezy dopovidei IV Mizhnarodnoi naukovo-praktychnoi konferentsii "Budivli ta sporudy spetsialnogo pryznachennia: materialy ta konstruktsii"*. – Kyiv, KNUBA. – s. 105-106.
 23. **Dumych A.** Vplyv vybukhovoi khvyli na napruzhenno-defrmovanyi stan konstruktsii ukryttia [Elektronnyi resurs] / A. Dumych, V. Koliakova, A. Serdechna // *Robocha prohrama mizhnarodnoi naukovo-praktychnoi konferentsii molodykh vchenykh «BUILD-MASTER-CLASS-2023»*. – 2023. – Rezhym dostupu do resursu: <https://drive.google.com/file/d/1Tixi2BbXFBTCeqfCMrdQ3LRsn99bjefx/view>.
 24. **DBN V.2.2-5:2023** Zakhysni sporudy tsyvilnoho zakhystu. [Chynni vid 01.11.2023] - Kyiv: Derzhavne ahentstvo z pytan budivnytstva ta zhytlovo-komunalnogo hospodarstva Ukrainy, - 2023. – 122 s.

CONSTRUCTIVE SOLUTIONS FOR EXPLOSION-RESISTANT BUILDINGS WITH CIVIL PROTECTION FACILITIES

Galyna GETUN,
Vira KOLIAKOVA,
Iryna BEZKLUBENKO,
Andriy SOLOMIN

Summary. In the conditions of the large-scale war led by Russia in Ukraine, the issue of designing blast-resistant buildings with civil defense facilities that can withstand additional special loads and impacts has become crucial. These impacts include artillery and missile attacks, bomb explosions, blast waves, and the spread of fires, among others. An analysis of the consequences of building and structure destruction resulting from military operations indicates that reinforced concrete structures of buildings have superior load-bearing capacity compared to traditional brick and steel frames of pavilion-type buildings.

Reinforced concrete is a non-combustible material with significant mass, improving its inertial resistance. It possesses high strength and plasticity characteristics, allowing it to deform and redistribute forces between adjacent structures, thereby preventing progressive collapse – the cascading destruction of buildings.

The main principles of designing blast-resistant reinforced concrete frames for high-rise buildings involve rational constructive systems and schemes with simple and compact configurations and symmetrical plans. The structural solution of the reinforced concrete frame must ensure the redistribution of gravity loads between adjacent

structures. Therefore, the joints of vertical and horizontal structures must be plastic, capable of dissipating a significant amount of explosion energy. The load-bearing elements of building structures must withstand cycles of large deformations in different directions, such as pressures from the lifting of floor slabs opposing ordinary gravity loads.

For buildings classified with medium (CC2) and significant (CC3) consequences, where more than 50 individuals are constantly present or periodically more than 100 people, it is necessary to design civil protection premises. These premises should be strategically located below the planned ground level.

The constructions of civil protection premises located in the underground floors of an explosion-proof building must withstand all types of main and episodic loads and impacts and resist the spread of fire. Building frames with monolithic reinforced concrete ribbed ceilings and systems of main and secondary beams or transversely located beams rigidly fixed to vertical supporting structures –

columns, pylons, walls – can withstand such loads best.

The article investigates the reasons for the destruction of reinforced concrete slabs in high-rise frame monolithic buildings when subjected to bending or pressure from explosive loads below. It also explores the potential twisting of the building as a result of reverse explosive effects.

The article presents measures to strengthen sections of floor structures in high-rise frame monolithic buildings that may be destroyed due to reverse explosive loads and upward pressure from explosive forces. The expediency of reinforcing critical areas of monolithic reinforced concrete floor slabs with external reinforcement – adhering reinforcing mats in the form of fabrics, lamellas, or carbon fiber nets to the upper zones of slabs near vertical supports – is justified.

Keywords. Building; protective structure; load; explosive impact; shock wave; structure; deformation; frame system; floor slab; nodes of reinforced concrete frames.

Стаття надійшла до редакції 6.09.23

DOI: 10.32347/2522-4182.13.2023.51-61
 УДК 004.92:[624.012.45+624.016](624.94)

РЕАЛІЗАЦІЯ ПРИНЦИПІВ БУДІВЕЛЬНОГО ІНФОРМАЦІЙНОГО МОДЕЛЮВАННЯ (BIM) ТА ІНФОРМАЦІЙНИХ ТЕХНОЛОГІЙ РОЗРАХУНКУ ПРИ ПРОЄКТУВАННІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ І СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КАРКАСНИХ БУДІВЕЛЬ

Вячеслав АДАМЕНКО¹, Олег РОМАНИШЕН²

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

¹vchsvet@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0002-7469-9585>

²olegromanyshen@gmail.com, <https://orcid.org/0009-0001-0925-8329>

Анотація. Проаналізовано розвиток будівельного інформаційного моделювання в історичному контексті, зокрема, САД-систем для 2D та 3D моделювання, які вважаються предтечею сучасних систем BIM моделювання, систем параметричного 3D моделювання, використання інформаційних технологій при розрахунках будівельних конструкцій, питання сумісного використання систем будівельного інформаційного моделювання та інформаційних технологій розрахунку будівельних конструкцій.

На прикладі 20-ти поверхової каркасно-монолітної житлової будівлі, продемонстровано послідовність створення будівельної інформаційної моделі в ПК САПФІР, формування розрахункової моделі залізобетонного каркасу в ПК Ліра-САПР за рахунок прямої інтеграції вказаних програмних комплексів, розглянуті питання підготовки будівельної інформаційної моделі в ПК САПФІР до її передачі в ПК Ліра-САПР, а також, питання доопрацювання розрахункової моделі в ПК Ліра-САПР, зокрема, призначення характеристик жорсткостей та навантажень, підбору армування елементів конструкцій.

Розглянуто послідовність створення розрахункової моделі сталезалізобетонного каркасу для трьох варіантів сталезалізобетонних колон: трубобетонні колони; трубобетонні колони з жорстким армуванням перехресними сталевими смугами; трубобетонні колони з жорстким армуванням з перехресних двотаврів.

Для обраних найбільш навантажених колон, переважно першого поверху, що працюють за умов центрального або позакцентрового стиску, продемонстровано послідовність формування



Вячеслав АДАМЕНКО
 доцент кафедри металевих і
 дерев'яних конструкцій,
 к.т.н., доцент



Олег РОМАНИШЕН
 магістр

уточнених розрахункових моделей, шляхом моделювання вказаних колон та ділянок їх примикання до плит перекриття об'ємними 3D скінченними елементами. Приведено ізополі еквівалентних напружень, а також, окремо ізополі еквівалентних напружень сталевих оболонки та окремо бетонного осердя колон.

Ключові слова. BIM; BIM-технології; інформаційне моделювання; 3D моделювання; залізобетонні конструкції; сталезалізобетонні конструкції; залізобетонні каркасні будівлі, сталезалізобетонні каркасні будівлі.

ВСТУП

Сучасний розвиток комп'ютерної техніки, її обчислювальних можливостей, дозволяє застосовувати інформаційні технології при проєктуванні та розрахунках будівельних конструкцій.

© В. АДАМЕНКО, О. РОМАНИШЕН, 2023

цій. Зокрема, інформаційні системи будівельного інформаційного моделювання у зв'язі з комп'ютерними технологіями розрахунку будівельних конструкцій, дають можливість реалізувати комплексний підхід до процесу проєктування та розрахунку будівель і споруд, особливо це стосується залізобетонних та сталезалізобетонних каркасних будівель, які відрізняються насиченістю конструктивних елементів, а також, складністю їх чисельної реалізації.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

Концепція будівельного інформаційного моделювання відома починаючи з 1970-х років, проте її впровадження в практику проєктування суттєво залежало від обчислювальних можливостей комп'ютерної техніки. Предтечою сучасних систем будівельного інформаційного моделювання вважаються комп'ютерні системи Building Description System [1, 2]; розроблена під керівництвом Чарльза Істмана (Charles Eastman) GLIDE (Graphical Language for Interactive Design) [3], хоч і не була комерційно реалізована, проте запропонувала більш досконалий підхід твердотілого моделювання і інтеграції баз даних, та стала основою більш вданих версій комерційних продуктів; CAD-системи RUCAPS (Really Universal Computer-Aided Production System), яка складалася з 38-ми різних програм і працювала в 2 1/2 D просторі; CAD система Gable CAD була розроблена під операційну систему UNIX та дозволяла працювати в 2D та 3D просторі; 3D-система Sonata [4] була комерційно реалізована в 1986 році і була одним із лідерів того часу, та пізніше після її неочікуваного зникнення, була відтворена двома попередніми розробниками у вигляді комерційного продукту Reflex. Незалежно, орієнтовно в той самий час було засновано компанію Charles River Software, яка в 2000 році була перейменована в компанію Revit Technology Corporation, та придбана Autodesk в 2002 році. В роботах [5, 6] відзначається, що більшість функціоналу Reflex

наявно також і у Revit. Детальний огляд розвитку будівельного інформаційного моделювання в історичному контексті приведенний також в роботах [7, 8].

Питання розвитку CAD-систем, зокрема, параметричного 3D моделювання, для індустрії збірних залізобетонних конструкцій розглянуті в роботах [9, 10]. Послідовність експериментальних досліджень та використання інформаційних технологій при розрахунках монолітного ребристого перекриття силосу приведено в роботах [11, 12].

Автори праці [13] відпрацювали методику сумісного використання зв'язки програмних комплексів Revit – ADAPT для розрахунків і армування залізобетонних плит на прикладі 66-ти поверхової будівлі. В роботі [14] представлено можливості попередньо навченої нейромережі до проєктування залізобетонних балок за нормами США. В дослідженні [15] розроблено автоматизований алгоритм конструювання залізобетонної плити перекриття на основі результатів скінченно-елементного аналізу. Автори роботи [16] запропонували платформу інтеграції інтернету речей і BIM-системи для контролю будівництва будинків із збірного залізобетону.

Розвиток методів розрахунку і конструювання сталевих будівель розглянуто в роботі [17]. Система автоматизованого проєктування каркасних дерев'яних будинків, що реалізована на основі ПК Revit, запропонована в роботі [18]. Практичний приклад моделювання напружено-деформованого стану та підбору сталевих перерізів складних просторових конструкцій аеропорту за допомогою ПК Dlubal RSTAB та ПК Dlubal RFEM, приведено в роботі [19], досвід практичного впровадження BIM моделювання та інформаційних технологій розрахунку в навчальний процес, в роботі [20].

Переваги та недоліки проєктування, розрахунку і оптимізації будівельних конструкцій за допомогою будівельного інформаційного моделювання та інформаційних технологій розрахунку проаналізовано в роботі [21, 26]. Взаємодія конструктивної,

будівельної та архітектурної моделей з точки зору інженера-конструктора в рамках єдиної будівельної інформаційної моделі розглянута в роботі [22], питання автоматизації перевірки будівельних креслень висвітлено в роботі [23].

В роботі [24] за допомогою 3D розрахункових програмних комплексів проведено аналіз вогнестійкості вузлів сталевих конструкцій. Автори роботи [25, 27] приводять розрахункову модель залізобетонних конструкцій при підвищених температурах.

МЕТА ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

Мета та завдання дослідження полягає у вивченні можливості інтеграції систем будівельного інформаційного моделювання та систем інформаційних технологій розрахунку будівельних конструкцій при проектуванні залізобетонних і сталезалізобетонних каркасних будівель.

МАТЕРІАЛИ ТА МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Матеріали та методи дослідження включають практичну інтеграцію систем будівельного інформаційного моделювання та систем інформаційних технологій розрахунку будівельних конструкцій при проектуванні 20-ти поверхової залізобетонної і сталезалізобетонної каркасних будівель.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

У якості об'єкта дослідження прийнято 20-ти поверхову каркасно-монолітну житлову будівлю, з габаритними розмірами в плані 14 x 30.6 м, висотою поверхів 3.3 м, загальною максимальною висотою 72.5 м. Додатково, передбачено технічний, цокольний та підвальний поверхи. План типового поверху приведено на рис.1.

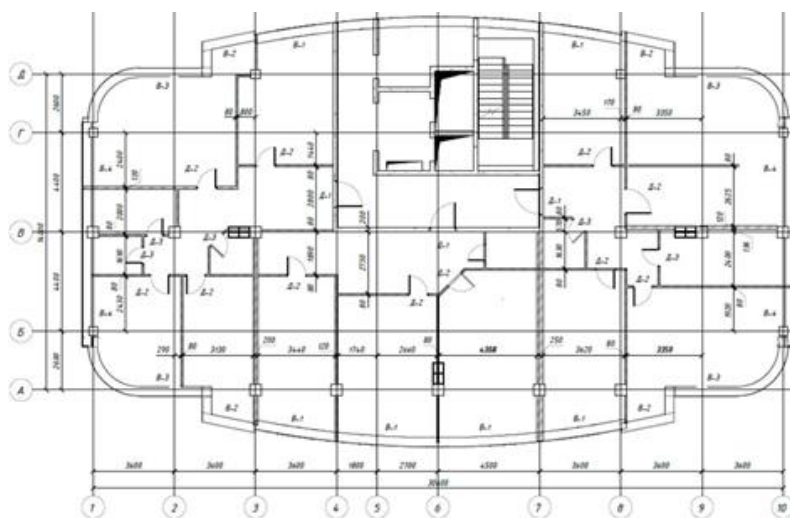


Рис.1. План типового поверху
Fig.1. Typical Floor Plan

Будівельна інформаційна модель багатоповерхового каркасно-монолітного житлового будинку побудована в ПК САПФІР. Стіни цокольного та підвального поверхів, що сприймають тиск ґрунту, а також, навантаження від поряд розташованого автотранспорту, змодельовані в ПК САПФІР у вигляді пластин (несучих стін), а перегородки - у вигляді навантаження. Влаштування стін цокольного та підвального поверхів приведено на рис. 2а.

При моделюванні колон, виставляються їх автоматичні інтерактивні прив'язки до відповідних верхніх та нижніх поверхів, що дає змогу в подальшому, при зміні висоти поверхів, автоматично змінювати їх значення (рис. 2б).

Сходові клітки, що включає фізичну і аналітичну модель, згенерована в ПК САПФІР автоматично, при цьому, додатково були призначені значення постійних і тимчасових

навантажень, а також, умови опирання в місцях перетину елементів сходової клітки з

каркасом будівлі. Типове влаштування сходових маршів і площадок приведено на рис. 2в.

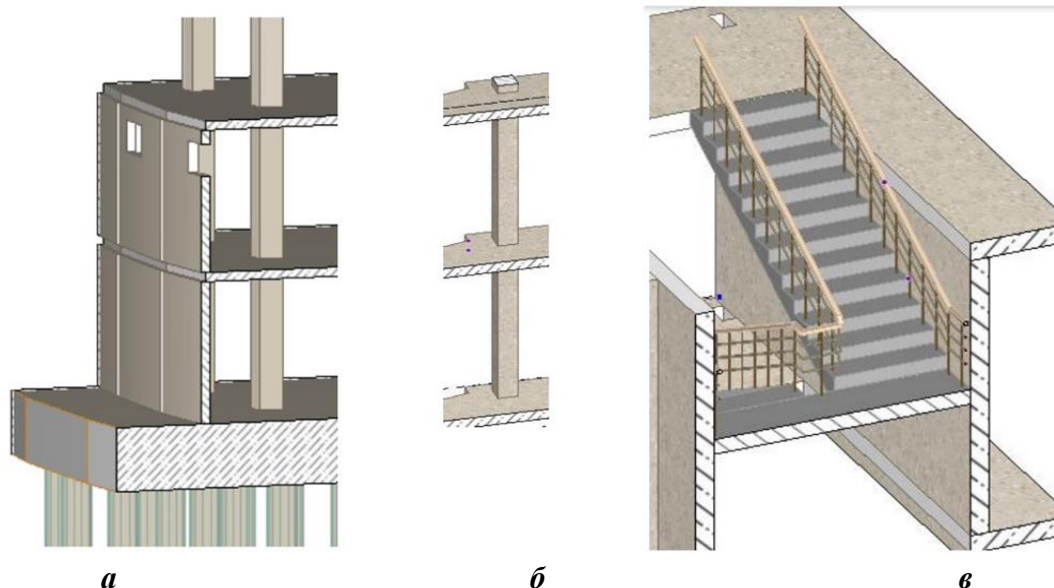


Рис.2. Конструктивні елементи в ПК САПФІР: *а* - влаштування стін цокольного та підвального поверхів; *б* - влаштування колон; *в* - типове влаштування сходових маршів і площадок

Fig.2. Structural Elements in PC SAPHIRE: *a* - arrangement of walls of the basement and cellar floors; *b* - arrangement of columns; *c* - typical arrangement of stair flights and landings

На наступному етапі, на основі будівельної інформаційної моделі ПК САПФІР створюється розрахункова модель в ПК Ліра-САПР, що є можливим завдяки прямій інтеграції вказаних програмних комплексів. Безпосередньому процесу формування розрахункової моделі передують процес доопрацювання конструктивної моделі із використанням операцій дотягування, вирівнювання, пошуку перетинів, редагування контурів, нанесення додаткових точок і ліній, які керують триангуляцією. Деякі з цих етапів можуть бути пропущені або, навпаки, повторені декілька разів. Ціллю таких операцій, є внесення додаткової інформації, яка дозволить генерувати коректну аналітичну модель. Зважаючи, що перерізи колон і діафрагм жорсткості відомі, також, автоматично формуємо контури продавлювання плит перекриття, шляхом створення абсолютно жорстких плит (АЖТ).

У якості характеристик жорсткостей, в першому наближенні, прийняті залізобетонні плити перекриття і покриття товщиною 200 мм, залізобетонні колони перерізом

500x500 мм і 400x400 мм., сходові марші і площадки товщиною 165 мм, ростверк товщиною 1400 мм, буроін'єкційні палі діаметром 620 або 820 мм. На основі даних інженерно-геологічних вишукувань, в системі ГРУНТ було створено відповідну модель ґрунту, а також, обчислено жорсткості паль. Клас бетону в усіх випадках прийнятий С20/25.

В якості навантажень, враховані навантаження від власної ваги, постійні навантаження від підлоги на перекриття, покрівлі на покриття, підлоги на сходові марші і площадки, перегородок і зовнішніх стін, тимчасові корисні навантаження на перекриття, покриття, сходові площадки і марші, снігові та вітрові навантаження, горизонтальне навантаження на стіни від тиску ґрунту та впливу транспортних засобів. Будівля віднесена до класу наслідків СС3.

Будівельна інформаційна модель в ПК САПФІР та розрахункова модель будівлі в ПК Ліра-САПР, приведені на рис. 3.



Рис.3. Будівельна інформаційна модель в ПК САПФІР (а) та розрахункова модель будівлі в ПК Ліра-САПР (б)

Fig.3. Building Information Model in PC SAPHIRE (a) and Structural Analysis Model in PC Lira-SAPR (b)

За результатами розрахунку залізобетонного каркасу в ПК Ліра-САПР отримані внутрішні зусилля в конструктивних елементах каркасу та результати підбору їх армування.

На основі скінченно-елементної моделі залізобетонного каркасу, також, було створено розрахункову модель сталезалізобетонного каркасу для трьох варіантів сталезалізобетонних колон: трубобетонні колони; трубобетонні колони з жорстким армуванням перехресними сталевими смугами; трубобетонні колони з жорстким армуванням з перехресних двотаврів.

По результатам аналізу підбраного армування, було обрано ряд найбільш навантажених колон, переважно першого поверху, що

працюють за умов центрального або позакентрового стискання, для яких було виконано уточнений розрахунок шляхом моделювання вказаних колон та ділянок їх примикання до плит перекриття об'ємними 3D скінченними елементами. Після моделювання обраних ділянок розрахункової моделі 3D скінченними елементами, розрахунок проводився в звичайному режимі, без жодних змін порівняно з основною схемою. Результати, отримані на основі уточненої розрахункової моделі залізобетонного каркасу для позакентрово-стиснутої колони приведені на рис. 4, сталезалізобетонного каркасу для трьох варіантів позакентрово-стиснутих сталезалізобетонних колон, на рис. 5-7

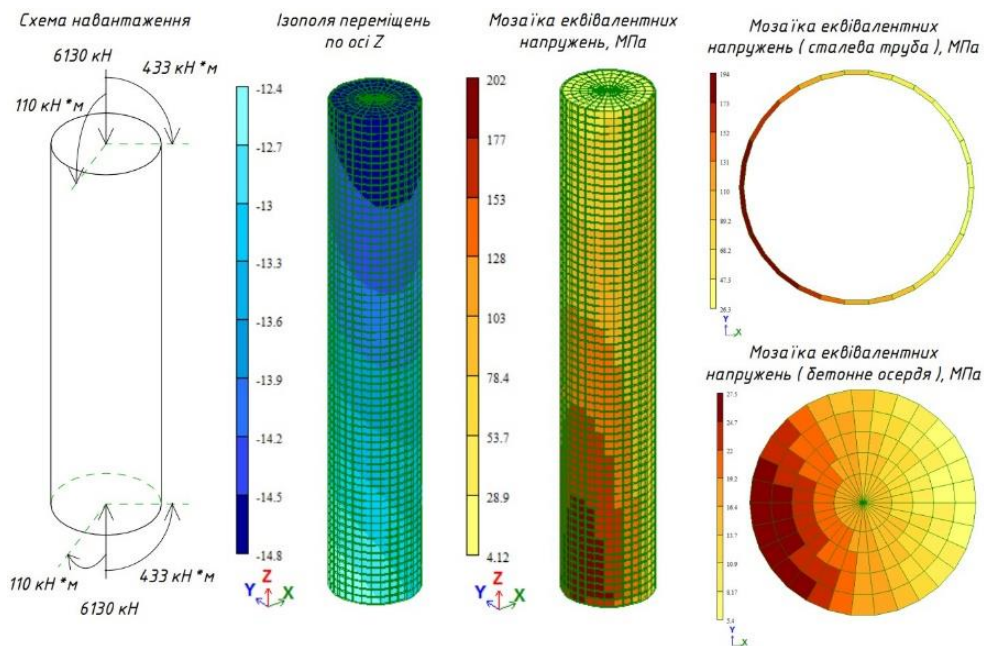


Рис.4. Скінченно-елементна модель залізобетонної колони перерізом 500 x 500 мм

Fig.4. Finite Element Model of a Reinforced Concrete Column with a Cross-section of 500 x 500 mm

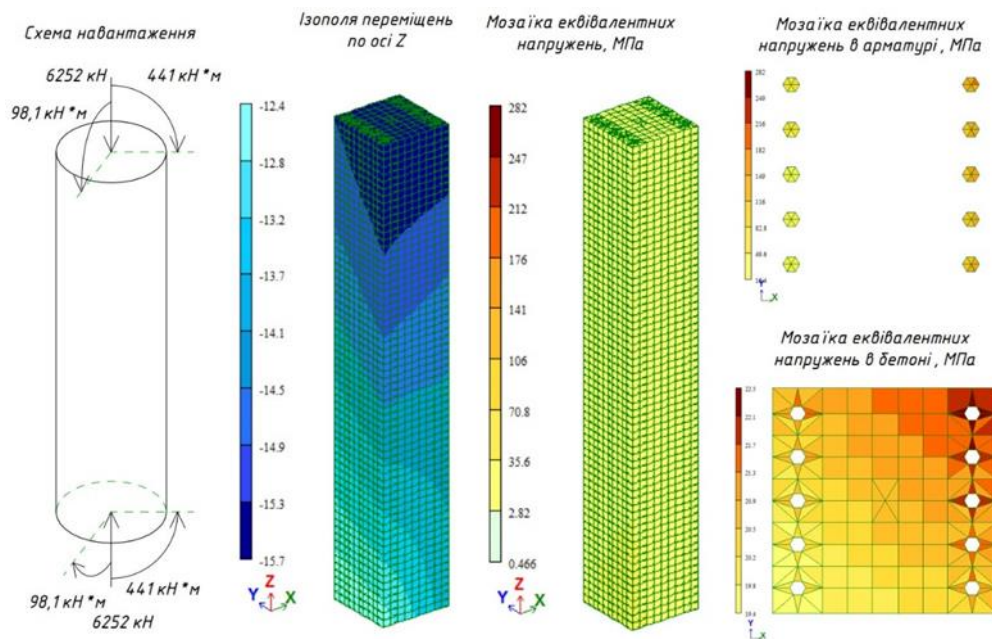


Рис.5. Скінченно-елементна модель трубобетонної колони перерізом 560 x 11 мм

Fig.5. Finite Element Model of a Tubular Concrete Column with a Cross-section of 560 x 11 mm

Для позацинтрово-стиснутої залізобетонної колони перерізом 500x500 (рис.4), при $N=6252$ кН, $M_x=441$ кНм, $M_y=98.1$ кНм, розподіл еквівалентних напружень по висоті колони змінний, залежить від напрямку дії найбільшого згинального моменту та варію-

ється, для арматури, від максимальних значень близько 282 МПа, до мінімальних близько 16.4 МПа (із протилежного боку), для бетону, від максимальних значень близько 22.5 МПа, до мінімальних близько 19.4 МПа (із протилежного боку)/

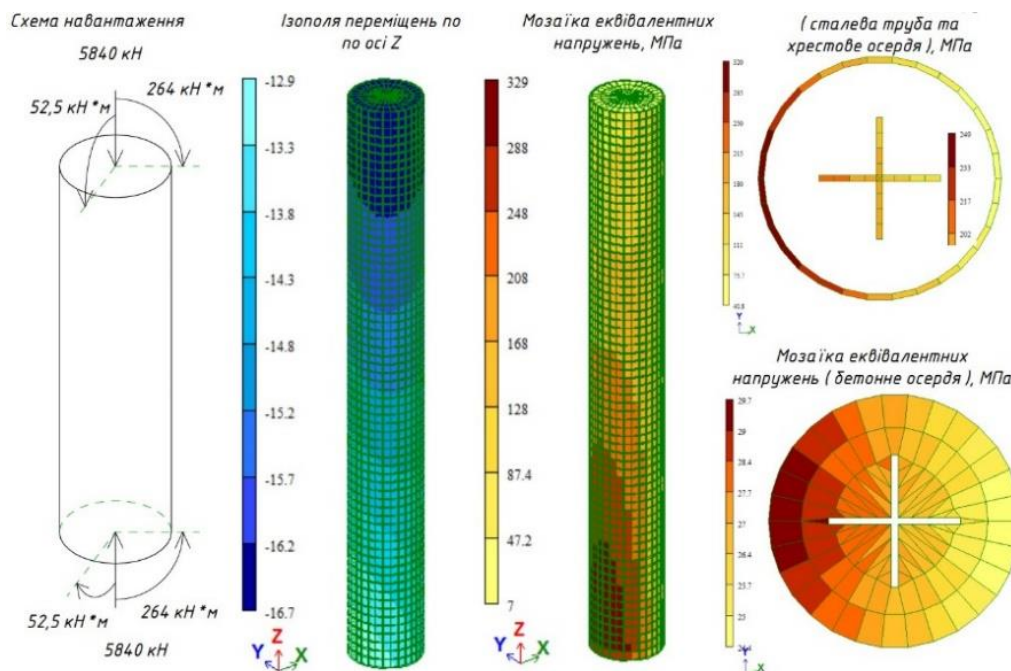


Рис.6. Скінченно-елементна модель трубобетонної колони перерізом 402 x 10 з жорстким армуванням перехресними сталевими смугами

Fig.6. Finite Element Model of a Tubular Concrete Column with a Cross-section of 402 x 10 with Stiff Reinforcement by Cross Steel Strips

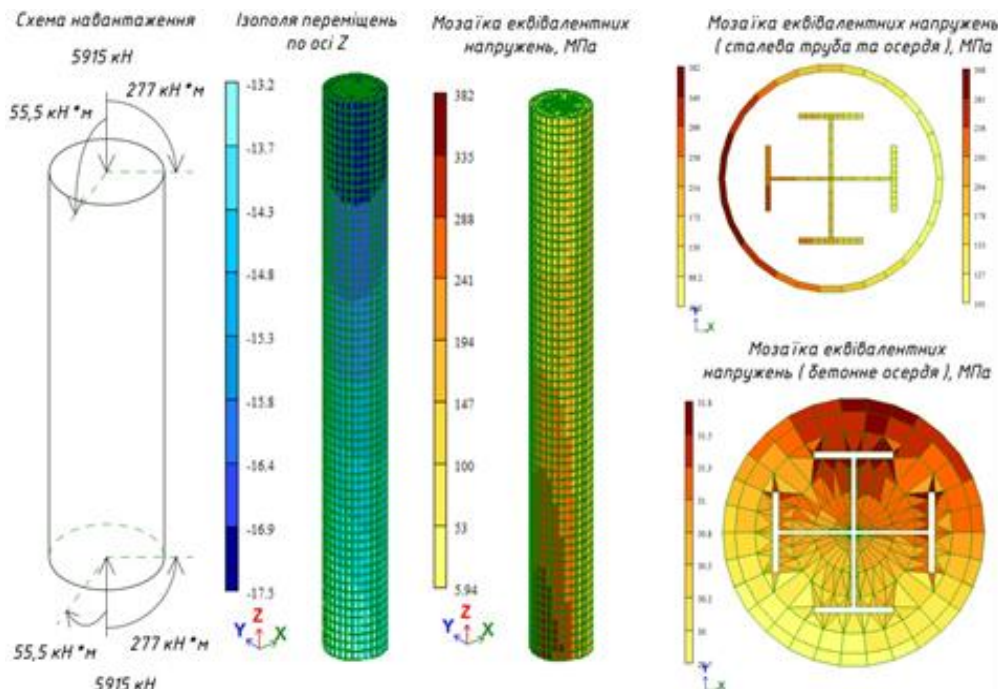


Рис.7. Скінченно-елементна модель трубобетонної колони перерізом 351 x 10 з жорстким армуванням з перехресних двотаврів

Fig.7. Finite Element Model of a Tubular Concrete Column with a Cross-section of 351 x 10 with Stiff Reinforcement from Cross Double T-sections

Аналогічно, для позацинтрово-стиснутих сталезалізобетонних колон (рис.5-7), розподіл еквівалентних напружень по висоті колон змінний, залежить від напрямку дії найбільшого згинального моменту та варіюється, зокрема, для трубобетонної колони перерізом 560x11 (рис.5), при $N=6130$ кН, $M_x=433$ кНм, $M_y=110$ кНм, для зовнішньої сталевий оболонки, від максимальних значень близько 194 МПа, до мінімальних близько 26.3 МПа (із протилежного боку), для внутрішнього бетонного осердя, від максимальних значень близько 27.5 МПа, до мінімальних близько 5.4 МПа (із протилежного боку). Для трубобетонної колони перерізом 402x10 з жорстким армуванням перехресними сталевими смугами (рис.6), при $N=5840$ кН, $M_x=264$ кНм, $M_y=52.5$ кНм, в зовнішній сталевій трубі максимальні еквівалентні напруження складають 320 МПа, мінімальні – 40.8 МПа (із протилежного боку), у сталевих смугах максимальні значення складають 249 МПа, мінімальні – 202 МПа, у бетонному осерді, максимальні значення складають 29.7 МПа, мінімальні – 24.4 МПа (із протилежного боку). Для варіанту трубобетонної колони перерізом 351x10 з жорстким армуванням з перехресних двотаврів (рис.7), при $N=5915$ кН, $M_x=277$ кНм, $M_y=55.5$ кНм, в зовнішній сталевій трубі максимальні еквівалентні напруження складають 382 МПа, мінімальні – 46.2 МПа (із протилежного боку), у двотаврових елементах максимальні значення складають 308 МПа, мінімальні – 101 МПа, у бетонному осерді, максимальні значення складають 31.8 МПа, мінімальні – 29.7 МПа (із протилежного боку).

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. Реалізовано варіант сумісного використання систем будівельного інформаційного моделювання та систем інформаційних технологій розрахунку будівельних конструкцій при проєктуванні залізобетонних і сталезалізобетонних каркасних будівель.

2. На основі уточнених розрахункових моделей, отримані нові дані щодо напру-

жено-деформованого стану складових елементів конструкцій залізобетонних та сталезалізобетонних колон.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Eastman, C.M.** (1974). An Outline of the Building Description System. *Research Report No. 50. Institute of Physical Planning, Carnegie-Mellon University.*
2. **Eastman, C.** (1975). The Use of Computers Instead of Drawings in Building Design. *AIA Journal.*
3. **Eastman, C., & Henrion, M.** (1977). GLIDE a language for design information systems. *ACM SIGGRAPH Computer Graphics. 11.* 24-33.
<https://doi.org/10.1145/563858.563863>
4. **See, Richard.** (2007). Building Information Models and Model Views. *Journal of Building Information Modeling (JBIM). National Institute of Building Sciences.*
5. **Ingram, Jonathan** (2020). Understanding BIM: The Past, Present and Future. *Routledge.*
6. **Miller, Kasper** (January–February 2022). Exploring BIM's hidden past. *AEC Magazine.*
7. **Borkowski, A. S.** (2023). Evolution of BIM: epistemology, genesis and division into periods. *Journal of Information Technology in Construction (ITcon), 28(34),* 646-661,
<https://doi.org/10.36680/j.itcon.2023.034>
8. **Volk, R.; Stengel, J.; Schultmann, F.** (2014). Building Information Models (BIM) for existing buildings – literature review and future needs. *Automation in Construction 38, pp.109-127,*
<https://doi.org/10.1016/j.autcon.2013.10.023>
9. **Sacks, R., Eastman, C. M., & Lee, G.** (2004). Parametric 3D modeling in building construction with examples from precast concrete. *Automation in Construction, 13(3),* 291–312, DOI:
[https://doi.org/10.1016/S0926-5805\(03\)00043-8](https://doi.org/10.1016/S0926-5805(03)00043-8)
10. **Eastman, C. & Lee, G. & Sacks, G..** (2004). Development of a Knowledge-Rich CAD System for the North American Precast Concrete Industry. Connecting Crossroads of Digital Discourse [Proceedings of the 2003 Annual Conference of the Association for Computer Aided Design In Architecture / ISBN 1-880250-12-8] Indianapolis (Indiana) 24-27 October 2003, pp. 207-215.
11. **Адаменко, В. М.** (2015). Методика експериментальних досліджень деформованого стану монолітного ребристого перекриття силосу. *Містобудування та територіальне планування, (55),* 9-13.

12. Адаменко, В. М. (2015). Чисельне моделювання напружено-деформованого стану монолітного ребристого перекриття силосу. *Основи та фундаменти* (36), 48–56.
13. Cho, Y.S., Lee, S.I. and Bae, J.S. (2014), Reinforcement Placement in a Concrete Slab Object Using Structural Building Information Modeling. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 29: 47–59
<https://doi.org/10.1111/j.1467-8667.2012.00794.x>
14. Jeong, J., & Jo, H. (2021, October 22). Deep reinforcement learning for automated design of reinforced concrete structures. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 36(12), 1508–1529.
<https://doi.org/10.1111/mice.12773>
15. Eleftheriadis, S., Duffour, P., Stephenson, B., & Mumovic, D. (2018, December). Automated specification of steel reinforcement to support the optimisation of RC floors. *Automation in Construction*, 96, 366–377.
<https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.10.005>
16. Li, C. Z., Xue, F., Li, X., Hong, J., & Shen, G. Q. (2018). An Internet of Things-enabled BIM platform for on-site assembly services in prefabricated construction. *Automation in Construction*, 89, 146–161.
<https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.01.001>
17. Адаменко, В. (2022). Розвиток методів розрахунку і конструювання сталевих будівель і споруд: від Ейфелевої вежі до національного стадіону Сінгапурського спортивного комплексу. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (11), 32–43, DOI:
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.32-43>
18. Liu, H., Singh, G., Lu, M., Bouferguene, A., & Al-Hussein, M. (2018). BIM-based automated design and planning for boarding of light-frame residential buildings. *Automation in Construction*, 89, 235–249.
<https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.02.001>
19. Adamenko, V., & Mavdiuk, A. (2020). Дослідження впливу ефектів другого порядку на прикладі сталевих каркасів аеропорту. *Містобудування та територіальне планування*, (72), 176–186,
<https://doi.org/10.32347/2076-815x.2020.72.176-186>.
20. Адаменко, В. (2022). Досвід впровадження BIM-технологій в навчальний процес на кафедрі металевих і дерев'яних конструкцій КНУБА. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (10), 66–78,
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.56-68>
21. Chi, H. L., Wang, X., & Jiao, Y. (2014, September 7). BIM-Enabled Structural Design: Impacts and Future Developments in Structural Modelling, Analysis and Optimisation Processes. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 22(1), 135–151.
<https://doi.org/10.1007/s11831-014-9127-7>
22. Shin, T. S. (2017, March). Building information modeling (BIM) collaboration from the structural engineering perspective. *International Journal of Steel Structures*, 17(1), 205–214.
<https://doi.org/10.1007/s13296-016-0190-9>
23. Eastman, C., Lee, J. min, Jeong, Y. suk, & Lee, J. kook. (2009, December). Automatic rule-based checking of building designs. *Automation in Construction*.
<https://doi.org/10.1016/j.autcon.2009.07.002>
24. Хіцков, К., & Лаврінченко, Л. (2022). Аналіз вузлів металевих конструкцій на вогнестійкість із застосуванням спеціалізованих програмних комплексів 3D моделювання. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (12), 93–104.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.93-104>
25. Neves, N. S., Camargo, R. S., & Azevedo, M. S. (2021). Advanced computer model for analysis of reinforced concrete and composite structures at elevated temperatures. *Revista IBRACON De Estruturas E Materiais*, 14(4).
<https://doi.org/10.1590/s1983-41952021000400010>
26. Фесенко, О., Дубатовка, П. (2022). Порівняльний аналіз програмних комплексів ARCHICAD, REVIT I SAPFIR, що розроблені на основі BIM технологій. *Збірник наукових праць / Вісник студентів факультету конструювання та дизайну Національного університету біоресурсів і природо-користування України. – Вип. 10 – К., 2022. – с. 52-55*
27. Фесенко, О., Колякова, В. (2023). Оцінка вогнестійкості залізобетонних конструкцій із застосуванням технологій будівельного інформаційного моделювання (BIM). *Збірник тез III-ї Всеукраїнської науково-практичної конференції «Роль науки у відбудові України» до 80-річчя від дня заснування Інституту 29 листопада 2023 року – Київ : ДП НДІБК, 2023. – 131 с. – с. 31-34*

REFERENCES

1. Eastman, C.M. (1974). An Outline of the Building Description System. *Research Report No. 50. Institute of Physical Planning, Carnegie-Mellon University*.
2. Eastman, C. (1975). The Use of Computers Instead of Drawings in Building Design. *AIA Journal*.

2. **Eastman, C., & Henrion, M.** (1977). GLIDE a language for design information systems. *ACM SIGGRAPH Computer Graphics*, 11, 24-33.
<https://doi.org/10.1145/563858.563863>
4. **See, Richard.** (2007). Building Information Models and Model Views. *Journal of Building Information Modeling (JBIM)*. National Institute of Building Sciences.
5. **Ingram, Jonathan** (2020). Understanding BIM: The Past, Present and Future. *Routledge*.
6. **Miller, Kasper** (January–February 2022). Exploring BIM's hidden past. *AEC Magazine*.
7. **Borkowski, A. S.** (2023). Evolution of BIM: epistemology, genesis and division into periods. *Journal of Information Technology in Construction (ITcon)*, 28(34), 646-661, DOI:
<https://doi.org/10.36680/j.itcon.2023.034>
8. **Volk, R.; Stengel, J.; Schultmann, F.** (2014). Building Information Models (BIM) for existing buildings – literature review and future needs. *Automation in Construction* 38, pp.109-127, DOI:
<https://doi.org/10.1016/j.autcon.2013.10.023>
9. **Sacks, R., Eastman, C. M., & Lee, G.** (2004). Parametric 3D modeling in building construction with examples from precast concrete. *Automation in Construction*, 13(3), 291–312,
[https://doi.org/10.1016/S0926-5805\(03\)00043-8](https://doi.org/10.1016/S0926-5805(03)00043-8)
10. **Eastman, C. & Lee, G. & Sacks, G..** (2004). Development of a Knowledge-Rich CAD System for the North American Precast Concrete Industry. Connecting Crossroads of Digital Discourse [Proceedings of the 2003 Annual Conference of the Association for Computer Aided Design In Architecture / ISBN 1-880250-12-8] Indianapolis (Indiana) 24-27 October 2003, pp. 207-215.
11. **Adamenko, V. M.** (2015). Metodyka eksperymentalnykh doslidzen deformovanoho stanu monolitnoho rebrystoho perekryttia sylosu *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia*, (55), 9-13.
12. **Adamenko, V. M.** (2015). Chyselne modeliuvannia napruzhenno-deformovanoho stanu monolitnoho rebrystoho perekryttia sylosu. *Osnovy ta fundamenti* (36), 48-56.
13. **Cho, Y.S., Lee, S.I. and Bae, J.S.** (2014), Reinforcement Placement in a Concrete Slab Object Using Structural Building Information Modeling. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 29: 47-59.
<https://doi.org/10.1111/j.1467-8667.2012.00794.x>
14. **Jeong, J., & Jo, H.** (2021, October 22). Deep reinforcement learning for automated design of reinforced concrete structures. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 36(12), 1508–1529.
<https://doi.org/10.1111/mice.12773>
15. **Eleftheriadis, S., Duffour, P., Stephenson, B., & Mumovic, D.** (2018, December). Automated specification of steel reinforcement to support the optimisation of RC floors. *Automation in Construction*, 96, 366–377.
<https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.10.005>
16. **Li, C. Z., Xue, F., Li, X., Hong, J., & Shen, G. Q.** (2018). An Internet of Things-enabled BIM platform for on-site assembly services in prefabricated construction. *Automation in Construction*, 89, 146–161.
<https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.01.001>
17. **Adamenko, V.** (2022). Rozvytok metodiv rozrakhunku i konstruiuvannia stalevykh budivel i sporud: vid eifelevoi vezhi do natsionalnoho stadionu sinhapurskoho sportyvnoho kompleksu. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (11), 32–43, DOI:
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.32-43>
18. **Liu, H., Singh, G., Lu, M., Bouferguene, A., & Al-Hussein, M.** (2018). BIM-based automated design and planning for boarding of light-frame residential buildings. *Automation in Construction*, 89, 235–249.
<https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.02.001>
19. **Adamenko, V., & Mavdiuk, A.** (2020). Doslidzhennia vplyvu effektiv druho poriadku na prykladi stalevoho karkasu aeroportu. *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia*, (72), 176–186,
<https://doi.org/10.32347/2076-815x.2020.72.176-186>
20. **Adamenko, V.** (2022). Dosvid vprovadzhennia BIM-tekhnologii v navchalnyi protses na kafedri metalevykh i derevianykh konstruksii KNUBA. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (10), 66–78, DOI:
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.56-68>
21. **Chi, H. L., Wang, X., & Jiao, Y.** (2014, September 7). BIM-Enabled Structural Design: Impacts and Future Developments in Structural Modelling, Analysis and Optimisation Processes. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 22(1), 135–151.
<https://doi.org/10.1007/s11831-014-9127-7>
22. **Shin, T. S.** (2017, March). Building information modeling (BIM) collaboration from the structural engineering perspective. *International Journal of Steel Structures*, 17(1), 205–214.
<https://doi.org/10.1007/s13296-016-0190-9>
23. **Eastman, C., Lee, J. min, Jeong, Y. suk, & Lee, J. kook.** (2009, December). Automatic rule-based checking of building designs. *Automation in Construction*.
<https://doi.org/10.1016/j.autcon.2009.07.002>

24. **Khitskov, K., & Lavrinenko, L.** (2022). Analiz vuzliv metalevykh konstrukttsii na vohnestiikist iz zastosuvanniam spetsializovanykh prohramnykh kompleksiv 3d modeliuvannia. *Budivelni konstrukttsii. Teoriia i praktyka*, (12), 93–104.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.93-104>
25. **Neves, N. S., Camargo, R. S., & Azevedo, M. S.** (2021). Advanced computer model for analysis of reinforced concrete and composite structures at elevated temperatures. *Revista IBRACON De Estruturas E Materiais*, 14(4).
<https://doi.org/10.1590/s1983-41952021000400010>
26. **Fesenko, O., Dubatovka, P.** (2022). Porivnialnyi analiz prohramnykh kompleksiv ARCHICAD, REVIT I SAPFIR, shcho rozrobleni na osnovi BIM tekhnolohii. Zbirnyk naukovykh prats / *Visnyk studentiv fakultetu konstruiuvannia ta dyzainu Natsionalnoho universytetu bioresursiv i pryrodo-korystuvannia Ukrainy*. – Vyp. 10 – K., 2022. – s. 52-55
27. **Fesenko, O., Koliakova, V.** (2023). Otsinka vohnestiikosti zalizobetonnykh konstrukttsii iz zastosuvanniam tekhnolohii budivelnogo informatsiinoho modeliuvannia (BIM). *Zbirnyk tez III-yi Vseukrainskoi nauково-praktychnoi konferentsii «Rol nauky u vidbudovi Ukrainy» do 80-richchia vid dnia zasnuvannia Instytutu 29 lystopada 2023 roku* – Kyiv : DP NDIBK, 2023. – 131 s. – s. 31-34.

IMPLEMENTATION OF BUILDING INFORMATION MODELING (BIM) PRINCIPLES AND INFORMATION TECHNOLOGIES FOR STRUCTURAL ANALYSIS IN THE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND COMPOSITE STEEL-REINFORCED CONCRETE FRAMED BUILDINGS

*Viacheslav ADAMENKO,
Oleh ROMANYSHEN*

Summary. The development of Building Information Modeling (BIM) in historical context has been analyzed, including CAD systems for 2D and 3D modeling, considered predecessors of modern BIM systems, parametric 3D modeling systems, the use of information technologies for structural analysis, issues of combined use of BIM systems and information technologies for structural analysis.

Using the example of a 20-story frame-mono-lithic residential building, the sequence of creating a building information model in PC SAPPHERE, forming a calculation model of the reinforced concrete frame in PC Lira-SAPR through direct integration of the specified software complexes is demonstrated. The issues of preparing a building information model in PC SAPPHERE for transfer to PC Lira-SAPR are discussed, as well as the issues of refining the calculation model in PC Lira-SAPR, including assigning stiffness and load characteristics, and selecting reinforcement for structural elements. The sequence of creating a calculation model of a steel-reinforced concrete frame for three options of steel-reinforced concrete columns is considered: tubular concrete columns; tubular concrete columns with rigid reinforcement by cross steel strips; tubular concrete columns with rigid reinforcement by cross double T-sections.

For the selected most loaded columns, mainly on the first floor, operating under the conditions of central or off-center compression, the sequence of forming refined calculation models is demonstrated by modeling these columns and areas of their connection to the floor slabs with 3D finite elements. Equivalent stress iso-surfaces are provided, as well as separate iso-surfaces of equivalent stresses of the steel shell and separately the concrete core of the columns.

Keywords: BIM; BIM technologies; information modeling; 3D modeling; reinforced concrete structures; composite steel-reinforced concrete structures; reinforced concrete frame buildings; composite steel-reinforced concrete frame buildings

Стаття надійшла до редакції 19.11.2023

ОЦІНКА РЕАКЦІЇ НА ВОГОНЬ БУДІВЕЛЬНОЇ ПРОДУКЦІЇ МЕТОДОМ SBI (SINGLE BURNING ITEM)

Олена ОЛЕКСІЄНКО,

ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»,
5/2, вулиця Преображенська, Київ, 03680
Building Research Institute (Instytut Techniki Budowlanej)
21, Ksawerów, Warszawa, 02-656
Fire-Labe (Fire-Lab sp. z o. o)
9, Szałwiowa, Warszawa, 03-167
¹mb-elena@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0002-5329-2217>

Анотація. Відбудова України потребує прогресивних та новітніх конструктивних рішень з урахуванням вимог безпеки використання та пожежної безпеки будівельної продукції. Однією з найважливіших вимог, які встановлені для будівельних виробів і матеріалів, що використовуються всередині будівель на стінах і стелі, є вимога щодо ступеня горючості. В Україні наразі діє стандарт ДСТУ EN 13501-1 [3] щодо пожежної класифікації будівельної продукції. Стандарт визначає методи випробувань, що застосовуються до виробу, що оцінюється, а також критерії оцінки отриманих результатів випробувань з присвоєнням їм відповідних основних класів реакції на вогонь. Якщо необхідно оцінити поведінку виробу на подальшій стадії пожежі, тоді слід провести випробування методом SBI (Single Burning Item) згідно ДСТУ EN 13823 [5]. Метод SBI відповідає стадії розвитку пожежі, на якій будівельний виріб піддається тепловому впливу поодинокого предмета, що горить. Випробування методом SBI може проводитися як самостійно для технологічних випробувань, так і для визначення основних експлуатаційних характеристик будівельних виробів. Проте, повна класифікація реакції на вогонь залежно від класу повинна бути доповнена випробуваннями згідно ДСТУ EN ISO 11925-2 [4], ДСТУ EN ISO 1182 [6] або ДСТУ EN ISO 1716 [7]. У статті наведено опис процесу проведення випробувань методом SBI, як розраховуються результати випробування, які параметри розраховує система вимірювань на випробувальному стенді SBI і що



Олена ОЛЕКСІЄНКО
завідувач лабораторії
будівельної теплотехніки
та акустики,
researcher Department of thermal
physics, acoustics and ecology,
к.т.н.

вони означають по відношенню до реальної пожежі, наведені результати досліджень деяких будівельних виробів при випробуванні методом SBI.

Ключові слова. Реакція на вогонь; пожежа; займистість; метод SBI; будівельний виріб; клас реакції на вогонь.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Відбудова України потребує прогресивних та новітніх конструктивних рішень з урахуванням вимог безпеки використання та пожежної безпеки будівельної продукції. Будівельна продукція, розміщена на ринку Європейського Союзу, підпадає під дію вимог Регламенту (ЄС) № 305/2011 Європейського Парламенту та Ради від 9 березня 2011 року, що встановлює гармонізовані умови для продажу будівельної продукції та скасовує Директиву Ради 89/106/ЄЕС [1].

Законом України «Про надання будівельної продукції на ринку» [2], що імплементує положення Регламенту (ЄС) № 305/2011 Європейського

Парламенту та Ради [1], визначено, що виробник має складати декларацію, яка відображатиме показники будівельної продукції, пов'язані з її суттєвими експлуатаційними характеристиками згідно з відповідними регламентними технічними специфікаціями, зокрема:

- національними стандартами для цілей застосування Закону [2], що є ідентичними відповідним гармонізованим європейським стандартам;
- європейськими документами з визначення прийнятності;
- національними документами України з визначення прийнятності.

Однією з найважливіших вимог, які встановлені для будівельної продукції, що використовується всередині будівель на стінах і стелі, є вимога щодо горючості. Після набрання чинності Закону [2] Україна гармонізувала низку європейських стандартів для оцінки пожежної безпеки будівельних виробів. Що стосується оцінки ступеня займистості будівельної продукції, яка вимагається законодавством, наразі діє стандарт ДСТУ EN 13501-1 [3] щодо пожежної класифікації будівельних виробів і матеріалів. Стандарт визначає методи випробувань, що застосовуються до будівельної продукції, що оцінюється, а також критерії оцінки отриманих результатів випробувань та присвоєння їм відповідних основних класів реакції на вогонь.

Україна спільно з європейською акредитованою і нотифікованою лабораторією проводить випробування будівельних виробів щодо класу реакції на вогонь відповідно до зазначених нижче норм.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Для шести основних класів реакції на вогонь стінових і стельових матеріалів необхідні методи випробувань наведені в ДСТУ EN ISO 11925-2 [4] (метод малого полум'я) і ДСТУ EN 13823 [5] (так званий метод SBI (Single Burning Item)), за винятком класу A1, коли випробування виконуються відповідно до ДСТУ EN ISO 1182 [6] (випробування на негорючість) і ДСТУ EN ISO 1716 [7] (випробування на теплоту згорання). При випробуванні будівельних виробів спочатку проводиться випробування на мале полум'я, а потім випробування методом SBI. Така послідовність обумовлена стадіями розвитку пожежі в приміщенні. Послідовні етапи розвитку пожежі відповідають окремим методам. У цій статті представлена одна з основних вимог до будівельної продукції (пожежна безпека) та критерії оцінки визначення реакції на вогонь [8 ÷ 10].

У статтях [11 ÷ 16] описані європейські методи та результати досліджень реакції на вогонь будівельної продукції, зокрема для фасадів будівель та покриттів. У статтях [17 ÷ 18] проведено аналіз вітчизняних нормативних протипожежних вимог щодо улаштування зовнішнього облицювання фасадів будівель. Оцінка і перевірка експлуатаційних характеристик, довговічності, теплової надійності і пожежної безпеки будівельної продукції є актуальним питанням сьогодення [19 ÷ 20].

На рис. 1 наведена крива розвитку пожежі в приміщенні в залежності від часу.

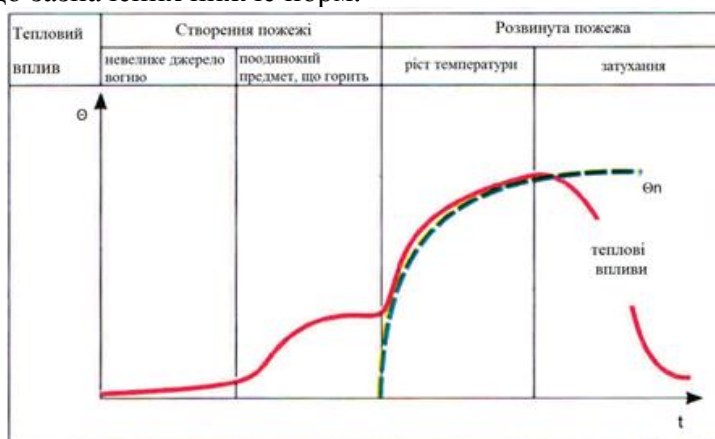


Рис.1. Розвиток пожежі в приміщенні залежно від часу

Fig.1. The development of a fire in a room depending on time.

Додаткова класифікація щодо димоутворювальної здатності, яка визначає кількість

диму, що виділяється у разі пожежі наведена на рис. 2.

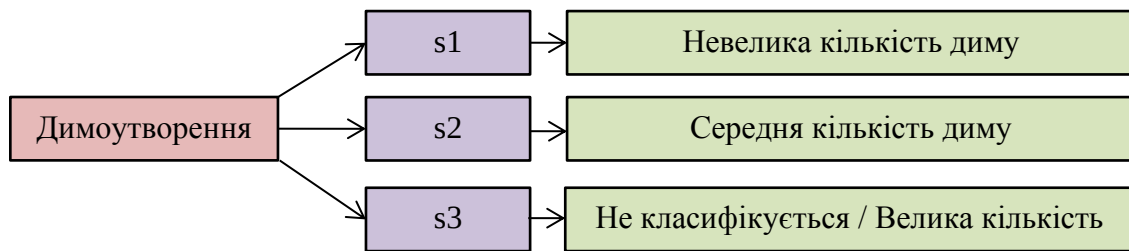


Рис.2. Додаткова класифікація за реакцією на вогонь будівельних матеріалів та виробів щодо димоутворювальної здатності

Fig.2. Additional classification by reaction to fire of building materials and products regarding smoke-generating ability

Додаткова класифікація щодо утворення палаючих краплин/частинок, яка визначає кількість і характер горючих крапель або частинок, що утворюються внаслідок вогню,

які можуть поширювати вогонь і викликати опіки, наведена на рис. 3.

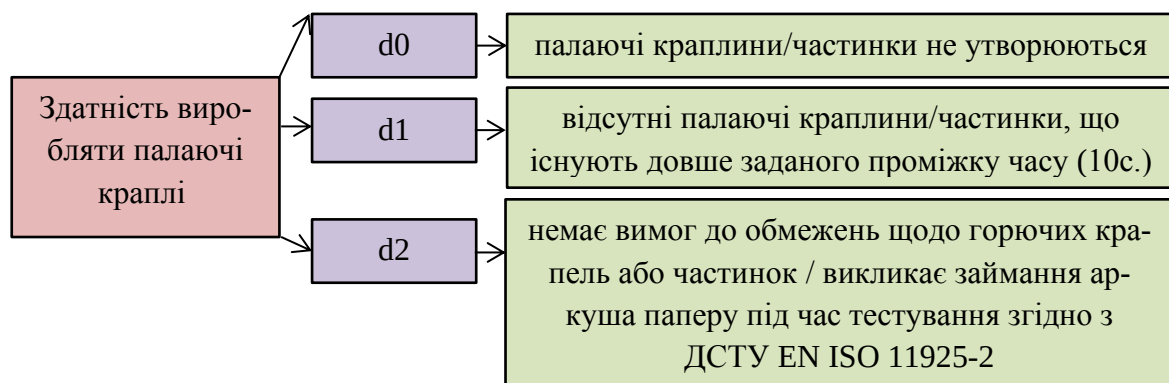


Рис.3. Додаткова класифікація за реакцією на вогонь будівельних матеріалів та виробів щодо утворення палаючих краплин/частинок

Fig.3. Additional classification by reaction to fire of building materials and products regarding the formation of burning droplets/particles

Класифікація за реакцією на вогонь будівельних матеріалів та виробів наведена на рис. 4.

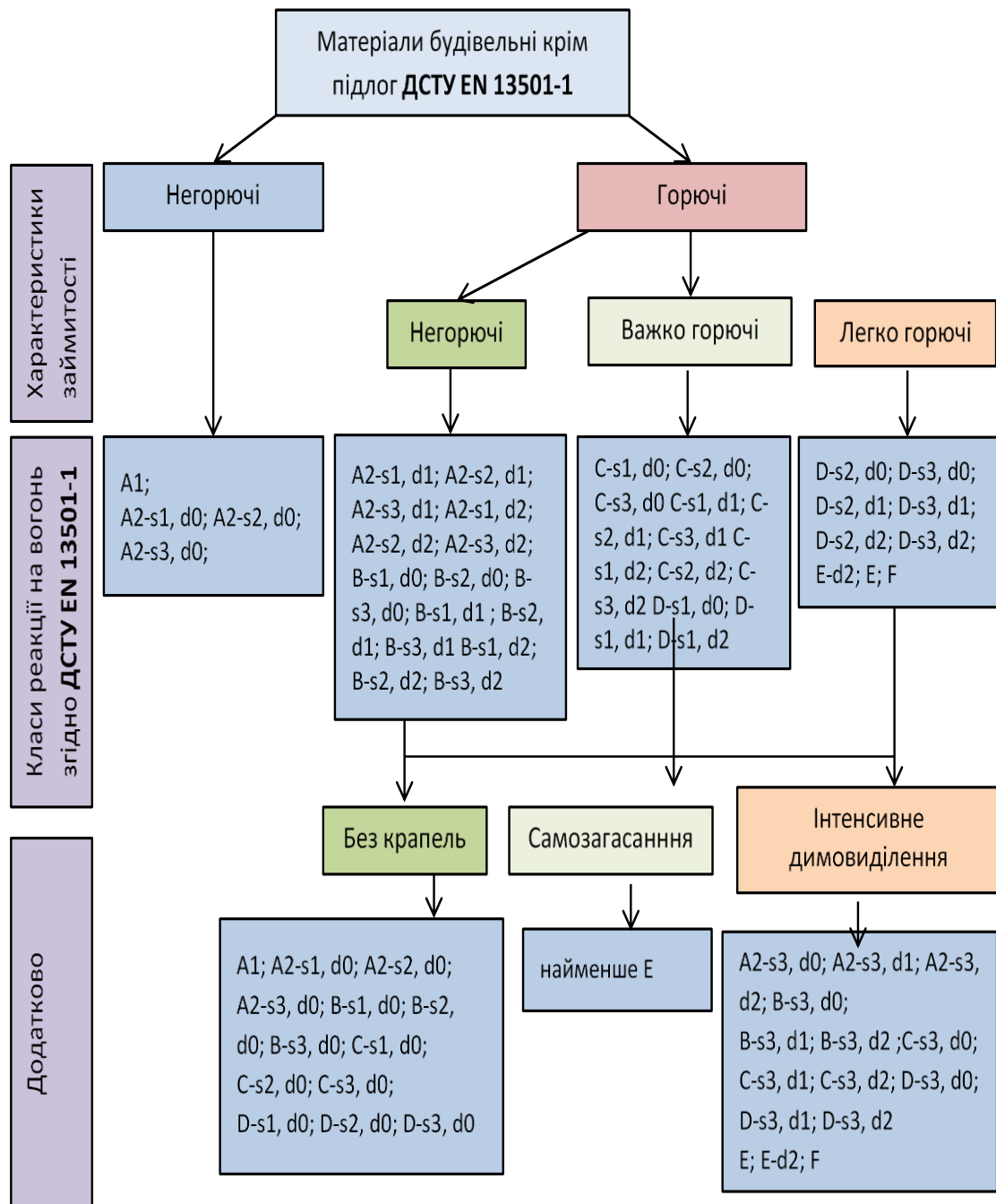


Рис.4. Класифікація за реакцією на вогонь будівельних матеріалів та виробів
Fig.4. Classification by reaction to fire of building materials and products

Критерії класифікації на основі вимог ДСТУ EN 13501-1 наведено на рис. 5.

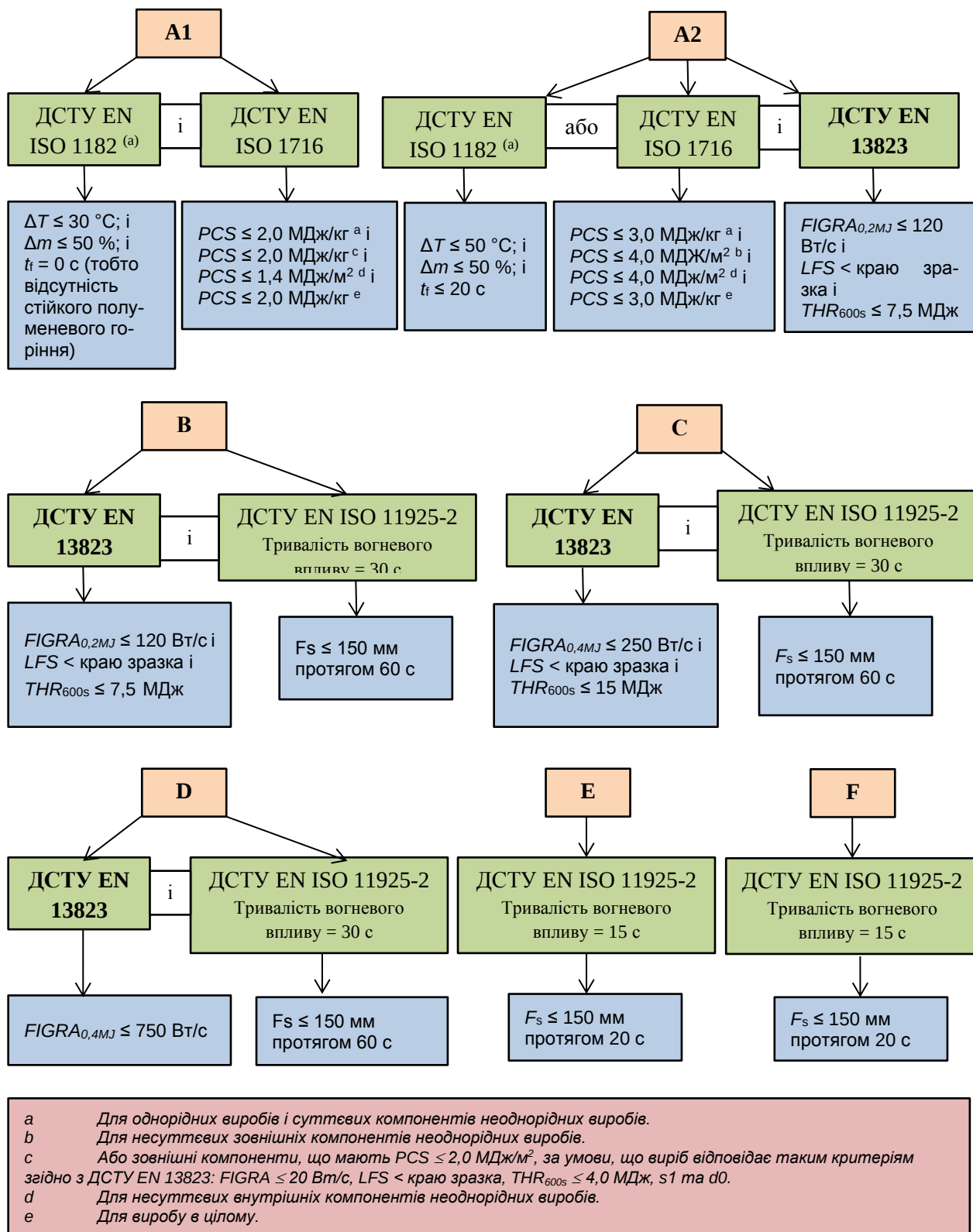


Рис.5. Критерії класифікації за реакцією на вогонь будівельних матеріалів та виробів на основі вимог ДСТУ EN 13501-1 [3]

Fig.5. Classification criteria for reaction to fire of building materials and products based on the requirements of DSTU EN 13501-1 [3]

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою є проведення випробувань будівельних виробів щодо реакції на вогонь, за винятком покривів для підлог, які піддають термічній дії поодинокого предмета, що горить та розрахунок класифікаційних параметрів. У статті описано процедуру та результати випробувань методом SBI (Single Burning Item).

При методі малого полум'я згідно з ДСТУ EN ISO 11925-2 [4] оцінюється поведінка будівельного виробу у фазі вогню під час впливу джерел вогню, таких як запалений сірник, недопалок тощо. Якщо немає потреби проводити подальшу оцінку, то цього методу достатньо.

Однак, якщо необхідно оцінити поведінку виробу на подальшій стадії пожежі, тоді слід провести випробування методом SBI згідно з ДСТУ EN 13823 [5]. Метод SBI відповідає стадії розвитку пожежі, на якій будівельний виріб піддається тепловому впливу поодинокого предмета, що горить. Прикладом може бути палаюче відро для сміття, яке спалахнуло в результаті, наприклад, кидання в нього недопалка.

Практика показує, що 90 % будівельних виробів оцінюються з точки зору їх поведінки у фазі пожежі, коли відбувається вплив одного палаючого предмета. Саме тому (в 90 % випадків) випробування на мале полум'я згідно з ДСТУ EN ISO 11925-2 [4] є формальністю, оскільки їх результати не впливають на остаточну оцінку будівельної продукції на клас реакції на вогонь.

Метод малого полум'я, подібно до методу визначення теплоти згоряння та випробування на негорючість, простий у підготовці та виконанні. Метод SBI, як випробування середнього масштабу, дозволяє оцінити будівельний виріб, який безпосередньо застосовується в будівлі, включаючи спосіб його прикріплення.

Випробувальний зразок складається з двох вертикальних стулок, висотою 1500 мм і довжиною крил 500 мм і 1000 мм, які утворюють прямий кут (рис. 6). Його піддають дії полум'я від пальника, розміщеного

внизу кута. Полум'я виходить при спалюванні пропану, що дає теплову потужність $(30,7 \pm 2,0)$ кВт. Властивості зразка визначають протягом 20 хв.

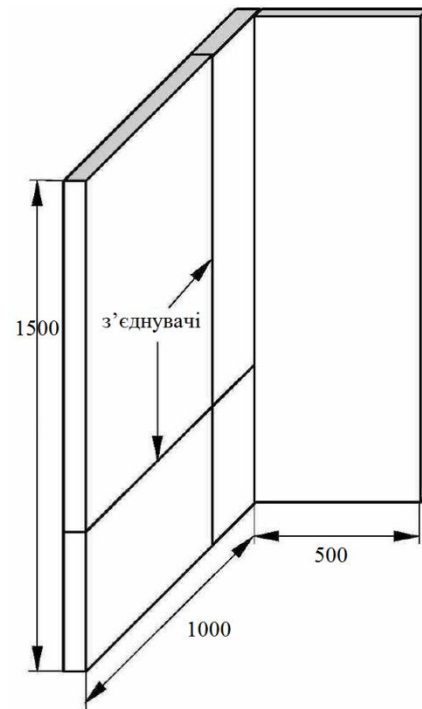


Рис.6. Схема та розміри [мм] випробувального зразка для випробувань методом SBI

Fig.6. Scheme and dimensions [mm] of the test specimen for SBI tests

Метою випробування методом SBI є визначення параметрів класифікації реакції на вогонь будівельної продукції, таких як:

- FIGRA (ang. *Fire Growth Rate*) – швидкість розвитку пожежі;
- SMOGRA (ang. *Smoke Growth Rate*) – показник інтенсивності виділення диму;
- TSP (ang. *Total Smoke Production*) – загальне виділення диму від випробувального зразка протягом перших 600 секунд впливу полум'я основного пальника;
- THR_{600s} (ang. *Total Heat Release*) – загальне тепло, що виділяється із випробувального зразка протягом перших 600 секунд впливу полум'я основного пальника;
- LFS (ang. *Lateral Flame Spread*) – поширення полум'я вздовж довгого крила випробовуваного зразка

Вищевказані параметри, відповідно до вимог стандарту ДСТУ EN 13501-1 [3], необхідні для визначення властивостей будівельної продукції для єврокласів реакції на вогонь: A2, A2L, B, BL, C, CL, D і DL. Випробування методом SBI може проводитися як самостійно для технологічних випробувань, так і для визначення основних експлуатаційних характеристик. Проте, повна класифікація реакції на вогонь залежно від класу повинна бути доповнена випробуваннями згідно ДСТУ EN ISO 11925-2 [4], ДСТУ EN ISO 1182 [6] або ДСТУ EN ISO 1716 [7].

Як проводиться випробування методом SBI?

Випробування будівельного виробу чи матеріалу методом SBI полягає в опромінюванні пальником потужністю $(30,7 \pm 2,0)$ кВт випробувального зразку, загальний вигляд якого представлений на рис. 5.

Вигляд випробувального стенду SBI наведено на рис. 7.



Рис.7. Вигляд випробувального стенду SBI
Fig.7. A view of the SBI test bench

Опис випробувального стенду. Конструкція випробувального стенду SBI описана в стандарті ДСТУ EN 13823 [5]. Стенд складається з трьох основних секцій: випробувальної камери, вимірювального візка та секції аналізу вихлопних газів.

Випробувальна камера виготовлена з матеріалів з високою вогнетривкістю та має вхід для оператора і можливість ходити по даху, де розташована секція аналізу вихлопних газів.

Всередині випробувальної камери встановлений пальник, ідентичний пальнику на вимірювальному візку, та виконує функцію

фонового запису для фіксації основних параметрів випробувального стенду SBI.

Вимірювальний візок побудований на сталевій рамі з можливістю переміщення.

Секція аналізу вихлопних газів містить датчики температури, аналізатор вмісту O_2 і CO_2 у вихлопних газах, датчик перепаду тиску для вимірювання швидкості вихлопних газів, вентилятор з регулюванням потужності, систему вимірювання ослаблення світлового променя.

Процедура випробування. Для проведення випробувань зразок матеріалу монтується на вимірювальний візок та переміщують всередину випробувальної камери. Вид зразка, готового до випробування, під час випробування і після випробування наведено на рис. 7 ÷ 9.



Рис. 8 Вигляд зразка перед випробуванням методом SBI

Fig. 8. View of the sample before the SBI test



Рис. 9. Вигляд зразка в процесі випробування методом SBI

Fig. 9. View of the sample in the process of testing by the SBI method



Рис.10. Вигляд зразка після випробуванням методом SBI

Fig.10. The appearance of the sample after testing by the SBI method

Під час випробування, пальник у дальньому кутку візка впливає вогнем потужністю $(30,7 \pm 2,0)$ кВт на нижній кут випробувального зразка матеріалу, що досліджується.

Процедура вимірювання складається з таких етапів [3, 5]:

1. Вимірювання умов навколишнього середовища – стандарт на випробування точно описує умови, за яких має проводитися випробування, якщо вони не виконуються, вимірювання буде припинено.

2. Вимірювання початкових умов – на цьому етапі ІТ-система випробувального стенду зчитує та обчислює середнє значення наступних параметрів протягом 3-хвилинного періоду: вміст кисню та вуглекислого газу, температура навколишнього середовища, температура повітря в вимірювальному каналі, вологість, тиск, інтенсивність світла.

3. Робота допоміжного пальника – допоміжний пальник, встановлений у випробувальній камері, працює протягом наступних 3 хвилин. Під час його роботи фіксується потужність пальника і кількість диму, що утворюється. Параметри, розраховані на цьому етапі, описані далі в статті.

4. Вплив зразка на вогонь – час впливу вогню на зразок 20 хв. На цьому етапі вимірюються параметри, необхідні для розрахунку класифікації реакції на вогонь, а саме: THR, SPR, FIGRA та SMOGRA.

5. Час очікування згасання зразка – після експозиції зразок у випробувальній камері повинен повністю згаснути та припинити виділяти тепло та дим. Стандарт допускає ручне гасіння проби оператором станції.

6. Вимірювання кінцевих умов – після гасіння зразка вимірюються параметри, необхідні для розрахунку дрейфів аналізатора та системи вимірювання ослаблення світлового променя.

Розрахунок класифікаційних параметрів [3, 5].

THR_{600s} (Total Heat Release) – цей параметр відображає загальну кількість тепла, що виділяється зразком протягом перших 10 хвилин експозиції. Розраховується на основі суми параметра HRR(t).

FIGRA_{0,2MJ} – параметр, що описує швидкість виділення тепла зразком. Вимірюється, коли THR(t) > 0,2MJ, тобто якщо зразок виділяє більше тепла в даний момент, ніж 0,2MJ.

FIGRA_{0,4MJ} – параметр, що описує швидкість виділення тепла зразком. Вимірюється, коли THR(t) > 0,4MJ, тобто якщо зразок виділяє більше тепла в даний момент, ніж 0,4MJ.

TSP_{600s} – параметр, що описує загальну кількість диму, що виділяється протягом перших 600 секунд впливу вогню. Розраховується на основі суми параметра SPR(t).

SMOGRA – максимальна швидкість виділення диму зразком за весь час експозиції.

РЕЗУЛЬТАТИ ТА ПОЯСНЕННЯ

Як розраховуються результати випробувань SBI? Які параметри (нормативні вимоги) вимірює випробувальний стенд SBI?

1. Вологість вимірюється в діапазоні $20 \div 80$ % (± 5 %).

2. Температура навколишнього середовища: вимірювальна термopара розташована над підлогою біля вихідного отвору випробувального візка.

3. Тиск навколишнього середовища з точністю ± 200 Па.

4. Система вимірювання ослаблення світлового променя: вона складається зі стабілізуючої структури, джерела світла з колірною температурою 2900 K (± 100 K), системи лінз і детектора.

5. Рівень O_2 , виміряний аналізатором парамагнітного типу з роздільною здатністю min. 0,01 %.

6. Рівень CO_2 , виміряний аналізатором типу IR з роздільною здатністю min. 0,01 %.

7. Швидкість димових газів у вимірювальній трубці: вимірювання здійснюється за допомогою двонаправленого зонда та датчика тиску.

8. Температура димових газів: вимірюється за допомогою 3-х термопар, розміщених у вимірювальній трубці.

Які параметри розраховує система вимірювань на випробувальному стенді SBI і що вони означають по відношенню до реальної пожежі? [3, 5]:

THR_{600s} – цей параметр описує загальну кількість тепла, що виділяється на зразок протягом перших 600 секунд випробування. Завдяки цьому параметру оцінюється вплив даного матеріалу на розвиток пожежі. Це вказує, наприклад: чи спричинить займання даного матеріалу поширення вогню на інші матеріали, чи здатна вивільнена енергія ініціювати або підтримувати процес горіння?

FIGRA – цей параметр описує швидкість виділення тепла матеріалом, що досліджується. Завдяки цьому оцінюється, як швидко даний матеріал поширить вогонь. У поєднанні з параметром THR можна оцінити, чи може спалахнути пожежа і як швидко?

SMOGRA – цей параметр, що описує швидкість виділення диму матеріалом, що бере участь у пожежі. Це особливо важливо для громадських будівель, виробничих цехів і складів. Завдяки йому можна оцінити час, через який евакуюватися з приміщення через задимлення буде неможливо.

TSP_{600s} – цей параметр показує кількість диму, виробленого за перші 600 секунд випробування. Завдяки цьому можна оцінити, чи зменшить кількість диму, що виділя-

ється, видимість у разі пожежі? Це дуже важлива інформація при визначенні шляхів евакуації та небезпечних зон.

Як розраховуються окремі параметри?

Вимірювальна система стенду SBI протягом всієї процедури вимірювання фіксує значення кожного вимірюваного параметра кожні 3 секунди. Потім на їх основі розраховує первинні параметри, тобто: $HRR(t)$ – швидкість виділення тепла і $SPR(t)$ – швидкість виділення диму.

Для розрахунку показника HRR система розраховує:

$V_{298}(t)$ – об'ємна витрата в вимірювальній лінії;

$\phi(t)$ – коефіцієнт зниження концентрації кисню;

$x_{a_{O_2}}$ – мольна частка кисню в навколишньому повітрі, включаючи водяну пару.

$HRR_{total}(t)$ обчислюється за наступним рівнянням:

$$HRR_{total}(t) = EV_{298}(t)x_{a_{O_2}} \left(\frac{\phi(t)}{1 + 0,15\phi(t)} \right) \quad (1)$$

Потім, завдяки роботі допоміжного пального, можна розрахувати параметр HRR самого пального (HRR_{av_burner}), тобто середнє значення HRR_{total} за період 210-270 секунд тесту. Завдяки цьому розрахунку можна відняти HRR_{av_burner} із загального HRR_{total} під час спалювання зразка та отримати параметр HRR для самого зразка:

$$HRR(t) = HRR_{total}(t) - HRR_{av_burner} \quad (2)$$

На підставі наведеного вище розрахунку кінцевий параметр, який становить THR_{600s} , розраховується за формулою (3):

$$THR_{600s} = \frac{3}{1000} \sum_{300s}^{900s} (max[HRR(t), 0]) \quad (3)$$

FIGRA також розраховується на основі параметра $HRR(t)$. Цей параметр розділений на два діапазони: 0,2 МДж, що означає, що він вимірюється, коли виконуються умови

$HRR_{av}(t) > 3 \text{ kW}$ і $THR(t) > 0,2 \text{ MJ}$, і $0,4 \text{ МДж}$, що означає, що умови HRR_{av} виконуються $(t) > 3 \text{ кВт}$ і $THR(t) > 0,4 \text{ МДж}$.

Цей параметр вимірюється протягом усього періоду впливу на зразок і розраховується за формулою (4):

$$FIGRA = 1000 \times \max. \left(\frac{HRR_{av}(t)}{t - 300} \right) \quad (4)$$

Інші параметри, які підраховує вимірювальна система SBI: TSP_{600s} і $SMOGRA$.

У зв'язку з тим, що під час випробування щільність димових газів змінюється в залежності від температури, першим кроком для розрахунку параметрів диму є визначення швидкості, з якою повітряні потоки протікають у вимірювальній системі. Для цього використовується формула (5), в якій використовується об'ємна витрата (V_{298}), розрахована для температури 298 K, і середньої температури димових газів у вимірювальній трубі:

$$V(t) = V_{298}(t) \frac{T_{ms}(t)}{298} \quad (5)$$

На наступному кроці швидкість виділення диму $SPR_{total}(t)$ розраховується за формулою (6):

$$SPR_{total}(t) = \frac{V(t)}{L} \ln \left[\frac{\bar{I}(30 \text{ s} \dots 90 \text{ s})}{I(t)} \right] \quad (6)$$

Як у випадку з розрахунком HRR , від параметра SPR_{total} необхідно відокремити дим від самого пальника. Це відбувається під час роботи допоміжного пальника та виражається як сума:

$$SPR_{av_burner} = SPR_{total}(390 \text{ s} \dots 450 \text{ s}) \quad (7)$$

Завдяки цьому ми отримуємо параметр $SPR(t)$, який стосується лише диму, що випускається зразком.

Після отримання параметра $SPR(t)$ обчислюємо значення для TSP_{600s} за допомогою наступного рівняння (8):

$$TSP_{600s} = 3 \sum_{300s}^{900s} (\max. [SPR(t), 0]) \quad (8)$$

Останнім кінцевим параметром, підрахованим вимірювальною системою SBI, є $SMOGRA$. Розраховується при дотриманні таких умов: $SPR_{av}(t) > 0,1 \text{ м}^2/\text{с}$ і $TSP(t) > 6 \text{ м}^2$ протягом усього часу витримки зразка в полум'ї. $SMOGRA$ розраховується за наступним принципом:

$$SMOGRA = 10\,000 \times \max. \left(\frac{SPR_{av}(t)}{t - 300} \right) \quad (9)$$

Результати випробувань методом SBI деяких будівельних виробів наведено в табл. 1.

Табл.1. Результати випробувань будівельної продукції методом SBI
Table 1. The results of testing construction products using the SBI method

Назва будівельної продукції	Показники для класифікації	SBI (зразок № 1)	SBI (зразок № 2)	SBI (зразок № 3)	SBI (середнє значення)	Класифікація SBI
1	2	3	4	5	6	7
Мінеральна суміш	FIGRA _{0,2MJ} [W/s]	0,00	10,53	0,00	3,51	A2 s1 d0
	FIGRA _{0,4MJ} [W/s]	0,00	8,87	0,00	2,96	
	THR _{600s} [MJ]	0,59	1,20	0,83	0,87	
	SMOGRA [m ² /s ²]	0,00	0,00	0,00	0,00	
	TSP _{600s} [m ²]	17,67	20,24	18,53	18,81	

Продовження табл. 1.
Continuation of table 1

1	2	3	4	5	6	7
Сендвіч панель з PIR	FIGRA _{0,2MJ} [W/s]	53,27	45,73	67,22	55,41	B s2 d0
	FIGRA _{0,4MJ} [W/s]	49,65	37,32	67,31	51,43	
	THR _{600s} [MJ]	4,32	3,61	3,78	3,90	
	SMOGRA [m ² /s ²]	8,44	1,78	9,75	6,66	
	TSP _{600s} [m ²]	62,25	44,67	60,81	55,91	
Плита ДСП	FIGRA _{0,2MJ} [W/s]	491,25	517,45	511,12	506,54	D s1 d0
	FIGRA _{0,4MJ} [W/s]	490,78	518,19	510,21	506,39	
	THR _{600s} [MJ]	42,12	43,21	44,89	43,41	
	SMOGRA [m ² /s ²]	1,58	1,88	3,01	2,16	
	TSP _{600s} [m ²]	21,95	29,85	29,76	27,19	
Мінеральна вата в алюмінієвій обшивці	FIGRA _{0,2MJ} [W/s]	10,62	9,45	7,32	9,13	B s1 d0
	FIGRA _{0,4MJ} [W/s]	10,62	9,46	7,32	9,13	
	THR _{600s} [MJ]	2,18	1,28	1,32	1,59	
	SMOGRA [m ² /s ²]	0,00	0,00	0,00	0,00	
	TSP _{600s} [m ²]	30,75	25,63	32,33	29,57	

Примітка. Повна класифікація реакції на вогонь будівельних матеріалів залежно від класу повинна бути доповнена випробуваннями згідно ДСТУ EN ISO 11925-2, ДСТУ EN ISO 1182 або ДСТУ EN ISO 1716 (див. рис. 5 даної статті).

Так, нижче наведено випробування мінеральної суміші що призначена для приклеювання теплоізоляційних плит і влаштування армувального шару в системах ETICS. Приклади результатів випробувань, отриманих методом SBI, представлені на рисунках 8 – 10.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Відбудова України потребує прогресивних та новітніх конструктивних рішень з урахуванням вимог безпеки використання та пожежної безпеки будівельної продукції. У статті описано процедуру випробування методом SBI (Single Burning Item) з визна-

ченням основних параметрів і характеристик щодо реакції на вогонь будівельної продукції (за винятком покриттів для підлог) під час їх піддавання тепловому впливу поодинокого предмета, що горить. Зазначено, які параметри розраховує система вимірювань на випробувальному стенді SBI і що вони означають по відношенню до реальної пожежі.

Метою випробувань методом SBI є визначення параметрів класифікації реакції на вогонь, таких як: FIGRA (виділення тепла), THR (загальне виділення тепла), SMOGRA (швидкість виділення диму), TSP (загальне виділення диму), поперечне (горизонтальне)

поширення полум'я та падіння крапель і частинок. Вищевказані параметри, відповідно до вимог стандарту ДСТУ EN 13501-1 [3], необхідні для визначення властивостей будівельної продукції для єврокласів A2, A2L, B, BL, C, CL, D і DL.

Окремо зазначено, що повна класифікація реакції на вогонь залежно від класу повинна бути доповнена випробуваннями згідно ДСТУ EN ISO 11925-2 [4], ДСТУ EN ISO 1182 [6] або ДСТУ EN ISO 1716 [7].

ЛІТЕРАТУРА

1. Регламент (ЄС) № 305/2011 Європейського Парламенту та Ради від 9 березня 2011 року, що встановлює гармонізовані умови для розміщення на ринку будівельних виробів та скасовує Директиву Ради 89/106/ЄЕС.
2. Закон України від 2 вересня 2020 року № 850-IX «Про надання будівельної продукції на ринку».
3. ДСТУ EN 13501-1:202_ (EN 13501-1:2018, IDT) Пожежна класифікація будівельних виробів і будівельних конструкцій. Частина 1. Класифікація з використанням результатів випробувань щодо реакції на вогонь.
4. ДСТУ ISO 11925-2:2022 (EN ISO 11925-2:2020, IDT; ISO 11925-2:2020, IDT) Випробування щодо реакції на вогонь. Займистість будівельних виробів, що зазнають прямого вогневого впливу. Частина 2. Випробування одиничним полуменевим джерелом запалювання. [Чинний від 2023-06-01]. Вид. офіц. Київ, 2023.
5. ДСТУ EN 13823:202_ (EN 13823:2020, IDT) Випробування будівельних виробів щодо реакції на вогонь. Будівельні вироби, за винятком покривів для підлог, які піддають термічній дії поодинокого предмета, що горить.
6. ДСТУ EN ISO 1182:2022 (EN ISO 1182:2020, IDT; ISO 1182:2020, IDT) Випробування будівельних виробів щодо реакції на вогонь. Випробування на негорючість. [Чинний від 2023-06-01]. Вид. офіц. Київ, 2023.
7. ДСТУ EN ISO 1716:2023 (EN ISO 1716:2018, IDT; ISO 1716:2018, IDT) Випробування будівельних виробів щодо реакції на вогонь. Визначення вищої теплоти згоряння (теплотворної здатності). [Чинний від 2023-11-01]. Вид. офіц. Київ, 2023.
8. Фаренюк Г.Г., Олексієнко О.Б. Аналіз нових критеріїв оцінки фасадних систем з штукатурним шаром з урахуванням європейського досвіду. *Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*, 2020. С. 150 – 161.
9. Фаренюк Г.Г., Олексієнко О.Б. Аналіз критеріїв оцінки фасадних конструктивних систем зі штукатурним шаром. *Наука та будівництво. Випуск 26 (4)*. С. 3 – 14.
10. ДСТУ ETAG 004:2021 (ETAG 004:2013, IDT) Настанова з європейських технічних ухвалень. Збірні системи фасадної теплоізоляції з опорядженням штукатурками. [Чинний від 2021-07-22]. Вид. офіц. Київ, 2022.
11. Andrzej Kolbrecki. Badania zapalności do oceny rozwoju pożaru. *Materialy budowlane*. 7/2021 (nr. 587). С. 6 – 8.
12. Monika Hyjek. Odporność ogniowa przekryć dachowych. *Materialy budowlane*. 7/2021 (nr. 587). С. 16 – 17.
13. Paweł Sulik. Wpływ wybranych parametrów wełny mineralnej na bezpieczeństwo pożarowe elewacji wentylowanych. *Materialy budowlane*. 7/2021 (nr. 587). С. 20 – 22.
14. Monika Hyjek. Odporność ogniowa przekryć dachowych. *Materialy budowlane*. 7/2021 (nr. 587). С. 16 – 17.
15. Małgorzata Niziurska, Michał Wieczorek, Klaudiusz Borkowicz. Badania ogniowe systemów ociepleń w dużej skali. Część II. *Materialy budowlane*. 7/2021 (nr. 582). С. 35 – 37.
16. Andrzej Kolbrecki. Wybrane aspekty badania niepalności wełny mineralnej. *Materialy budowlane*. 9/2022 (nr. 601). С. 97 – 98.
17. Фещук Ю., Ніжник В., Балло Я., Циганков А. Аналіз європейського досвіду нормування вимог до конструкцій фасадної теплоізоляції в будівлях. *Науковий вісник: Цивільний захист та пожежна безпека № 1 (11) 2021*. С. 11 – 21.
18. Ballo Y., Yakovchuk R., Nizhnyk V., Borysova A. (2022). Determining the effect of fire from external air conditioning units on buildings' façades. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 3 (10 (117)). 72–79.
19. Борисенко О.Б. Оцінка експлуатаційних якостей конструкцій фасадної теплоізоляції з тонкошаровою штукатуркою. *Світ геотехніки*. 2012. Вип. 2. С. 31 – 33.
20. Борисенко О.Б., Сидоренко М.В. Оцінка довговічності сучасних фасадних систем з тонким штукатурним шаром, *Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондра тюка]*. ..

Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво. Вип 2. 2011. С. 252 – 258

21. **Фесенко О., Колякова В., Дмитренко Є., Маматюк Д.** (2022). Розрахунок на вогнестійкість дерев'яних згинальних конструкцій за методикою Єврокоду 5. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (10), 94–107.

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.94-107>

22. **Колякова В.М., Божинський М.О., Фесенко О.А.** Розподіл температури в перерізі залізобетонної плити // *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. -2016.- Вип. 5.-С. 232-239.

23. **Колякова В., Божинський М.** (2017). Розрахунково-теоретичні дослідження розподілу температури в перерізі залізобетонної конструкції східчастих складок. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, 1(1), 149–157.

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.149-157>

REFERENCES

1. **Rehlement (IeS)** № 305/2011 Yevropeisko-ho Parlamentu ta Rady vid 9 bereznia 2011 roku, shcho vstanovliuie harmonizovani umovy dla rozmishchennia na rynku budivelnnykh vyrobiv ta skasovuie Dyrektyvu Rady 89/106/IeES.
2. **Zakon Ukrainy** vid 2 veresnia 2020 roku № 850-IX «Pro nadannia budivelnoi produktsii na rynku».
3. **DSTU EN 13501-1:202_ (EN 13501-1:2018, IDT)** Pozhezhna klasyfikatsiia budivelnnykh vyrobiv i budivelnnykh konstrukttsii. Chastyna 1. Klasyfikatsiia z vykorystanniam rezultatsiv vyprobuvann shchodo reaktsii na vohon.
4. **DSTU ISO 11925-2:2022 (EN ISO 11925-2:2020, IDT; ISO 11925-2:2020, IDT)** Vyprobuvannia shchodo reaktsii na vohon. Zaimystist budivelnnykh vyrobiv, shcho zaznaiut priamoho vohnevoho vplyvu. Chastyna 2. Vyprobuvannia odynychnym polumeneyvym dzherelom zapaliuvannia. [Chynnyi vid 2023-06-01]. Vyd. ofits. Kyiv, 2023.
5. **DSTU EN 13823:202_ (EN 13823:2020, IDT)** Vyprobuvannia budivelnnykh vyrobiv shchodo reaktsii na vohon. Budivelni vyroby, za vyniatkom pokryviv dla pidloh, yaki pidaiut termichnii dii poodynokoho predmeta, shcho horyt.
6. **DSTU EN ISO 1182:2022 (EN ISO 1182:2020, IDT; ISO 1182:2020, IDT)** Vyprobuvannia budivelnnykh vyrobiv shchodo reaktsii na vohon. Vyprobuvannia na nehoruichist. [Chynnyi vid 2023-06-01]. Vyd. ofits. Kyiv, 2023.
7. **DSTU EN ISO 1716:2023 (EN ISO 1716:2018, IDT; ISO 1716:2018, IDT)** Vyprobuvannia budivelnnykh vyrobiv shchodo reaktsii na vohon. Vyznachennia vyshchoi teploty zghoriannia (teplotvornoï zdatnosti). [Chynnyi vid 2023-11-01]. Vyd. ofits. Kyiv, 2023.
8. **Fareniuk H.H., Oleksiienko O.B.** Analiz novykh kryteriiv otsinky fasadnykh system z shtukaturnym sharom z urakhuvanniam yevropeiskoho dosvidu. *Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*, 2020. S. 150 – 161.
9. **Фаренюк Г.Г., Олексієнко О.Б.** Аналіз критеріїв оцінки фасадних конструктивних систем зі штукатурним шаром. *Наука та будівництво. Випуск 26 (4).* С. 3 – 14.
10. **DSTU ETAG 004:2021 (ETAG 004:2013, IDT)** Nastanova z yevropeiskykh tekhnichnykh ukhvalen. Zbirni systemy fasadnoi teploizoliatsii z oporiadzhenniam shtukaturkamy. [Chynnyi vid 2021-07-22]. Vyd. ofits. Kyiv, 2022
11. **Andrzej Kolbrecki.** Badania zapalności do oceny rozwoju pożaru. *Materialy budowlane.* 7/2021 (nr. 587). C. 6 – 8.
12. **Monika Hyjek.** Odporność ogniowa przekryć dachowych. *Materialy budowlane.* 7/2021 (nr. 587). C. 16 – 17.
13. **Paweł Sulik.** Wpływ wybranych parametrów wełny mineralnej na bezpieczeństwo pożarowe elewacji wentylowanych. *Materialy budowlane.* 7/2021 (nr. 587). C. 20 – 22.
14. **Monika Hyjek.** Odporność ogniowa przekryć dachowych. *Materialy budowlane.* 7/2021 (nr. 587). C. 16 – 17.
15. **Małgorzata Niziurska, Michał Wieczorek, Klaudiusz Borkowicz.** Badania ogniowe systemów ociepleń w dużej skali. Część II. *Materialy budowlane.* 7/2021 (nr. 582). C. 35 – 37.
16. **Andrzej Kolbrecki.** Wybrane aspekty badania niepalności wełny mineralnej. *Materialy budowlane.* 9/2022 (nr. 601). C. 97 – 98.
17. **Feshchuk Yu., Nizhnyk V., Ballo Ya., Tsyhankov A.** Analiz yevropeiskoho dosvidu nor-muvannia vymoh do konstrukttsii fasadnoi teploizoliatsii v budivliakh. *Naukovyi visnyk: Tsyvilnyi zakhyst ta pozhhezhna bezpeka № 1 (11)* 2021. S. 11 – 21.
18. **Ballo Y., Yakovchuk R., Nizhnyk V., Borysova A.** (2022). Determining the effect of fire from external air conditioning units on buildings' façades. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies.* 3 (10 (117)). 72–79.

19. **Borysenko O.B.** Otsinka ekspluatatsiinykh yakosteï konstrukttsii fasadnoi teploizoliatsii z tonkosharovoïu shtukaturkoïu. *Svit heotekhniky*. 2012. Vyp. 2. S. 31 – 33.
20. **Borysenko O.B., Sydorenko M.V.** Otsinka dovhovichnosti suchasnykh fasadnykh system z tonkym shtukaturnym sharom, Zbirnyk naukovykh prats [Poltavskoho natsionalnoho tekhnichnoho universytetu im. Yu. Kondratiuka]. Ser.: *Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo*. Vyp. 2. 2011. S. 252 – 258.
21. **Fesenko O., Koliakova V., Dmytrenko Ye., Mamatiuk D.** (2022). Rozrakhunok na vo-hnestiikist derevianykh zghynalnykh konstrukttsii za metodykoïu Yevrokodu 5. *Budivelni konstrukttsii. Teoriia i praktyka*, (10), 94–107.
<https://doi.org/10.32347/2522-182.10.2022.94-107>
22. **Koliakova V.M., Bozhynskyi M.O., Fesenko O.A.** Rozpodil temperatury v pererizi zalizobetonnoi plyty /VM Koliakova, MO Bozhynskyi, OA Fesenko // *Suchasni tekhnolohii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi.*-2016.- Vyp. 5.-S. 232-239.
23. **Koliakova V., Bozhynskyi M.** (2017). Rozrakhunkovo-teoretychni doslidzhennia rozpodilu temperatury v pererizi zalizobetonnoi konstrukttsii skhidchastykh skladok. *Budivelni konstrukttsii. Teoriia i praktyka*, 1(1), 149–157.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.1.2017.149-157>

EVALUATION OF THE FIRE REACTION OF CONSTRUCTION PRODUCTS BY THE SBI METHOD (SINGLE BURNING ITEM)

Olena OLEKSIENKO

Summary. The reconstruction of Ukraine requires progressive and innovative structural solutions that take into account the requirements of usage safety and fire safety of construction products. One of the most

important requirements set for building products and materials used inside buildings on walls and ceilings is the requirement for flammability. In Ukraine, the standard DSTU EN 13501-1 [3] regarding the fire classification of construction products is currently in effect. The standard defines testing methods applied to the evaluated product, as well as criteria for assessing the obtained test results, assigning them corresponding basic classes of reaction to fire.

If it is necessary to assess the behavior of the product at the further stage of a fire, testing should be conducted using the Single Burning Item (SBI) method according to DSTU EN 13823 [5]. The SBI method corresponds to the stage of fire development at which the building product is exposed to the heat of a single burning item. SBI testing can be conducted independently for technological trials and to determine the basic operational characteristics of construction products.

However, a complete classification of the reaction to fire depending on the class should be complemented by testing according to DSTU EN ISO 11925-2 [4], DSTU EN ISO 1182 [6], or DSTU EN ISO 1716 [7].

The article provides a description of the process of conducting SBI method tests, how test results are calculated, what parameters the measurement system on the SBI test stand calculates, and what they mean in relation to real fire. The results of studies on some construction products during SBI testing are presented.

Keywords. Reaction to fire; fire; flammability; SBI method; construction product; reaction to fire class.

Стаття надійшла до редакції 05.10.2023

THE USE OF METAL-TIMBER STRUCTURES IN THE RECONSTRUCTION OF INDUSTRIAL BUILDINGS FOR THE RENEWAL OF RESIDENTIAL REAL ESTATE

Ihor SKLIAROV¹, Denis MYKHAILOVSKYI², Tetiana SKLIAROVA³

^{1,2,3}Kyiv National University of Construction and Architecture,
31 Povitroflotsky Avenue, Kyiv, Ukraine, 03037

¹skliarov.io@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-6150-5518>

²mykhailovskiyi.dv@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0002-7404-4757>

³skliarova.ts@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-9162-3999>

Summary. The use of modern renovation and reconstruction methods to transform industrial buildings into residential ones, especially in the context of post-war reconstruction efforts in Ukraine, is becoming particularly relevant. To reduce the financial burden of new construction and facilitate the resettlement of refugees from Russian aggression, it is expedient to reconstruct existing decommissioned industrial buildings in ruined cities and migration zones into residential premises. Considering the specific volumetric and spatial solutions of industrial buildings, a significant amount of work is required to reorganize the internal space of such premises for adaptation as residential ones. At the same time, the frames of production premises, due to significant distances between load-bearing structures, allow for more open and spacious premises with modern loft-style interiors. One of the ways to effectively achieve this goal is to install additional floors using metal-timber beams in industrial buildings. The low weight and high load-bearing capacity of such structures make it possible to create additional premises within the existing building volume, with minimal additional loads on the load-bearing frame and building foundations. This approach is not only economically efficient but also offers a unique modern way of organizing the interior for comfortable living.

The aim of the research is to determine the efficiency and feasibility of using metal-timber I-beam profiles in the process of transforming industrial buildings into residential spaces. The study analyzes both domestic and foreign experience in the renewal and reconstruction of industrial buildings. The conclusions indicate that various functional adaptations of industrial buildings or complexes are possible depending on the project goals, as well as their further



Ihor SKLIAROV

Docent of department of metal and timber structures,
Ph.D., Docent



Denis MYKHAILOVSKYI

Professor of department of metal and timber structures,
Doctor of Sciences, Professor



Tetiana SKLIAROVA

Aisistant of department of metal and timber structures

integration into the existing city infrastructure. However, the implementation of this concept faces the challenge of the limit of the structural load that can be applied to existing load-bearing frame structures.

The reconstruction project must ensure the sustainability (or minimization) of additional loads, which allows reducing the required scope of work, project implementation time, and minimizing investment. Taking into account the industrial nature of the original interior of production premises, the loft style is best suited to the concept of renovating industrial buildings into residential ones. The

application of the loft style for the reconstruction of industrial zones is recommended as an economically advantageous option, supported by global experience. Special attention should be paid to the format of transforming production premises into residential ones using lightweight metal-timber roofs, which can become an organic part of the interior space.

Scientific novelty. The reconstruction of industrial buildings for residential purposes is a complex and multifaceted process that requires thoughtful decisions and a competent approach. In this article, we will explore the advantages of using structures made of combined metal-timber systems to create technical solutions that meet the requirements of economic viability, environmental friendliness, and energy efficiency in the reconstruction process.

Practical significance. The application of metal-timber constructions allows for the rapid and efficient restoration of industrial buildings, transforming them into residential housing to address the shortage of living space due to the displacement of refugees from Russian aggression. These constructions have significantly lower weight and cost compared to traditional materials such as concrete or steel, while ensuring high strength and reliability. Additionally, they are made from environmentally friendly renewable materials and have an attractive appearance, making them an ideal choice for the reconstruction of industrial buildings into residential housing.

Keywords. Reconstruction; loft; industrial buildings; restoration; metal-timber structures; composite structures.

PROBLEM STATEMENT

At the outset of the full-scale invasion by the Russian Federation, the President of Ukraine emphasized that a special state program for reconstruction would be established for every city affected by the war [13, 17]. No trace of the occupiers would be left in any of the cities. To achieve this, companies and architects with the best projects would be hired.

In July 2022, Deputy Head of the Office of the President of Ukraine, Kyrylo Tymoshenko, confirmed that the rapid recovery plan for the country involves the swift reconstruction of social infrastructure, taking into account modern construction standards and an entirely new level of security. He estimated that as of July 2022, the damage to Ukraine due to Russian aggression [21] amounted to \$750

billion.

In early July 2022, the city of Lugano in Switzerland hosted a conference where the Ukrainian government presented the Recovery Plan for Ukraine. Over 3000 experts and international consultants from various fields contributed to its development. UN Secretary-General Antonio Guterres is confident that the country's recovery is a lengthy process and must be initiated with the formula "start now," meaning immediately, without waiting for the end of the war.

The Recovery Plan for Ukraine is designed for a duration of 10 years. The first stage, from 2023 to 2025, includes 580 National Projects. The second stage, from 2026 to 2032, comprises 270 National Projects. Among the 17 programs, the most expensive is the program for the restoration and modernization of housing and infrastructure in regions, requiring \$150-250 billion. However, these estimates are not final, as the war is ongoing, and destruction continues. The exact amount needed for recovery will be understood upon the conclusion of hostilities.

The Recovery Plan for Ukraine is based on five principles:

- Immediate initiation and gradual development.
- increasing fair prosperity.
- integration into the EU.
- Reconstruction better than it was on national and regional scales.
- stimulating private investments.

Additionally, in the spring of 2022, the non-governmental organization "Urbanina" initiated the development of the "Guide to the Reconstruction of Cities." Over 50 experts, the NGO "Accessibility," and the Office of the President joined this initiative. In turn, the Architectural Chamber of the National Union of Architects of Ukraine (NSAU) established a special coordination headquarters for post-war recovery of cities and communities.

Since the era of urban industrialization, cities have inherited large industrial facilities. Factories, manufactories, and thriving ports attracted new residents and permanently altered urban landscapes. Subsequently, new favorable spaces for production emerged, and extensive

industrial zones became abandoned wastelands [7, 17, 18, 24].

To transform these territories into urban spaces, developers and municipal authorities resort to their revitalization and reimagining in a new environment. Enormous factories are repurposed into modern housing, and water towers become art objects.

In the process of rebuilding the housing stock in post-war conditions, key requirements include architectural expressiveness, authenticity, enhanced quality, and durability of buildings, as well as the reduction of material, labor, and energy costs for their construction and operation [6, 9, 10, 11, 12, 19].

It is crucial to consider the priority implementation of green technologies, as buildings overall account for 40% of energy consumption and approximately 47% of CO₂ emissions throughout their life cycle. In 2022, the National Standard of Ukraine DSTU 9171:2021 "Guidance on Ensuring Balanced Use of Natural Resources in the Design of Structures" was released. It approves the reuse and secondary recycling of materials and products at a level not less than 70%, as part of compliance with the EU agreement.

The standard describes criteria for the rational use of natural resources in the reconstruction of architectural and construction systems, methods to reduce financial costs for building maintenance, outlines a methodology for considering the ecological efficiency of using building materials at various levels of analysis during design, and provides a methodology for determining the effects of implementing measures for balanced use of natural resources [1, 2, 8, 14, 15, 16].

The introduction of mandatory life cycle environmental and economic assessment for buildings necessitates a reassessment of traditional structural solutions and adaptation for increased efficiency.

An effective solution in this context is the reconstruction of industrial buildings into residential spaces using metal-timber constructions. The advantages of such constructions include:

- the ability to implement complex architectural solutions.

- freedom in planning spaces within existing buildings and structures.

- metal-timber constructions can be manufactured separately and assembled on-site in a very short time, using low-capacity lifting mechanisms due to their low weight.

- metal-timber constructions are lighter than traditional materials, creating less load on the foundation.

- high environmental performance of metal-timber materials.

- use of local renewable materials.

- reduction of dependence on production bases for metal and concrete constructions.

- the ability to combine the functions of load-bearing structures and elements of interior design with minimal interior finishing.

- quick reconfiguration and recyclability of constructions at the end of the lifespan or when there is no longer a need for residential spaces.

The uniqueness of metal-timber constructions lies in the synthesis of the working properties of thin corrugated metal walls and belts made of solid or laminated timber. This combination allows for constructions that are lighter than both steel and solid timber.

For a reliable connection between the steel profiled sheet and timber belts, mechanical compression of the rigid corrugated steel wall into the timber belts or bonding using a two-component epoxy adhesive, which adheres well to both metal and timber surfaces, can be employed. The use of corrugated steel walls in timber I-beams results in increased load-bearing capacity, profile stiffness, reduced required section height, and reduced weight of the beams. All of these significantly expand the range of applications of I-beams with timber belts and enhance their efficiency.

To ensure high corrosion resistance, galvanized metal sheets are used. By incorporating timber and thin corrugated walls, the weight of combined beams is 2-3 times less than that of equivalent solid timber or metal beams with a rectangular cross-section. The application of combined metal-timber beams is

a promising direction for further improving the efficiency of load-bearing structures by combining the positive properties of two materials.

ANALYSIS OF PREVIOUS RESEARCH

Military aggression by the Russian Federation has caused significant damage and destruction in Ukraine, leading to the decline of key enterprises and leaving numerous industrial sites unused [13, 17, 21]. These factors have had a negative impact on the economic, social, cultural, and psychological development of cities and their residents. In light of this, it is essential to actively engage in the renovation and reconstruction of decommissioned industrial facilities with the aim of transforming them into residential buildings. This is a rational and necessary step in ensuring sustainable urban development and improving the quality of life for the population, especially those forcibly displaced due to the ongoing armed conflict.

One example of the renovation and reconstruction of industrial areas, buildings, and structures is the gas holders in the Zimmering area of Vienna, Austria (Fig. 1).



Fig. 1. Renovation of the gas holders in Vienna

Рис.1. Ремонт газгольдерів у Відні

The gas holders, constructed between 1896 and 1899, consist of four cylindrical telescopic gas reservoirs, each with an approximate volume of 90,000 m³. Each gas holder has a height of 70 m and a diameter of 60 m. Originally operational until 1984, they fell into disuse thereafter. Leaving only the walls, architects transformed them by adding transparent domes by 2001. Each building was divided into residential (upper), office (middle), and commercial-recreational (lower) zones, connected by transitions.

Examples of large-scale reconstruction of industrial zones in Ukraine, including Kiev,

were observed even before the onset of the war. One such project in Kiev is the extensive reconstruction of the Kiev Motorcycle Plant on Simyi Khokhlovykh Street to accommodate the innovation park (UNIT CITY) – a complex of residential and public buildings and structures (Figure 2).

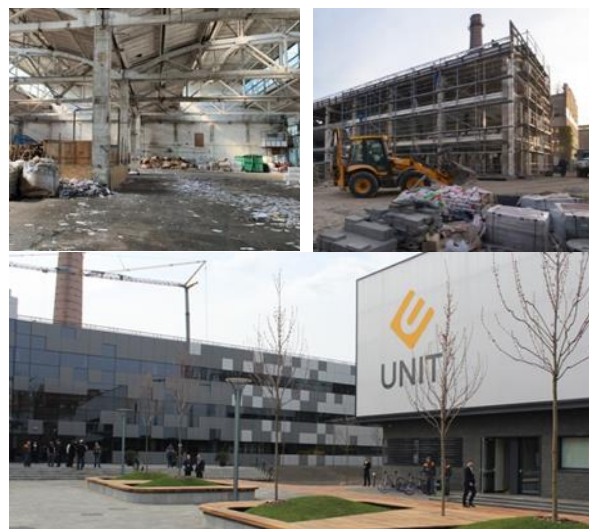


Fig. 2. Reconstruction of the Kyiv Motorcycle Plant to accommodate the UNIT CITY innovation park

Рис.2. Реконструкція Київського мотоциклетного заводу під інноваційний парк UNIT CITY

The Kiev Motorcycle Plant operated on the site from 1945, producing heavyweight motorcycles, including popular models such as "Dnepr" and "Kyivlianin." In the 2000s, the plant ceased operations, and the 24 hectares of land remained abandoned. At the start of the reconstruction in 2016, the buildings were available for lease, and the area was neglected.

The first step towards implementing the innovation park was the construction of the business campus with the UNIT Factory IT school. The school's curriculum was built on student initiative, offering young specialists the opportunity to work in nearby IT offices after three years of study or even during their studies. The infrastructure of the innovation park later expanded with public dining establishments and residential areas.

The main goal of UNIT.City's innovation is to create a modern, convenient platform for attracting and developing the IT community.

Residents of the innovation park can freely exchange ideas and implement ambitious projects without leaving the premises. During the reconstruction, additional floors were installed inside the buildings using metal beam ceilings and lightweight profiled concrete slabs.

An excellent example of the conversion of an industrial building into residential housing is the development of the residential complex "SMART HOUSE" in a multi-story building at 39-41 Mashynobudivelna Street in Kyiv (Figure 3).

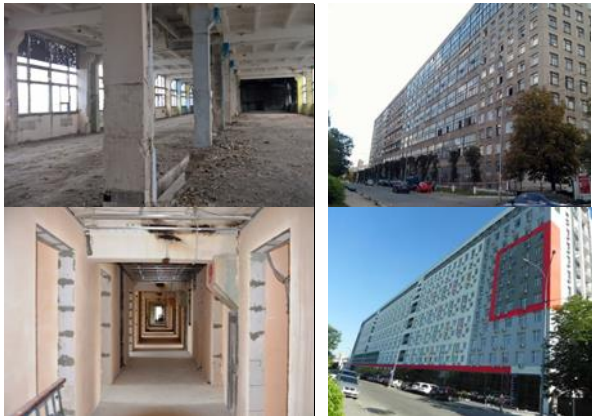


Fig. 3. Arrangement of the SMART HOUSE residential complex in Kyiv

Рис.3. Облаштування житлового комплексу SMART HOUSE в Києві

During the reconstruction of the industrial building, a full-fledged complex comprising a thirteen-story building with three sections was constructed. The initial floors of the new structure were designated for commercial purposes, hosting coworking spaces, a family medical center, dry cleaning services, cafes, a laundry, supermarket, fitness center with a pool, pharmacy, etc. From the fourth to the top floor, modern smart apartments and fully equipped one-bedroom apartments were designed, already offered with completed renovations and furnishings. Inside the building, additional floors were created for residential spaces using metal structures attached to load-bearing columns, effectively doubling the usable area of the interior premises.

The revitalization of the former Kyiv Rubber Goods Factory on Amurska Street has been completed, transforming the old buildings and

workshops into a Class B business center known as City Garden. The restored and modernized premises are actively utilized for leasing by both Ukrainian and international companies.

The project authors have successfully created an open area for guests, featuring abundant greenery and recreational spaces. The territory also hosts various open infrastructure facilities such as cafes, restaurants, bank branches, etc. Another distinctive feature of the new business center is the utilization of all the roofs of the buildings. For the residents, barbecue areas and relaxation terraces have been equipped. There are plans to create a multi-court training area on one of the rooftops in the future.



Fig. 4. Revitalization of the buildings of the shoe factory for the construction of the City Garden business center in Kyiv

Рис. 4. Ревіталізація корпусів взуттєвої фабрики для будівництва бізнес-центру City Garden у Києві

During the implementation of reconstruction measures, it is advisable to identify and preserve the most valuable aesthetically pleasing fragments of the urban environment. This approach allows for the development of its positive individual characteristics and the creation of a new aesthetic for the industrial area based on the already formed architectural ensemble.

A realization of a modern approach to residential design is the loft style. This design trend originated in America in the 1950s. The lack of available space and new constructions compelled the creative population to set up their studios directly in the attics of industrial buildings (Figure 5).

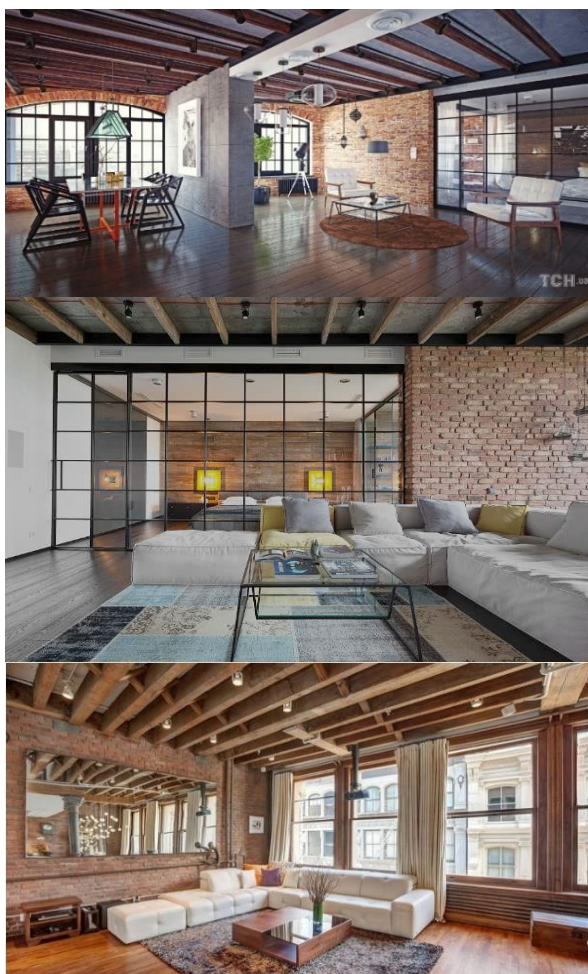


Fig. 5. Examples of loft-style interiors with timber beams

Рис.5. Приклади інтер'єрів в стилі лофт з дерев'яними балками

The main features of the style include:

- a large open space, where neither furniture nor walls take the forefront, but rather the space itself. The premises should be open, requiring the demolition of certain walls or door openings and the merging of rooms with different purposes to implement this solution in typical apartments. For industrial buildings, this is already a starting point, and it is sufficient to organize the internal space correctly.

- presence of raw and rugged finishes, with characteristics provided by materials such as brick, concrete, exposed pipes, and other elements.

- minimalism, characterized by the absence of numerous accessories and decorations, emphasizing strict forms.

- industrial furniture and decor elements, where all furniture and decorations should be strict, functional, and practical.

Timber elements seamlessly integrate into such interiors, adding a sense of naturalness and environmental friendliness to the industrial style (Figure 5).

PRINCIPAL RESEARCH

Why should we prefer structures made of metal-timber profiles? The current state of the construction market, amidst damage and destruction of industrial and logistical infrastructure, demands the development of new effective structural forms. These forms should have less dependence on production bases, allow the use of local renewable materials, and ensure the quick and easy construction of buildings while maintaining reliable and safe operation over an established period

One of the most readily available materials in this context has always been timber [1, 23, 25]. To enhance load-bearing capacity, modern technological capabilities allow for the production of massive composite timber structures: glued laminated timber (GLT) structures and cross-laminated timber (CLT) structures, composed of an odd number of layers of boards arranged perpendicularly in adjacent layers. CLT panels are used in panel and panel-frame construction for structures of various architectural complexity and height [2, 11, 12]. The challenge is to further reduce the weight of the structures while increasing the free span, improving sound absorption between floors, and enhancing the thermal insulation of roofing structures. This is achieved by replacing solid timber with a composite I-beam cross-section with a thin corrugated steel wall and flanges made of solid or glued timber (Figure 6).

The effectiveness of the structure is achieved through the synthesis of the properties of the corrugated metal wall, which effectively absorbs transverse forces in beams, and the flanges made of solid or glued timber, capable of withstanding significant normal stresses along the fibers and contributing to the safe

flexural-torsional stability of the beams [15, 20, 22].



Fig. 6. Construction of a metal-timber beam and cutting of a metal wall for insertion.

Рис. 6. Конструкція металево-дерев'яної балки та вирізка металевої стінки для вставки.

The task is solved by milling a longitudinal groove in timber belts, into which a steel profiled sheet is glued or pressed. The width of the groove equals the height of the corrugation of the profiled sheet. The thickness of the wall, the height of the corrugation of the steel sheet, and the dimensions of the timber belts should be determined through calculation. For reliable bonding of the steel profiled sheet and timber belts, a two-component epoxy adhesive with good adhesion to both metal and timber surfaces can be used.

Assembly, pressing, or gluing takes place on specialized production lines, the length of which can be adjusted depending on the required length of the elements (Figure 7).



Fig. 7. The technological line of connecting metal mesh with timber belts

Рис. 7. Технологічна лінія з'єднання металевої сітки з брусковими стрічками

In this process, elements of a constant cross-section can be manufactured, as well as structures with variable wall height or face width.

The application of a metal profiled sheet in timber I-beams results in an increase in load-bearing capacity, profile stiffness, and a reduction in the required cross-sectional height and the weight of the beams. To ensure high corrosion resistance, galvanized metal sheets made of S550 GD + Z steel according to DIN EN 10147 are used. Due to the lower density of timber and the use of a thin corrugated sheet, the weight of the combined beams is 2-3 times less than that of a comparable all-metal counterpart, reducing construction costs. Currently, in Europe, structures made of metal-timber constructions are frequently used for the construction of warehouse and industrial premises (Figure 8).

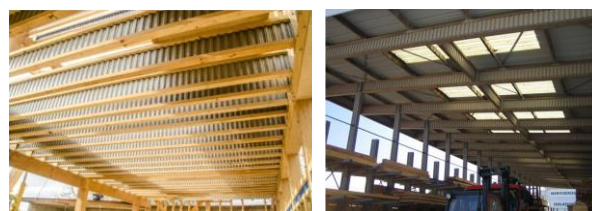


Fig. 8. Frames of warehouses made of metal-timber I-beams

Рис. 8. Каркаси складських приміщень з металево-дерев'яних двотаврів

But besides new construction, such constructions prove to be extremely effective, especially in the reconstruction of buildings, when additional structures are added to expand the usable area of existing premises (Figure 9).



Fig. 9. The use of metal-timber beams during reconstruction

Рис. 9. Використання металево-дерев'яних балок при реконструкції

The weight of a metal-timber beam with a span of 6m and a height of 230mm under the load from the floor of a residential building is approximately 36 kg. This means that such a structure can be assembled even without the use of lifting mechanisms. The weight of a metal beam under identical conditions will be at least

110 kg, and for a reinforced concrete beam, it will be no less than 160 kg.

Significant economic benefits can be achieved when using metal-timber beams as individual floor beams or assembled panels with beams fastened with an OSB board (Figure 10). The use of interlocked panels ensures a quick and efficient assembly of structures, significantly speeding up the construction process.



Fig. 10. Metal-timber beams in the frames of floors in the form of individual elements and as part of prefabricated panels

Рис. 10. Металодерев'яні балки в каркасах перекриттів у вигляді окремих елементів і в складі збірних панелей

In addition, the lightweight steel sheet provides such load-bearing systems by reducing the transmission of vibrational oscillations, positively affecting sound absorption when used as interfloor structures. Similarly, the reduction in the weight of the frame and the use of flexible corrugated walls, in combination with timber characteristics, provide metal-timber frames with increased seismic resistance.

Due to the individual manufacturing of structures, production waste is minimized. Thus, when developing a project from hundreds of possible variations, an optimal economic solution is implemented. Moreover, the ability to use simple joints in structures is preserved, as in structures made of solid or laminated timber. The technological simplicity of metal-timber beams is also a significant advantage since traditional manual construction tools, such as timber, can be used for processing - timber allows for easy processing, and the steel used in the wall has a thickness of 0.5-0.8 mm and can be processed with manual disc cutters.

The wall is made of carbon steel, hot-dip galvanized, most often of grade S550 GD+Z, with a zinc layer of not less than 275 g/m² (approximately 40 μm). Under conditions of high humidity and a medium degree of air aggressiveness (such as industrial or urban atmosphere or coastal climate with low chloride content), the expected service life of the protective zinc coating is 20-30 years.

In the case of operation within residential premises with a mildly aggressive environment, a service life of 50 to 100 years can be expected. Compared to painted coatings, hot-dip galvanizing has significantly better resistance to mechanical influences due to the cathodic protection effect, even with minor surface damage

A very thin steel sheet (0.5 mm) gives metal-timber beams excellent properties in the production of thermal insulation building elements (Figure 11). The insulation properties are much better than when using beams made of solid or laminated timber if the formation of a thermal bridge is not allowed. If the insulation is installed correctly, condensation in the sheet zone will not occur. Additional reliability can be ensured by protecting against corrosion at the intersection of belts with a steel wall when used in aggressive operating conditions [3, 4, 14].



Fig. 11. Thermal insulation of panels with metal-timber beams

Рис. 11. Теплоізоляція панелей з металево-дерев'яних балок

Transparent coating can be applied to the visible lower shelves in the elements of floor structures or the lower part of roofing constructions of single-story buildings while preserving the texture, transforming them into a vivid and distinctive interior feature.

CONCLUSIONS AND PERSPECTIVES FURTHER RESEARCH

The research conducted has identified a series of advantages of metal-timber beam structures compared to traditional construction solutions: increased rigidity and low self-weight due to a rational distribution of material along the cross-section height, high vibration and noise absorption characteristics, resistance to seismic and other dynamic impacts, technological simplicity, low thermal conductivity, and high corrosion resistance. Additionally, the aesthetic appeal of the natural material, which can seamlessly integrate into the interior, enhances the overall qualities. These properties are achieved through the harmonious combination of the benefits of a thin steel corrugated wall with robust timber. Metal-timber I-beam structures undoubtedly deserve attention both from engineers and designers, as well as architects, in the realization of modern, economical, and energy-efficient buildings.

REFERENCES

1. **Ivashko Y.** Influence of structural schemes on the shaping of historical timber buildings: On the examples of traditional chinese pavilions, pavilions of the chinoiserie style and ukrainian timber churches / Ivashko Y., Chang P., Dmytrenko A., Kozłowski T., Mykhailovskyi D. (2021) // *Wiadomości Konserwatorskie*, 2021 (67), pp. 49-60.
<http://doi.org/10.48234/WK67INFLUENCE>
2. **Mykhailovskyi D.** Method of calculation of panel buildings from cross-laminated timber / D. Mykhailovskyi // *Strength of Materials and Theory of Structures-opir Materialiv I Teoria Sporud*. — 2021. — № 107. — pp. 75—78.
<http://doi.org/10.32347/2410-2547.2021.107.75-88>
3. **Tsapko Yu.** Determination of the laws of thermal resistance of timber in application of fire-retardant fabric coatings. / Tsapko A., Bondarenko O. // *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2020. Vol. 2. No 10 (104). pp. 13-18.
<http://doi.org/10.15587/1729-4061.2020.200467>
4. **Tsapko Yu.** Modeling of thermal conductivity of reed products. / Tsapko A., Bondarenko O. // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 907. 012057. 9 p.
<http://doi.org/10.1088/1757-899X/907/1/012057>
5. **Mykhailovskyi D.** Armuvannia konstrukttsii z derevyny kompozytnymy materialamy, stan i perspektyvy/ Mykhailovskyi D., Komar M. // *Budivelni konstrukttsii. Teoriia i praktyka*, 2021 (09), pp. 72-80.
<http://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.72-80>
6. **Bilyk S.** Determination of changes in thermal stress state of steel beams in LIRA-SAPR software / S. Bilyk, O. Bashynska, O. Bashynskyi // *Strength of Materials and Theory of Structures-opir Materialiv I Teoria Sporud*. — 2022. — № 108. — pp. 189-202.
<http://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.108.189-202>
7. **Göswein V.** Land availability in Europe for a radical shift toward bio-based construction / Verena Göswein, Jana Reichmann, Guillaume Habert, Francesco Pittau // *Sustainable Cities and Society* – 2021 - №70(3):102929
<https://doi.org/10.1016/j.scs.2021.102929>
8. **Kremer, P. D.** Mass timber construction as an alternative to concrete and steel in the Australia building industry: A PESTEL evaluation of the potential / Kremer, P. D., Symmons, M. A. // *International Timber Products Journal* – 2015 – №6(3), pp. 138–147.
<http://doi.org/10.1179/2042645315Y.0000000010>
9. **Jones, D., & Brischke, C.** (2017). *Performance of Bio-based Building Materials*.
<https://doi.org/10.1016/C2015-0-04364-7>
10. **Ioannidou D.** Evaluating the risks in the construction timber product system through a criticality assessment framework / Ioannidou, D., Pommier, R., Habert, G., & Sonnemann, G. // *Resources, Conservation, and Recycling* – 2019– №146, pp. 68–76.
<https://doi.org/10.1016/J.RESCON-REC.2019.03.021>
11. **Mykhailovskyi D.** Svitovyi dosvid i perspektyvy rozvytku bahatopoverkhovoho budivnytstva z derevyny/DV Mykhailovskyi//*Visnyk Odeskoi derzhavnoi akademii bu-divnytstva ta arkhitektury*.-2016.-Vyp. 61.-S. 270-277
12. **Mykhailovskyi D.** Rozrakhunok panelnykh budynkiv z poperechno-kleienoi derevyny: Monohrafiia Uklad.: D.V. Mykhailovskyi – K: KNUBA, 2022 – 220 p. ISBN 978-966-8019-52-4
13. **Blyberg L.** Timber/Glass adhesively bonded i-beams / Blyberg L., Serrano E.//*Linnaeus University, School of engineering*. 2011, pp. 451-456
13. **Arutiunian I.** Perevahy vyboru rekonstrukttsii promyslovoi budivli v zhytlovu v umovakh vidnovlennia mist pislia viiny / I. Arutiunian, S.

- Pastukhova, A. Shchemeliev, I. Verstepnyi // *Mosty ta tuneli: teoriia, doslidzhennia, praktyka*, 2022, No 21, pp. 21-34.
<https://doi.org/10.15802/bttrp2022/258219>
14. **Skliarov, I., & Skliarova, T.** (2022). Sy-nerhiia vlastyvostei stali ta derevyny v konstukttsiakh metaloderevianykh dvotavriv z hofrovanoi stinkoiu. // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (11), 94–103.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.94-103>
 15. **Skliarov I.** Patent na korysnu model № 130893 Ukraina, MPK E04S 3/07 (2006.01). Kombinovana metaloderev'iana dvotavrova balka z poiasamy iz derevyny ta stinkoiu z profilovanoho metalevoho lysta / *Skliarov I. O.; zaiavnyky i vlasnyky Skliarov I.O., Kyivskiy natsionalnyi universytet budivnytstva i arkhitektury; – № u201807815; zaiav. 12.07.2018 ; opubl. 26.12.2018, Biul. № 24.*
 16. **Mykhailovskyi, D., Skliarova, T.** (2021). Calculation of large-span glulam structures as a soil base-foundation-above-ground structure system. *ScienceRise*, 4, 17–23.
<http://doi.org/10.21303/2313-8416.2021.002033>
 17. **Ivashko, Y., Mykhailovskyi, D., TOVBYCH, V., Kobylarczyk, J., Kuśnierz-Krupa, D., Dmytrenko, A., & Sandu, A. V.** (2023). Problems of plants revitalization in the east of ukraine after the war. // *International Journal of Conservation Science*, 14(2). (Apr-Jun 2023): 551-562.
<https://doi.org/10.36868/IJCS.2023.02.12>
 18. **Dyomin M., Dmytrenko A., Chernyshev D., Ivashko O.,** Big Cities Industrial Territories Revitalization Problems and Ways of Their Solution, *Proceedings of the 2nd International Conference on Building Innovations, ICBI 2019, Lecture Notes in Civil Engineering*, 73, 2020, Springer, Cham, pp. 365-373.
https://doi.org/10.1007/978-3-030-42939-3_37
 19. **Glyva V., Kasatkina N., Nazarenko V., Burdei-na N., Karaieva N., Levchenko L., Panova O., Tykhenko O., Khalmuradov B., Khodakovskyy O.** Development and study of protective properties of the composite materials for shielding the electromagnetic fields of a wide frequency range, *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 2(12104), 2020, pp. 40-47.
<https://doi.org/10.15587/1729-4061.2020.201330>
 20. **Bilyk S.I., Bilyk A.S., Nilova T.O., Shpynda V.Z., Tsyupyn E.I.** Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: KNUBA, 2018. – Issue 100. – P. 140-154.
<https://repositary.knuba.edu.ua/handle/987654321/3352>
 21. **Nuzhny, V.** (2022). First investigations of damage to buildings and structures as a consequence of combat actions. // *Building Constructions. Theory and Practice*, (11), 104–114.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.104-114>
 22. **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>
 23. **Frunzio Giorgio, Di Gennaro Luciana,** Seismic structural upgrade of historical buildings through timber deckings strengthening: the case of study of Palazzo Ducale in Parete, Italy, [in:] *XIV International Conference on Building Pathology and Constructions Repair*, ed. G. Bartoli, M. Betti, M. Fagone, B. Pintucchi, vol. 11, 2018.
<https://doi.org/10.1016/j.prostr.2018.11.021>
 24. **Orlenko Mykola, Ivashko Yulia,** The concept of art and works of art in the theory of art and in the restoration industry, “*Art Inquiry*” 2019, vol. XXI, p. 171–190.
<https://doi.org/10.33838/naoma.30.2021.92-106>
 25. **Yuzhakov Yury, Belkin Alexander,** Construction strengthening in historical timber cupolas restoration, [in:] *XXI International Scientific Conference on Advanced in Civil Engineering Construction – the Formation of Living Environment (FORM 2018)*, ed. A. Askadskiy, A. Pustovgar, T. Matseevich, Adamtsevich, *IOP Conference Series - Materials Science and Engineering*, vol. 365, 2018.
<https://doi.org/10.1088/1757-899X/365/5/052017>

ЛІТЕРАТУРА

1. **Ivashko Y.** Influence of structural schemes on the shaping of historical timber buildings: On the examples of traditional chinese pavilions, pavilions of the chinoiserie style and ukrainian timber churches / *Ivashko Y., Chang P., Dmytrenko*

- A., Kozłowski T., Mykhailovskyi D. (2021) *Wiadomości Konserwatorskie*, 2021 (67), pp. 49-60.
<http://doi.org/10.48234/WK67INFLUENCE>
2. **Mykhailovskyi D.** Method of calculation of panel buildings from cross-laminated timber / D. Mykhailovskyi // *Strength of Materials and Theory of Structures-opir Materialiv I Teoria Sporud.* — 2021. — № 107. — pp. 75–78.
<http://doi.org/10.32347/2410-2547.2021.107.75-88>
 3. **Tsapko Yu.** Determination of the laws of thermal resistance of timber in application of fire-retardant fabric coatings. / Tsapko A., Bondarenko O. // *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies.* 2020. Vol. 2. No 10 (104). pp. 13-18.
<http://doi.org/10.15587/1729-4061.2020.200467>
 4. **Tsapko Yu.** Modeling of thermal conductivity of reed products. / Tsapko A., Bondarenko O. // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering.* 2020. Vol. 907. 012057. 9 p.
<http://doi.org/10.1088/1757-899X/907/1/012057>
 5. **Михайловський Д.** Армування конструкцій з деревини композитними матеріалами, стан і перспективи / Михайловський Д., Комар М. // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, 2021 (09), pp. 72-80.
<http://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.72-80>
 6. **Bilyk S.** Determination of changes in thermal stress state of steel beams in LIRA-SAPR software / S. Bilyk, O. Bashynska, O. Bashynskyi // *Strength of Materials and Theory of Structures-opir Materialiv I Teoria Sporud.* — 2022. — № 108. — pp. 189-202.
<https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.108.189-202>
 7. **Göswein V.** Land availability in Europe for a radical shift toward bio-based construction / Verena Göswein, Jana Reichmann, Guillaume Habert, Francesco Pittau // *Sustainable Cities and Society* – 2021 - №70(3):102929
<https://doi.org/10.1016/j.scs.2021.102929>
 8. **Kremer, P. D.** Mass timber construction as an alternative to concrete and steel in the Australia building industry: A PESTEL evaluation of the potential / Kremer, P. D., Symmons, M. A. // *International Timber Products Journal* – 2015 – №6(3), pp. 138–147.
<https://doi.org/10.1179/2042645315Y.0000000010>
 9. **Jones, D., & Brischke, C.** (2017). Performance of Bio-based Building Materials.
<https://doi.org/10.1016/C2015-0-04364-7>
 10. **Ioannidou D.** Evaluating the risks in the construction timber product system through a criticality assessment framework / Ioannidou, D., Pommier, R., Habert, G., & Sonnemann, G. // *Resources, Conservation, and Recycling* – 2019– №146, pp. 68–76.
<https://doi.org/10.1016/J.RESCON-REC.2019.03.021>
 11. **Михайловський Д.** Світовий досвід і перспективи розвитку багатоповерхового будівництва з деревини / ДВ Михайловський // *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.* -2016.-Вип. 61.-С. 270-277
 12. **Михайловський Д.** Розрахунок панельних будинків з поперечно-клеєної деревини: Монографія Уклад.: Д.В. Михайловський – К: КНУБА, 2022 – 220 с. ISBN 978-966-8019-52-4
 12. **Blyberg L. Timber/Glass adhesively bonded i-beams** / Blyberg L., Serrano E. // *Linnaeus University, School of engineering.* 2011, pp. 451-456
 13. **Арутюнян І.** Переваги вибору реконструкції промислової будівлі в житлову в умовах відновлення міст після війни / І. Арутюнян, С. Пастухова, А. Щемелєв, І. Вертепний // *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 2022, No 21, pp. 21-34.
<https://doi.org/10.15802/bttrp2022/258219>
 14. **Склярів, І., & Склярова, Т.** (2022). Синергія властивостей сталі та деревини в конструкціях металодерев'яних двотаврів з гофрованою стінкою. // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (11), 94–103.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.94-103>
 15. **Склярів І.** Патент на корисну модель № 130893 Україна, МПК E04C 3/07 (2006.01). Комбінована металодерев'яна двотаврова балка з поясами із деревини та стінкою з профільованого металевго листа / *Склярів І. О.; заявники і власники Склярів І.О., Київський національний університет будівництва і архітектури;* – № и 201807815; заяв. 12.07.2018 ; опубл. 26.12.2018, Бюл. № 24.
 16. **Mykhailovskyi, D., Skliarova, T.** (2021). Calculation of large-span glulam structures as a soil base-foundation-above-ground structure system. *ScienceRise*, 4, 17–23.
<https://doi.org/10.21303/2313-8416.2021.002033>
 17. Ivashko, Y., Mykhailovskyi, D., Tovbych, V., Kobylarczyk, J., Kuśnierz-Krupa, D., Dmytrenko, A., ... & Sandu, A. V. (2023). Problems of plants revitalization in the east of ukraine after the war. *International Journal of Conservation Science*, 14(2). (Apr-Jun 2023): 551-562.
<https://doi.org/10.36868/IJCS.2023.02.12>

18. **Dyomin M., Dmytrenko A., Chernyshev D., Ivashko O.** Big Cities Industrial Territories Revitalization Problems and Ways of Their Solution, *Proceedings of the 2nd International Conference on Building Innovations, ICBI 2019, Lecture Notes in Civil Engineering*, 73, 2020, Springer, Cham, pp. 365-373.
https://doi.org/10.1007/978-3-030-42939-3_37
19. **Glyva V., Kasatkina N., Nazarenko V., Burdeina N., Karaieva N., Levchenko L., Panova O., Tykhenko O., Khalmuradov B., Khodakovskyy O.** Development and study of protective properties of the composite materials for shielding the electromagnetic fields of a wide frequency range, *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 2(12104), 2020, pp. 40-47.
<https://doi.org/10.15587/1729-4061.2020.201330>
20. **Bilyk S.I., Bilyk A.S., Nilova T.O., Shpynda V.Z., Tsyupyn E.I.** Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: KNUBA, 2018. – Issue 100. – P. 140-154.
<https://repository.knuba.edu.ua/handle/987654321/3352>
21. **Nuzhny V.** (2022). First investigations of damage to buildings and structures as a consequence of combat actions. *Building Constructions. Theory and Practice*, (11), 104–114.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.104-114>
22. **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>
23. **Frunzio Giorgio, Di Gennaro Luciana,** Seismic structural upgrade of historical buildings through timber deckings strengthening: the case of study of Palazzo Ducale in Parete, Italy, [in:] *XIV International Conference on Building Pathology and Constructions Repair*, ed. G. Bartoli, M. Betti, M. Fagone, B. Pintucchi, vol. 11, 2018.
<https://doi.org/10.1016/j.prostr.2018.11.021>
24. **Orlenko Mykola, Ivashko Yulia,** The concept of art and works of art in the theory of art and in the restoration industry, “*Art Inquiry*” 2019, vol. XXI, p. 171–190.
<https://doi.org/10.33838/naoma.30.2021.92-106>
25. **Yuzhakov Yury, Belkin Alexander,** Construction strengthening in historical timber cupolas restoration, [in:] *XXI International Scientific Conference on Advanced in Civil Engineering Construction – the Formation of Living Environment (FORM 2018)*, ed. A. Askadskiy, A. Pustovgar, T. Matseevich, Adamtsevich, IOP Conference Series - Materials Science and Engineering, vol. 365, 2018.
<https://doi.org/10.1088/1757-899X/365/5/052017>

ВИКОРИСТАННЯ МЕТАЛОДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ ДЛЯ ВІДНОВЛЕННЯ ЖИТЛОВОГО ФОНДУ

Ігор СКЛЯРОВ,
Денис МИХАЙЛОВСЬКИЙ,
Тетяна СКЛЯРОВА

Анотація. Використання сучасних методів реновації та реконструкції для перетворення промислових будівель на житлові, особливо в умовах післявоєнної відбудови України, набуває особливої актуальності. Для зменшення фінансового навантаження на нове будівництво та сприяння розселенню біженців від російської агресії доцільно реконструювати існуючі списані промислові будівлі у зруйнованих містах та міграційних зонах під житлові приміщення. Враховуючи специфіку об'ємно-просторових рішень виробничих будівель, необхідний значний обсяг робіт з реорганізації внутрішнього простору таких приміщень для пристосування їх до житлових. При цьому каркаси виробничих приміщень, завдяки значним відстаням між несучими конструкціями, дозволяють отримати більш відкриті та просторі приміщення з сучасним інтер'єром у стилі лофт. Одним із способів ефективного досягнення цієї мети є влаштування в промислових будівлях додаткових перекриттів з використанням металевих балок. Мала вага і висока несуча здатність таких конструкцій дозволяють створювати додаткові приміщення в межах існуючого об'єму будівлі з мінімальними додатковими навантаженнями на несучий каркас і фундамент будівлі. Такий підхід є не тільки економічно

ефективним, але й пропонує унікальний сучасний спосіб організації інтер'єру для комфортного проживання.

Метою дослідження є визначення ефективності та доцільності використання металодерев'яних двотаврових профілів у процесі перетворення промислових будівель у житлові приміщення. У дослідженні проаналізовано вітчизняний та зарубіжний досвід оновлення та реконструкції промислових будівель. Висновки вказують на те, що можливі різноманітні функціональні адаптації промислових будівель або комплексів залежно від цілей проекту, а також їх подальша інтеграція в існуючу інфраструктуру міста. Однак реалізація цієї концепції стикається з проблемою обмеження структурного навантаження, яке можна застосувати до існуючих несучих рамних конструкцій.

Проект реконструкції повинен забезпечувати стійкість (або мінімізацію) додаткових навантажень, що дозволяє скоротити необхідні обсяги робіт, терміни реалізації проекту та мінімізувати інвестиції. Враховуючи індустріальний характер оригінального інтер'єру виробничих приміщень, стиль лофт найкраще підходить для концепції переобладнання промислових будівель у житлові. Застосування стилю лофт для реконструкції промислових зон рекомендовано як економічно вигідний варіант, підтверджений світовим досвідом. Особливої уваги заслуговує формат перетворення виробничих приміщень у житлові з використанням

полегшеної металево-дерев'яної покрівлі, яка може стати органічною частиною внутрішнього простору.

Наукова новизна. Реконструкція промислових будівель під житлові цілі – складний і багатогранний процес, який вимагає зважених рішень і грамотного підходу. У цій статті ми розглянемо переваги використання конструкцій з комбінованих металодерев'яних систем для створення технічних рішень, що відповідають вимогам економічності, екологічності та енергоефективності в процесі реконструкції.

Практичне значення. Застосування металодерев'яних конструкцій дозволяє швидко та ефективно відновлювати промислові будівлі, перетворювати їх на житлові будинки для вирішення проблеми дефіциту житлової площі через переміщення біженців від російської агресії. Ці конструкції мають значно меншу вагу та вартість порівняно з традиційними матеріалами, такими як бетон чи сталь, забезпечуючи при цьому високу міцність та надійність. Крім того, вони виготовлені з екологічно чистих відновлюваних матеріалів і мають привабливий зовнішній вигляд, що робить їх ідеальним вибором для реконструкції промислових будівель під житлові будинки.

Ключові слова. Реконструкція; лофт; промислові будівлі; відновлення; металодерев'яні конструкції; комбіновані конструкції.

Стаття надійшла до редакції 05.11.20

ДОСЛІДЖЕННЯ КОРОЗІЙНО-МЕХАНІЧНОЇ СТІЙКОСТІ АРМАТУРНИХ СТАЛЕЙ, ПРИЗНАЧЕНИХ ДЛЯ ЕКСПЛУАТАЦІЇ В ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУДАХ

Володимир ГОЦ¹, Валерій МАКАРЕНКО², Оксана БЕРДНИК³

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

¹gots.vi@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-7702-1609>

²green555@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-6668-3957>

³kseniarezniak87@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-5321-3518>

Анотація. Згідно аналітичного огляду можна сказати, що при тривалому терміні експлуатації залізобетонних конструкцій гідротехнічних споруд їх окремі елементи наприклад арматурні стрижні руйнуються внаслідок недостатньої втомно-корозійної міцності металу арматури. Вони виникають здебільшого під дією основних змінних навантажень – згину, коливань залізобетонних плит, механіко-ерозійних дій середовища.

Основними причинами руйнування арматури є її розрив та втомлюваність внаслідок багаторазової дії силових факторів. Особливо інтенсивно руйнується поверхнева зона арматури в з'єднанні з бетоном унаслідок слабкої міцності зчеплення. Однією з причин руйнування з'єднань арматури з бетоном може бути також застосування низько міцних арматурних сталей.

Підвищення корозійно-механічної надійності залізобетонних конструкцій гідротехнічних споруд можливо за рахунок використання: для виготовлення арматурних стрижнів які є основною силовою структурою залізобетону економічно модифікованих легованих сталей, які проходять складну термічну обробку і які характеризуються високими корозійно-втомними властивостями при роботі в агресивних середовищах при циклічних (знакозмінних) навантаженнях.

Досліджена стійкість проти СКРН, ВІР і корозійно-механічної втомності арматурних сталей призначених для будівельної промисловості. Встановлено, що дослідні сталі, економічно модифікована РЗЕ, міддю нікелем особливо



Володимир ГОЦ
професор кафедри технології
будівельних конструкцій і
виробів,
д.т.н., професор



Валерій МАКАРЕНКО
професор кафедри технології
будівельних конструкцій і
виробів
д.т.н., професор



Оксана БЕРДНИК
доцент кафедри технології
будівельних конструкцій і виробів
к.т.н., доцент

хромом ніобієм і ванадієм задовольняють вимогам Міжнародного стандарту NACE MR 0175-96 по хімічному складу і механічним властивостям, а сталі марок 10ХСНДА і 20Ф не мають достатньо високого спротиву СКРН (граничні напруження $< 0.8 \cdot \sigma_{0.2}^{\min}$) і корозійно-втомному руйнуванню, причому сталі марок 20Ф і 06Г2Б показали низький спротив ВІР ($CLR > 6\%$ і $CTR > 3\%$).

Отже, слід проводити повний (1005-вий) вхідний контроль корозійно-механічної стійкості усіх матеріалів, які залучені до виготовлення залізобетонних конструкцій гідротехнічного

Призначення для експлуатації в сірководеньвмісних середовищах.

Ключові слова. Корозія руйнування; наводнення; тріщиностійкість; витривалість; втомлена міцність.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Бетонні і залізобетонні конструкції гідротехнічних споруд в різних кліматичних умовах суттєво піддаються агресивним впливам. Технічне обстеження конструкцій в районах з різним кліматом, аналіз їх стану дозволяє виявити основні негативні впливи середовища. Результати таких обстежень можуть слугувати основою для розробки корозійностійких бетонів і конструкцій з жарким кліматом і морозостійких бетонів.

Досвід технічного обстеження, лабораторні випробування бетонів показують, що наявні розробки дозволяють створювати довговічні гідротехнічні споруди для самих несприятливих природних умов експлуатації, для різних природньо-кліматичних умов.

Бетонні і залізобетонні конструкції гідротехнічних споруд піддаються в процесі експлуатації різним агресивним впливам:

- вилуговуючій дії прісної води, в тому числі в фільтруючих тріщинах, останні сприяють швидкій корозії арматури;
- дії хімічних солей, які містяться в морській воді (сульфати, бікарбонати, магнезійні солі);
- депасивуючій дії хлоридів на сталеву арматуру;
- карбонізація бетону вуглекислим газом повітря;
- заморожуванню і відтаванню, утворення льоду на поверхні конструкції, що перешкоджає випаровування води, що в свою чергу збільшує вміст в зоні контакту з залізобетонними конструкціями.

Небезпека пошкодження залізобетонних конструкцій виникає при наявності наскрізних тріщин і напору води. Розчинення цементного каменю спричиняє поступове розширення тріщин і збільшення потоку води. Вода виносить розчинений гідрооксид кальцію, який при виході на поверхню в контакт

з повітрям карбонізується і утворює напливи нерозчиненого у водні карбонату кальцію. Маса таких напливів може досягати сотень кілограмів. В розширеній, внаслідок вилуговування тріщини, на поверхні сталевих арматури знижується рН середовища, утворюється гальванічна пара з анодом на оголеній в тріщині арматурної сталі.

Корозія арматури значно значно прискорюється, коли у воді присутні солі. Відомі розриви арматури в фільтруючих тріщинах після декількох років експлуатації конструкцій.

В надземних конструкціях, наприклад в приміщеннях будинків гідротехнічних споруд терміном експлуатації 70 років, встановлена карбонізація бетону, яка виходила на поверхню арматури. В значній мірі причина глибокої карбонізації полягає в тому, що в 1935-1950-х роках процес карбонізації бетону ще не був достатньо вивченим і вимоги до бетону по зниженій проникності не були тоді нормовані.

Ціллю даного дослідження є дослідження корозійно-механічної стійкості арматурних сталей, які можуть експлуатуватися в гідротехнічних спорудах з підвищеними експлуатаційними характеристиками.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Відомо [1-3], що спротив металу втомленню руйнуванню характеризується межею витривалості (втомленості), тобто це найбільше напруження, яке витримує метал без руйнування при будь-якій кількості циклів. Межу витривалості найбільш часто визначають при випробуваннях зі знакозмінному симетричному циклі ($R=-1$), а тому границю витривалості позначають через σ_{-1} .

Як правило, границю витривалості обмежують 10^7 циклами (цю кількість циклів називають базою випробувань). Таким чином, можна відмітити, що границя витривалості — це максимальне напруження циклу, яке витримує матеріал без руйнування при базовому числі циклів (для чорних металів ця база складає 10^7 циклів). Тоді по кривих втомленості можна знаходити такий важливий показник, як довговічність при втомленості,

Під якою приймають число циклів навантаження, яке витримує сталь при руйнуванні при певному напруженні [3,4].

Із літератури [5] відомо, що границя витривалості в металі добре корелює з механічними властивостями металів. Так, величина σ_{-1} складає в середньому $(0.4-0.6)\sigma_B$ – для вуглецевих і легованих сталей; $(0.3-0.5)\sigma_B$ – для бронзи і латуні. Можна цю характеристику аналогічним чином порівняти з твердістю по Брінелю: $\sigma_{-1} = (0.128-0.156)HB$ – для вуглецевих сталей $(0.168-0.222)HB$ – для легованих сталей; $\sigma_{-1} = 0.19HB$ – для алюмінієвих сплавів.

Відомо із сучасної механіки руйнувань [5,6], що зі збільшенням числа циклів при любых напруженнях вище границі витривалості в металі послідовно протікають такі процеси: 1)пластична деформація; 2)зародження тріщин, осередками яких слугують неметалеві включення (НВ); 3)поступовий розвиток деяких з них з переважним розповсюдженням головної тріщини; 4)швидке кінцеве руйнування.

Процес втомленості починається з пластичної деформації поверхневих шарів металу арматури. Причому, переміщення дислокацій в умовах повторно-змінних навантажень спостерігається при навантаженні нижче границі пружності металу. Швидкість локальної пластичної деформації при циклічному деформуванні на декілька порядків перевищує швидкість деформування при статичному навантаженні. Ковзання дислокацій починається в зернах із сприятливою орієнтацією поблизу концентраторів напружень. Зі збільшенням числа циклів в поверхневих шарах зростає щільність дислокацій і кількість вакансій. При досягненні базової кількості циклів N_R формується поверхневий зміцнений шар металу з великою кількістю зародкових тріщин, розмір яких не досягає критичного значення. Підвищення числа циклів не може спричинити подальший розвиток руйнування в такому шарі. Тільки, коли напруження перевищують границю витривалості тріщини досягають критичної довжини [6,7], після чого починається процес їх зливу в магістральну тріщину з розповсюдженням останньої.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В якості модельних середовищ використовували: середовище NACE (5% розчин NaCl, який містив 0.5% CH_3COOH і насичений H_2S ; $t=22\pm 2^\circ C$; $pH=3.8-4.0$); Об'єктами досліджень були наступні сталі: 16Г2АФ; 20Ф; 15ХСНДА; 10ХСНДА; 09Г2ФБ; 06Г2Б і 08ХМЧА.

Швидкість корозії визначали із застосуванням гравіметричного методу: термін випробування – 480 год. Зразки, вирізані безпосередньо з арматурних стрижнів діаметру 32мм, випробували також на схильність до воднем ініційованого руйнування (ВІР) згідно Міжнародного стандарту NACE TM-02-90, оскільки такий тест обов'язковий при виборі матеріалу для виготовлення відповідальних конструкцій гідротехнічного призначення, контактуючого із середовищами, які містять сірководень [8].

Досліджували ВІР прямокутних зразків довжиною 80 мм (уздовж прокатки), шириною $W=12$ мм (поперек прокатки) й товщиною T (визначається діаметром арматури з урахуванням припуску на механічну обробку до металевго блиску), які вирізали безпосередньо з арматурних стрижнів після їх прокатки. Тест передбачає 96-годинну витримку напружених зразків в синтетичному розчині NACE (5%-вий розчин $NaCl+0.5\% CH_3COOH$, безперервне насичення H_2S із швидкістю барботажу 10 мл/хв.; $pH=3-4$), причому мінімальний об'єм розчину складав 4 мл на 1 cm^2 поверхні зразку [9]. Надалі зразки розрізали, а поверхню зрізу полірували і протравлювали в середовищі хімічних реагентів. Всі виявлені при збільшенні $\times 100$ тріщини вимірювали, крім тих, які знаходилися на відстані до 1 мм від поверхні зразку.

На базі результатів вимірювань, розраховували коефіцієнти чутливості сталі до індукваного воднем руйнування за наступними формулами: коефіцієнт довжини тріщино утворення $CLR=(\Sigma a/W)\cdot 100,\%$; коефіцієнт ширини тріщино утворення $STR=(\Sigma b/T)\cdot 100,\%$, де Σa і Σb – сума відповідно поздовжніх і поперечних розмірів ділянок тріщино утворення, мм [10].

Згідно з Міжнародною Специфікацією, встановлені наступні вимоги до водневої стійкості трубних сталей: для ВІР – коефіцієнти довжини тріщини $CLR \leq 6\%$ і товщини тріщини $CTR \leq 3\%$.

Схильність арматурних сталей до сульфідного корозійного руйнування під напруженням (СКРН) визначали згідно стандарту NACE TM 01-77(90) – метод А (на циліндричних зразках діаметром 6.4 мм), що дозволяла товщина перетину арматури [11]. Випробували зразки на установці моделі «Інстрон» (Великобританія) під навантаженням (в кожному досліді використовували по 5 зразків). При цьому визначали граничне напруження σ_{SSC} , для того щоб порівняти якість сталей різних марок і заводів-виготовлювачів арматури. Умови випробувань по

цьому стандарту наступні: тривалість – 720 год в 5%-вому розчині NaCl, який містить 0.5% CH_3COOH і насиченому H_2S ; $\text{pH}=3$; $t=22\pm 2^\circ\text{C}$ [12]. Параметр σ_{SSC} визначали із залежності $\sigma_i - \lg t$ (σ_i – початкове навантаження; t – час до руйнування, год), при якій зразки не руйнуються на прийнятій часовій базі випробувань.

Графік залежності $\sigma_i - \lg t$ будували по мінімальним значенням часу до руйнування під кожним навантаженням, оскільки використання середніх значень t неприпустимо з огляду необхідності гарантованої працездатності залізобетонних конструкцій в технологічних середовищах із сірководнем. Форма і розміри зразків для втомних (багатоциклових) випробувань наведені на рис.1

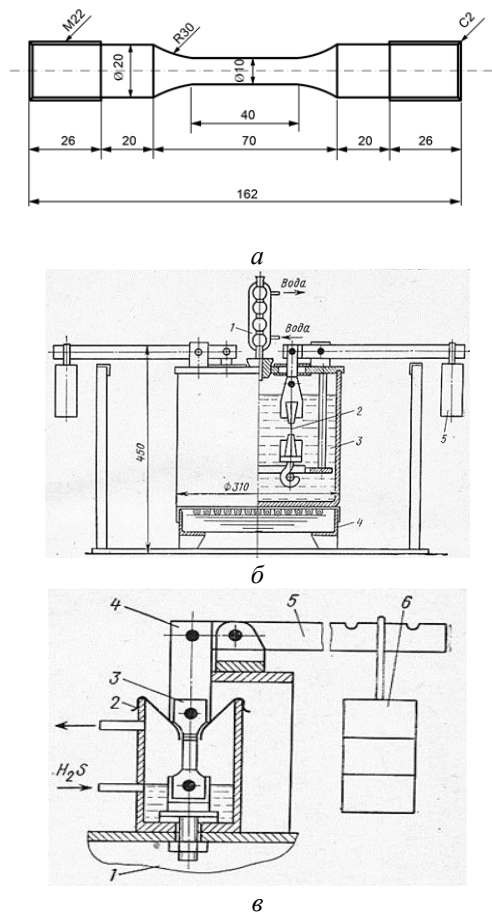


Рис.1. Вплив технологічних факторів.

а – Зразок для випробувань на втомлену міцність (втомленість)

б – Принципова схема установки для одновісних розтягуючих зусиль:

1 – холодильник, 2 – зразок, 3 – ємність, 4 – піч, 5 – вантаж

в – Комірка для випробувань в середовищі NACE (з сірководнем):

1 – основа, 2 – комірка, 3 – зразок, 4 – сердечник, 5 – ричаг, 6 – вантаж

Fig.1. Influence of technological factors.

a – A sample for tests on fatigue strength (fatigue)

b – Schematic diagram of the installation for uniaxial tensile forces:

1 – refrigerator, 2 – sample, 3 – container, 4 – furnace, 5 – cargo

c – Cell for tests in the NACE environment (with heart water):

1 – base, 2 – cell, 3 – sample, 4 – core, 5 – lever, 6 – load

Тривалу міцність (випробування на повітрі) та корозійно-втомні випробування проводили на установці гирьового типу УСМР-6 під навантаженням (в кожному досліді використовували по 5 зразків). За основу була прийнята база $1 \cdot 10^6$ циклів (див. рис.1б, в).

Випробування на сульфідне розтріскування проводили по методиці згідно стандарту НАСЕТМ-01-90 [15]. В якості модельного середовища використовували розчин NACE. Базовий термін випробувань – 720 год. Всі зразки випробували при напруженні рівному 0.8 границі текучості металу арматури, який визначали при розриві трьох зразків на повітрі. Випробування зразків з кільцевою проточкою посередині проводили методом неперервної деформації до руйнування (з малою швидкістю $\epsilon = 2 \cdot 10^{-6} \text{ c}^{-1}$) в корозійному середовищі.

Результати вимірів швидкості корозії зразків металу арматурних сталей в модельному середовищі NACE представлені на рис.4. Аналіз даних рис.2 свідчить, що найбільш високою корозійною стійкістю в цьому середовищі характеризуються економічно модифіковані ванадієм, ніобієм, хромом, нікелем і церієм сталі, зокрема 16Г2АФ, 09Г2ФБ, 15ХСНДА і 08ХМЧА, в меншій степені протистоять корозії сталі марок 06Г2Б, 10ХСНДА і 20Ф.

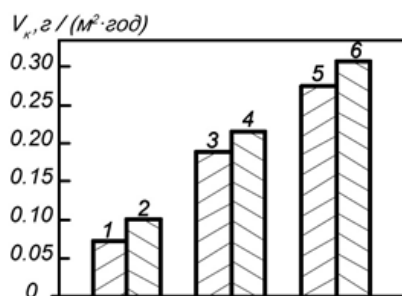


Рис.2. Діаграма швидкості корозії зразків арматурних сталей в модельному середовищі NACE. Нумерація зразків і марок сталей:

1–16Г2АФ, 2–09Г2ФБ, 3–15ХСНДА, 4–08ХМЧА, 5–06Г2Б, 6–10ХСНДА, 7–20Ф

Fig.2. Corrosion rate diagram of reinforcing steel samples in a model environment. Numbering of steel samples and grades:

1–16Г2АФ, 2–09Г2ФБ, 3–15ХСНДА, 4–08ХМЧА, 5–06Г2Б, 6–10ХСНДА, 7–20Ф

Дослідження СКРН. Схильність арматурних сталей до СКРН графічно відображена на рис.3. Видно, що найбільшим спротивом СКРН характеризуються сталі наступних марок 16Г2АФ, 09Г2ФБ, 15ХСНДА, 10ХСНДА. Декілька нижчим спротивом володіють сталі 20Ф, 08ХМЧА і 06Г2Б. Видно, що як в протистоянні процесу корозії, так і у випадку спротиву корозійним руйнуванням під напруженням (СКРН) спостерігається повна аналогія, тобто найбільшим спротивом СКРН характеризуються сталі, економічно модифіковані ванадієм, ніобієм, церієм та іншими корисними елементами [14,15].

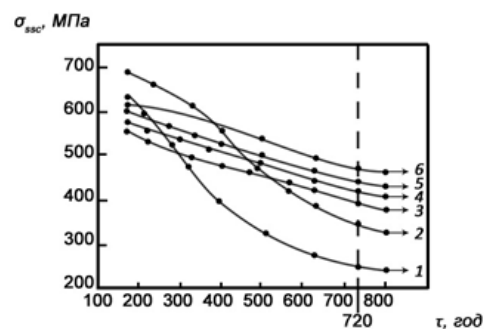


Рис.3. Схильність до сульфідного корозійного руйнування під напруженням арматурних сталей при випробуваннях в модельних середовищах. Нумерація відповідає позначенню на рис. 1

Fig.3. Susceptibility to sulphide corrosion under stress of reinforcing steels during tests in model environments. The numbering corresponds to the designation in fig 1

Однак, слід відзначити, що абсолютні значення σ_{tssc} ще не слід використовувати при проектуванні залізобетонних конструкцій відповідального призначення наприклад для гідротехнічних підземних споруд з причини відсутності надійних методів визначення та прогнозування їх втомної (тривалої) міцності, оскільки вони можуть змінюватися під дією багатьох чинників (концентрації сірководню і вуглецевого газу та їх парціальних тисків, рН середовища, температури середовища, технологічних зупинок, стану конструкцій і ін.) [15]. Тому в розрахунках на тривалу міцність і несучу здатність арматурних сталей залізобетонних конструкцій, визначенні діаметру арматури вихідним параметром може бути мінімально

допустиме значення умовної межі текучості сталі $\sigma_{0.2}^{\min}$, а придатність конструкційних матеріалів оцінюють за допомогою граничних напружень, які виражає коефіцієнт впливу середовища [17]: $k_{tssc} = \sigma_{tssc} / \sigma_{0.2}^{\min}$ (рис. 4).

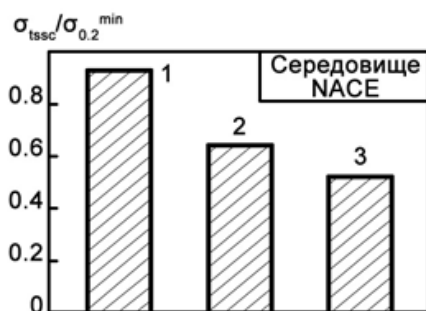


Рис.4. Порогові значення спротиву сульфідному корозійному руйнуванню під напруженням арматурних сталей залізобетонних конструкцій тривалого терміну експлуатації в середовищі NACE: 1 – сталь 16 Г2АФ; 2 – 09 Г2ФБ; 3 – сталь 20Ф. Відхилення значень σ_{tssc} не перевищує 10%

Fig.4. Threshold values of resistance to sulphide corrosion under stress of reinforcing steels of reinforced concrete structures with a long service life in the environment NACE: 1 – steel 16 G2AF; 2 – 09 G2FB; 3 – steel 20F. Deviation of σ_{tssc} values does not exceed 10%

Прийнято вважати, що сталь придатна для виготовлення арматури та експлуатації в технологічних середовищах з високим вмістом корозійно-агресивних компонентів, в тому числі сірководень (до 20 мол. %), коли $k_{tssc} \geq 0.8$.

Із вищенаведених експериментальних результатів видно, що найбільш високою корозійною стійкістю проти СКРН характеризується сталь марки 16Г2АФ і 09Г2ФБ, а сталь марки 20Ф має низькі значення коефіцієнта $k_{tssc} = 0.45 - 0.60$ (див. рис.2). Таким чином, працездатність сталей для арматурних сталей будівельного призначення, яка оцінюється за параметрами k_{tssc} і σ_{tssc} , відрізняється.

Слід звернути увагу, що результати дослідження спротиву сталей СКРН добре ко-

релюють з даними визначення гравіметричним методом швидкості корозії як в розчині NACE, так і в розчині NaCl (див. рис.2).

Таким чином, можна зробити узагальнення про те, що економно модифіковані сталі 16Г2АФ і 09Г2ФБ, які містять низькі концентрації шкідливих домішок сірки, фосфору та водню, характеризується високою стійкістю проти рівномірної корозії, в т. ч. і проти СКРН, а тому можуть бути рекомендована для використання у виробництві арматури для залізобетонних конструкцій гідротехнічних споруд.

Дослідження ВІР. Результати досліджень ВІР арматурної сталі (без прикладення навантаження) показали, що в розчині NACE здійснюється водневе розтріскування та поверхневе здуття деяких сталей марки 06ГГБ і 20Ф. Розрахункові значення показників водневого розтріскування ВІР для цих сталей складають: CLR=3.2–4.8% ; CTR=6.9–10.8%. Встановлено, що сталі 16Г2АФ, 09Г2ФБ, 08ХМЧА, 15ХСНДА–відповідають вимогам Технічних умов [11-15].

Дослідження корозійної втомності (тривалої міцності). В процесі експериментальних досліджень встановлено наступне (рис. 5):

1)Середовище NACE, яке містить сірководень, більше ніж в 1.75 раз, знижує межу втомності зразків діаметром 5 мм із сталі марки 09Г2ФБ (з 700 до 400 МПа).

2)Сірководеньвмісне середовище NACE майже в 5 раз (з 490 до 200 МПа) знижує межу втомності сталі 10ХСНДА.

3)Найбільші значення тривалої міцності показали експериментальні сталі в середовищі NACE. Економне модифікування сталі РЗМ (сталь 08ХМЧА) дозволило підвищити корозійно-втомну міцність навіть при випробуванні в агресивному середовищі NACE більш, ніж в 2 рази порівняно із звичайною сталлю марки 10ХСНДА (див. рис.5). Так, умовна межа корозійної втомності сталей 15ХСНДА і 06Г2Б в сірководеньвмісному середовищі при 1 млн. циклів (база багато циклових випробувань) - (криві 2 і 4 на рис.5) підвищилася з 190 до 280-290 МПа. Із наведених вище результатів експериментів можна узагальнити, що позитивний ефект від легування модифікуючими

Домішками спостерігається стабільно при використанні їх в низьколегованих сталях в обмеженій кількості вказаній вище по тексту. Подальше збільшення їх спричиняє за-смічування металу крупними частинками силікатів чи оксидів та оксисульфідів церію ніобію і ванадію, не впливаючи при цьому на загальну кількість неметалевих включень.

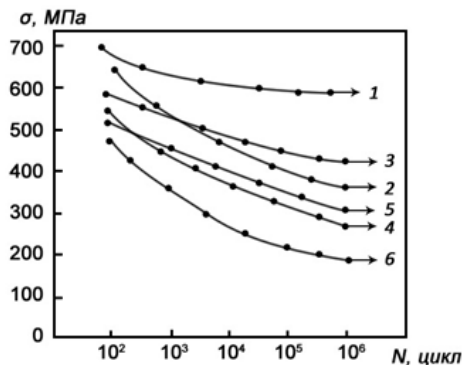


Рис.5. Криві корозійної втоми зразків арматурних сталей в розчині NACE: позначення марки сталей див рис. 1.

Fig.5. Corrosion fatigue curves of samples of reinforcing steels in NACE solution: designation of the brand of steels, see fig. 1

У вітчизняних і закордонних дослідженнях ряду авторів відзначено, що причинами зниження стійкості до СКРН і ВІР окремих вуглецевих і низьколегованих сталей може бути наявність в них силікатів, а також мікроліквація окремих легуючих елементів чи домішок, або порушення термомеханічних режимів прокатки арматурних стрижнів [14].

Отже, результати лабораторно-експериментальних досліджень показали, що економічно модифіковані сталі характеризуються високою корозійно-втомною міцністю і можуть використовуватися в конструкціях залізобетону, контактуючих з агресивними середовищами гідротехнічних систем. Отримані результати експериментальних досліджень можуть бути корисними для конструкторів при розробці апроєктів з використання залізобетонних виробів в гідротехнічних спорудах, наприклад, підземних каналізаційних систем, тобто потрібна їх ретельна перевірка в умовах промислового будівництва.

Результати випробувань корозійного руйнування зразків арматурних сталей в середовищі NACE наведені на рис.6. Аналіз даних наведених на рис.6 дає можливість відмітити, що найбільшою стійкістю проти сульфідно-корозійного руйнування володіють арматурні сталі марок 16Г2АФ, 09Г2ФБ, 15ХСНДА. Остальні марки 08ХМЧА, 06Г2Б, 10ХСНДА і 20Ф чинять менший спротив корозійному руйнуванню.

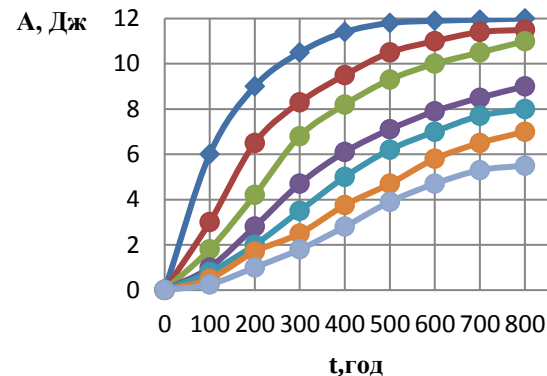


Рис.6. Робота корозійного руйнування зразків арматури в середовищі NACE. Позначення арматурних сталей:

1–16Г2АФ, 2–09Г2ФБ, 3–15ХСНДА, 4 – 08ХМЧА, 5–06Г2Б, 6–10ХСНДА, 7 – 20Ф

Fig.6. The work of corrosion destruction of reinforcement samples in the NACE environment. Designation of reinforcing steels:

1–16Г2АФ, 2–09Г2ФБ, 3–15ХСНДА, 4 – 08ХМЧА, 5–06Г2Б, 6–10ХСНДА, 7 – 20Ф

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Аналітичний огляд показав, що при тривалому терміні експлуатації залізобетонних конструкцій гідротехнічних споруд їх окремі елементи наприклад арматурні стрижні руйнуються внаслідок недостатньої втомно-корозійної міцності металу арматури. Вони виникають здебільшого під дією основних змінних навантажень – згину, коливань залізобетонних плит, механіко-ерозійних дій середовища. Основними причинами руйнування арматури є її розрив та знос унаслідок багаторазової дії силових факторів. Особливо інтенсивно руйнується поверхнева

зона арматури в з'єднанні з бетоном унаслідок слабкої міцності зчеплення. Однією з причин руйнування з'єднань арматури з бетоном може бути також застосування низько міцних арматурних сталей.

Підвищення корозійно-механічної надійності залізобетонних конструкцій гідротехнічних споруд можливо за рахунок використання: для виготовлення арматурних стрижнів які є основною силовою структурою залізобетону економно модифікованих легированих сталей, які проходять складну термічну обробку і які характеризуються високими корозійно-втомними властивостями при роботі в агресивних середовищах при циклічних (знакозмінних) навантаженнях;

Досліджена стійкість проти СКРН, ВІР і корозійно-механічної втомності арматурних сталей призначених для будівельної промисловості. Встановлено, що дослідні сталі, економно модифікована РЗЕ, міддю нікелем особливо хромом ніобієм і ванадієм задовольняють вимогам Міжнародного стандарту NACE MR 0175-96 по хімічному складу і механічним властивостям, а сталі марок 10ХСНДА і 20Ф не мають достатньо високого спротиву СКРН (граничні напруження $< 0.8 \cdot \sigma_{0.2}^{\min}$) і корозійно-втомному руйнуванню, причому сталі марок 20Ф і 06Г2Б показали низький спротив ВІР (CLR > 6% і CTR > 3%). Отже, слід проводити повний (100%-вий) вхідний контроль корозійно-механічної стійкості усіх матеріалів які залучені до виготовлення залізобетонних конструкцій гідротехнічного призначення для експлуатації в сірководеньвмісних середовищах.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Makarenko, V. D., & Morgun, I. D.** (1991). Special features of the effect of barium on the mechanical properties of metal deposited in welding with calcium fluoride electrodes. *Welding International*, 5(9), 726-728.
2. **Gots V.I., Lastivka O.V., Berdnyk O.Yu., Tomin O.O., Shilyuk P.S.** Corrosion resistance of polyester powder coatings using fillers of various chemical nature. – *Key Engineering Materials*. – Vol. 864. 115-121 (Scopus) <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.864.115>
3. **Berdnyk O Yu, Lastivka O V, Maystrenko A A, Amelina N O.** Processes of structure formation and neoformation of basalt fiber in an alkaline environment. – *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. – *Innovative Technology in Architecture and Design (ITAD 020)*. – Vol. 907. – 012036. (Scopus) <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/907/1/012036/pdf>
4. **Pokhodnya, I. K., Ponomarev, V. E., Milichenko, S. S., Skorina, N. V., Makarenko, V. D., Marchenko, A. E., & Gorpenyuk, V. N.** (1987). Effects of type of binder and its composition on the welding and properties of electrodes with basic coatings. *Welding International*, 1(2), p.116-118.
5. **Jun Z.** Application and research status of concrete canvas and its application prospect in emergency engineering. /Wei X., Xingzhong W., Lihai S., Jiang W. // *Journal of Engineered Fibers and Fabrics*. 2020. 15 p.
6. **Makarenko V.** Hydrate Formations Modeling for the Oil and Gas Facilities Reconstruction. / Makarenko V., Vynnykov Y., Liashenko A., Petrash O // *Proceedings of the 2nd International Conference on Building Innovations. ICBI 2019. Lecture Hydrate Formations Modeling for the Oil and Gas Facilities Reconstruction Notes in Civil Engineering*, vol 73. Springer, Cham. – p. 651-658.
7. **Xu J.** Synthesis and properties of cotton fabric functionalized by dimethyl phosphite and perfluorohexyl group grafted graphene oxide. /Zhang J., Xu J., Zhang Z., Zhang H. // *Pigment and Resin Technology*. 2020. Vol. 48 (6). pp. 515-522
8. **Shi F.** Study on UV-protection and hydrophobic properties of cotton fabric functionalized by graphene oxide and silane coupling agent. /Xu J., Zhang Z. // *Pigment and Resin Technology*. 2019. Vol. 48 (3). pp. 237-242.
9. **Choi K.** Fire protection behavior of layer-by-layer assembled starch-clay multilayers on cotton fabric. /Seo S., Kwon H., Kim D., Park Y.T. // *Journal of Materials Science*. 2018. Vol. 53 (16). pp. 11433-11443.
10. **Dolez P.I.** A quantitative method to compare the effect of thermal aging on the mechanical performance of fire protective fabrics. /Tomer N.S., Malajati Y. // *Journal of Applied Polymer Science*. 2019. Vol. 136 (6). 47045. 7 p.
11. **Zhou S.** Flame Retardancy and Mechanism of Cotton Fabric Finished by Phosphorus Containing SiO₂ Hybrid Sol. /Huangfu W. . <https://www.scintific.net/KEM.864.115>

You F., Li D., Fan D. //9th International Conference on Fire Science and Fire Protection Engineering. 2019. 9055847. 7 p.

12. **Kundu C.K.** Sol-gel coatings from DOPO-alkoxysilanes: Efficacy in fire protection of polyamide 66 textiles. /Song L., Hu Y. //European Polymer Journal. 2020. Vol. 125. 109483.
13. **Malucelli G.** Sol-Gel and layer-by-layer coatings for flame-retardant cotton fabrics: Recent advances. //Coatings. 2020. Vol. 10 (4). pp. 333.
14. **Vachnina T.N.** Improvement of fire protection of wood board and textile materials for premises with a massive stay of people. /Susoeva I.V., Titunin A.A. //IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 962 (2). 022008.
15. **Dietzel Y.** Development of a environmentally friendly, halogen-free flame-retardant coating on the basis of high-performance submicron metal hydroxides. //Gummi, Fasern, Kunststoffe. 2015. Vol. 68 (7). pp. 490-496.

REFERENCES

1. **Makarenko, V. D., & Morgun, I. D.** (1991). Special features of the effect of barium on the mechanical properties of metal deposited in welding with calcium fluoride electrodes. *Welding International*, 5(9), 726-728.
2. **Gots V.I., Lastivka O.V., Berdnyk O.Yu., Tomin O.O., Shilyuk P.S.** Corrosion resistance of polyester powder coatings using fillers of various chemical nature. – *Key Engineering Materials.* – Vol.864.115-121 (Scopus)
<https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.864.115>
<https://www.scintific.net/KEM.864.115>
3. **Berdnyk O Yu, Lastivka O V, Maystrenko A A, Amelina N O.** Processes of structure formation and neoformation of basalt fiber in an alkaline environment. – *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering.* – *Innovative Technology in Architecture and Design (ITAD 020).* – Vol. 907. – 012036. (Scopus)
<https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/907/1/012036/pdf>
4. **Pokhodnya, I. K., Ponomarev, V. E., Milichenko, S. S., Skorina, N. V., Makarenko, V. D., Marchenko, A. E., & Gorpenyuk, V. N.** (1987). Effects of type of binder and its composition on the welding and properties of electrodes with basic coatings. *Welding International*, 1(2), p.116-118.
5. **Jun Z.** Application and research status of concrete canvas and its application prospect in emergency engineering. /Wei X., Xingzhong W., Lihai S., Jiang W. //Journal of Engineered Fibers and Fabrics. 2020. 15 p.
6. **Makarenko V.** Hydrate Formations Modeling for the Oil and Gas Facilities Reconstruction. / Makarenko V., Vynnykov Y., Liashenko A., Petrash O //Proceedings of the 2nd International Conference on Building Innovations. ICBI 2019. Lecture Hydrate Formations Modeling for the Oil and Gas Facilities Reconstruction Notes in Civil Engineering, vol 73. Springer, Cham. – p. 651-658.
7. **Xu J.** Synthesis and properties of cotton fabric functionalized by dimethyl phosphite and perfluorohexyl group grafted graphene oxide. /Zhang J., Xu J., Zhang Z., Zhang H. //Pigment and Resin Technology. 2020. Vol. 48 (6). pp. 515-522.
8. **Shi F.** Study on UV-protection and hydrophobic properties of cotton fabric functionalized by graphene oxide and silane coupling agent. /Xu J., Zhang Z. //Pigment and Resin Technology. 2019. Vol. 48 (3). pp. 237-242.
9. **Choi K.** Fire protection behavior of layer-by-layer assembled starch-clay multilayers on cotton fabric. /Seo S., Kwon H., Kim D., Park Y.T. //Journal of Materials Science. 2018. Vol. 53 (16). pp. 11433-11443.
10. **Dolez P.I.** A quantitative method to compare the effect of thermal aging on the mechanical performance of fire protective fabrics. /Tomer N.S., Malajati Y. //Journal of Applied Polymer Science. 2019. Vol. 136 (6). 47045. 7 p.
11. **Zhou S.** Flame Retardancy and Mechanism of Cotton Fabric Finished by Phosphorus Containing SiO₂ Hybrid Sol. /Huangfu W., You F., Li D., Fan D. //9th International Conference on Fire Science and Fire Protection Engineering. 2019. 9055847. 7 p.
12. **Kundu C.K.** Sol-gel coatings from DOPO-alkoxysilanes: Efficacy in fire protection of polyamide 66 textiles. /Song L., Hu Y. //European Polymer Journal. 2020. Vol. 125. 109483.
13. **Malucelli G.** Sol-Gel and layer-by-layer coatings for flame-retardant cotton fabrics: Recent advances. //Coatings. 2020. Vol. 10 (4). pp. 333.
14. **Vachnina T.N.** Improvement of fire protection of wood board and textile materials for premises with a massive stay of people. /Susoeva I.V., Titunin A.A. //IOP Conference Series: Materials Science and Engineering

. 2020. Vol. 962 (2). 022008.

15. **Dietzel Y.** Development of a environmentally friendly, halogen-free flame-retardant coating on the basis of high-performance submicron metal hydroxides. // *Gummi, Fasern, Kunststoffe*. 2015. Vol. 68 (7). pp. 490-496.

STUDY OF CORROSION-MECHANICAL RESISTANCE OF REINFORCING STEEL INTENDED FOR OPERATION IN HYDROTECHNICAL STRUCTURES

Volodymyr GOTS,
Valeriy MAKARENKO,
Oksana BERDNYK

Summary. Analytical review showed that during the long term of operation of reinforced concrete structures of hydraulic structures, their individual elements, such as reinforcing rods, are destroyed due to insufficient fatigue and corrosion resistance of the metal of the reinforcement. They arise mostly under the action of the main variable loads - bending, vibrations of reinforced concrete slabs, mechanical and erosive actions of the environment. The main reasons for the destruction of reinforcement are its rupture and wear as a result of repeated action of force factors. The surface zone of the reinforcement in the connection with concrete is especially intensively destroyed due to weak bond strength. One of the reasons for the destruction of reinforcement joints with concrete can also be the use of low-strength reinforcing steels. An increase

in the corrosion-mechanical reliability of reinforced concrete structures of hydrotechnical structures is possible due to the use: for the manufacture of reinforcing rods, which are the main strength structure of reinforced concrete, economically modified alloy steels that undergo complex heat treatment and are characterized by high corrosion-fatigue properties when working in aggressive environments with cyclic (sign-changing) loads.

The studied resistance against SCRn, VIR and corrosion-mechanical fatigue of reinforcing steels intended for the construction industry. It was established that experimental steels economically modified with REE, copper, nickel, especially chromium, niobium, and vanadium meet the requirements of the International Standard NACE MR 0175-96 in terms of chemical composition and mechanical properties, and steels of grades 10XCHДA and 20Φ do not have a sufficiently high resistance of the SCRn (limit stresses $< 0.8 \cdot \sigma_{0.2}^{\min}$) and corrosion-fatigue failure, and steel grades 20F and 06G2B showed low VIR resistance (CLR > 6% and CTR > 3%). Therefore, a full (100%) input control of the corrosion-mechanical resistance of all materials involved in the production of reinforced concrete structures for hydrotechnical purposes for operation in hydrogen sulfide-containing environments should be carried out.

Keywords. Corrosion breakdown; flooding; crack resistance; endurance; fatigue strength

Стаття надійшла до редакції 06.10.2023

РОЗВ'ЯЗАННЯ ФІЗИЧНО НЕЛІНІЙНИХ ЗАДАЧ ДЕФОРМУВАННЯ МАСИВНИХ І ТОНКОСТІННИХ ПРИЗМАТИЧНИХ ТІЛ

Іван МАРТИНЮК

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037
ivan.martinyuk@gmail.com, orcid.org/0000-0001-7957-2068

Анотація. Викладені результати чисельного дослідження на тестових прикладах збіжності розробленого варіанту напіваналітичного методу скінчених елементів. Виконано порівняння витрат машинного часу і точності розв'язання пружних і пластичних задач, отриманих на основі скінчених елементів зі змінними і усередненими механічними параметрами.

Досліджено збіжність методу скінчених елементів і напіваналітичного методу скінчених елементів при розрахунку призматичних тіл, навантажених локалізованими і розподіленими зовнішніми впливами. В розробці на основі моментної схеми скінчених елементів і напіваналітичного варіанту методу скінчених елементів ефективного чисельного підходу до дослідження довільно навантажених масивних і тонкостінних призматичних тіл складної форми, деформування яких може проходити за межею пружності матеріалу. За рахунок подання переміщень поліномами і використання ітераційних методів розв'язання систем дозволяють рівнянь даний підхід розвинений стосовно розрахунку об'єктів з довільними граничними умовами на торцях, що дозволило розширити область ефективного застосування напіваналітичного методу скінчених елементів на новий клас задач.

Розв'язано ряд нових складних завдань пружного і пружно-пластичного деформування масивних і тонкостінних призматичних тіл, що мають самостійне прикладне значення.



Іван МАРТИНЮК
докторант кафедри будівельної
механіки,
к.т.н.

Ключові слова. Метод скінчених елементів (МСЕ); напіваналітичний метод скінчених елементів (НМСЕ); пружне та пружно-пластичне деформування; масивні і тонкостінні призматичні тіла; розв'язання систем лінійних і нелінійних рівнянь; метод блочних ітерацій.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Найбільш трудомістким етапом дослідження в пружною і пружно-пластичної постановках конструкцій методом скінчених елементів є розв'язання систем лінійних і нелінійних рівнянь. Огляд літератури, класифікація і зіставлення методів розв'язання систем нелінійних рівнянь МСЕ міститься в роботах [1-8, 11, 12, 14].

Їх аналіз свідчить про те, що найбільш ефективними є комбіновані алгоритми, засновані на поєднанні крокових і інтер-національних методів [10]. У даній роботі на одному кроці по навантаженню розв'язання систем лінійних і нелінійних рівнянь здійснюється методом блокових ітерацій з верхньої релаксацією, застосування якого до матриць блокової структури, характерної для НМСЕ, є найбільш природним.

ТЕОРІЇ ПРУЖНОСТІ ДЛЯ ПРОСТОРОВИХ ТІЛ ІЗ ЗМІННИМИ ФІЗИЧНИМИ ПАРАМЕТРАМИ

Розглянемо просторове тіло, що утворене рухом деякої геометричної фігури складної, не обов'язково однозв'язної конфігурації, вздовж незамкненої напрямної у вигляді дуги кола (рис.1.1,а) або відрізка прямої (рис.1.1, б). Фізико-механічні характеристики матеріалу (зокрема модуль пружності матеріалу (модуль Юнга) E) також передбачаються залежними від просторових координат. Таке змінення може носити локальний характер із зміненням величин на декілька порядків (як показано на рис.1.1,а, зокрема внаслідок наявності набутих в процесі експлуатації макроскопічних дефектів), або поступовим і описуватись певною функцією розподілу вздовж просторових координат $E = E(z^{i'})$ (як це показано на рис.1.1б, що обумовлюється відхиленням значень фізико-механічних характеристик від номінальних). Такі зміни фізико-механічних характеристик призводять до різних за кількісними оцінками змін показників напружено-деформованого стану, а у випадку концентрації напружень – навіть до змін в якійсь картині їх розподілення. На торцях тіла можуть бути реалізовані різні типи граничних умов. У подальшому такі об'єкти будемо називати неоднорідними круговими (рис.1.1,а) та неоднорідними призматичними (рис.1.1,б) тілами із змінними фізичними параметрами і довільними граничними умовами.

Отримання розв'язуваних співвідношень НМСЕ ґрунтується на варіаційному рівнянні Лагранжа:

$$\delta W - \delta A = 0. \quad (1)$$

У випадку пружного деформування варіація енергії просторового деформівного тіла об'ємом V визначається співвідношенням:

$$\delta W = \iiint_V \varepsilon_{kl} C^{ijkl} \delta \varepsilon_{ij} dV \quad (2)$$

де ε_{ij} і C^{ijkl} – тензори деформацій і пружних констант.

Варіація роботи об'ємних сил p^j та поверхневих навантажень q^j , розподілених вздовж частини поверхні тіла S_q , обчислюється за формулою:

$$\delta A = \iiint_V p^j \delta U_j d + \iint_{S_q} q^j \delta \bar{U}_j dS \quad (3)$$

де U_j і $\bar{U}_j$ – відповідно переміщення точок об'єму тіла і частини його поверхні S_q , завантаженої зовнішніми навантаженнями [21].

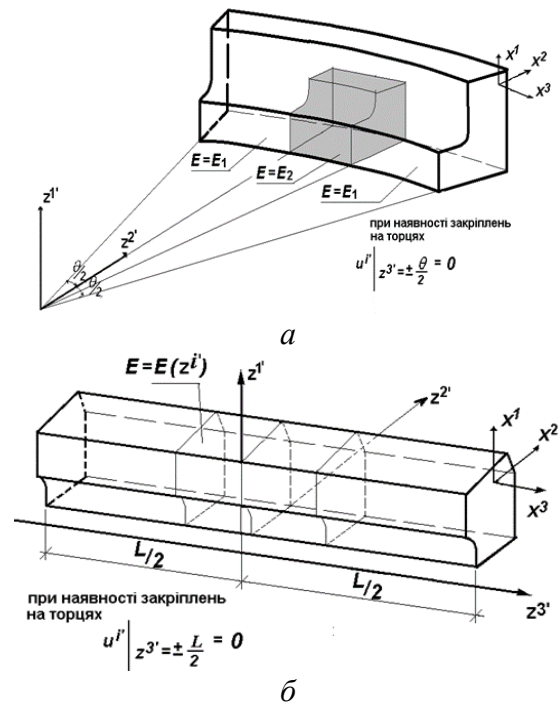


Рис. 1. Розрахункова схема конструкції утвореної рухом складної геометричної фігури: а- частина дуги кола; б- прямий відрізок.

Fig. 1. Calculation diagram of the construction of a complex geometric figure formed by movement: а- part of the arc of a circle; б- straight segment

Для дослідження процесів деформування зазначених тривимірних тіл доцільно використовувати такі системи координат: *базисну* $z^{j'}$ (в розглядуваних випадках: циліндричну – для неоднорідних кругових тіл або декартову – для неоднорідних призматичних тіл), яка є незмінною і призначена для завдання вихідної інформації про геометрію об'єкта, зовнішні впливи та граничні умови (осі $z^{1'}$ та $z^{2'}$ базисної системи координат розташовані в площині поперечного перерізу тіла, а вісь $z^{3'}$ орієнтована вздовж напрямної); *місцеву* криволінійну систему координат x^i , природно пов'язану з геометрією досліджуваного об'єкта. При цьому напрямки осей x^3 і $z^{3'}$ збігаються.

Вважаємо, що в кожній точці тіла відомі компоненти тензора перетворення $z_{j'}^{i'}$, що визначає зв'язок між місцевою та базисною системами координат [21]:

$$z_{j'}^{i'} = \frac{\partial z^{i'}}{\partial x^{j'}}, \quad z_{3'}^{\alpha} = z_{\alpha}^{3'} = 0 \quad (4)$$

Умовні позначення, що вказані тут і в подальшому всі індекси, позначені грецькими буквами, набуватимуть значення 1, 2, а позначені латинськими – 1, 2, 3.

Компоненти метричного тензора g_{mn} в місцевій системі координат подамо через компоненти метричного тензора базисної системи згідно з формулою:

$$g_{mn} = z_{m'}^{i'} z_{n'}^{j'} g_{ij'} \quad (5)$$

При дослідженні незамкнених кругових тіл для базисної циліндричної системи координат відмінними від нуля будуть такі компоненти метричного тензора:

$$g_{\alpha\beta} = z_{,\alpha}^{y'} z_{,\beta}^{y'}, \quad g_{33} = (z_{,3}^{3'})^2 (z^{2'})^2 \quad (6)$$

При дослідженні призматичних тіл для базисної декартової системи координат:

$$g_{\alpha\beta} = z_{,\alpha}^{y'} z_{,\beta}^{y'}, \quad g_{33} = (z_{,3}^{3'})^2 \quad (7)$$

Запишемо співвідношення для визначення компонент деформацій ε_{ij} через переміщення u_i в місцевій системі координат [21]:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x^j} + \frac{\partial u_j}{\partial x^i} \right) - u_k \Gamma_{ij}^k \quad (8)$$

де Γ_{ij}^k – символи Крістофеля другого роду.

Представимо переміщення та символи Крістофеля в місцевій системі координат через їх значення в базисній:

$$u_k = u_{s'} z_{,k}^{s'}$$

$$\Gamma_{ij}^k = x_{,l'}^k z_{,i}^{m'} z_{,j}^{n'} \Gamma_{m'n'}^{l'} + x_{,l'}^k z_{,i}^{m'} \frac{\partial z_{,j}^{l'}}{\partial z^{m'}}$$

де $x_{,l'}^k$ – компоненти тензора, оберненого до виразу (4).

Після підстановки двох останніх формул в (8), зважаючи, що $z_{,k}^{s'} \cdot x_{,l'}^k = \delta_{l'}^{s'}$, одержимо загальний вираз для деформацій у місцевій системі координат через переміщення в базисній:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(u_{l',i} z_{,j}^{l'} + u_{l',j} z_{,i}^{l'} \right) - u_{l'} z_{,i}^{m'} z_{,j}^{n'} \Gamma_{m'n'}^{l'} \quad (9)$$

У циліндричній базисній системі координат не дорівнюють нулю тільки такі символи Крістофеля:

$$\Gamma_{3'3'}^{2'} = -z^{2'}, \quad \Gamma_{3'2'}^{3'} = \Gamma_{2'3'}^{3'} = \frac{1}{z^{2'}}.$$

Тоді з формули (9) одержимо:

$$\varepsilon_{\alpha\beta} = \frac{1}{2} \left(u_{\gamma',\alpha} z_{\beta}^{\gamma'} + u_{\delta',\beta} z_{\alpha}^{\delta'} \right)$$

$$\varepsilon_{\alpha 3} = \frac{1}{2} \left(u_{3',\alpha} z_3^{3'} + u_{\gamma',3} z_{\alpha}^{\gamma'} + 2 u_{3',\alpha} z_{\gamma}^{3'} z_{\beta}^{\gamma'} / z^{2'} \right) \quad (10)$$

$$\varepsilon_{33} = u_{3',3} z_3^{3'} + u_{2',3} z_3^{3'} z_3^{2'}$$

У декартовій базисній системі координат дорівнюють нулю всі символи Крістофеля, тому формула (8) матиме вигляд:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(u_{l',i} z_{j'}^{l'} + u_{l',j} z_{i'}^{l'} \right) \quad (11)$$

Фізичні компоненти тензорів деформацій $\tilde{\varepsilon}_{kl}$ та пружних констант $\tilde{C}^{ijkl}$ визначаються співвідношеннями:

$$\tilde{\varepsilon}_{ij} = \frac{\varepsilon_{ij}}{\sqrt{g_{(ii)}g_{(jj)}}} \quad (12)$$

$$\tilde{C}^{ijkl} = \tilde{C}^{ijkl} \sqrt{g_{(ii)}g_{(jj)}g_{(kk)}g_{(ll)}}$$

При їх використанні для варіації енергії пружного деформування отримаємо:

$$\delta W = \iiint_V \tilde{\varepsilon}_{kl} \tilde{C}^{ijkl} \delta \tilde{\varepsilon}_{ij} dV \quad (13)$$

При описі процесу деформування передбачається, що пружні деформації є малими. Напруження σ^{ij} визначаються через компоненти тензора пружних деформацій відповідно до узагальненого закону Гука [21]:

$$\sigma^{ij} = C^{ijkl} \varepsilon_{kl}^e = \left[\mu (g^{jl} g^{ik} + g^{il} g^{jk}) + \lambda g^{ij} g^{kl} \right] \varepsilon_{kl}^e \quad (14)$$

де коефіцієнти Ляме λ та μ визначаються через коефіцієнт Пуассона $\nu = \nu(z^{i'}, T)$ і модуль пружності матеріалу (модуль Юнга) $E = E(z^{i'}, T)$, які є функціями температури і координат:

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)}, \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)}.$$

Фізичні компоненти тензору напружень дорівнюють:

$$\tilde{\sigma}^{ij} = \sigma^{ij} \sqrt{g_{(ii)}g_{(jj)}} \quad (15)$$

Варіаційне рівняння в термінах фізичних компонент тензорів деформацій (15) дозволяє проводити опис пружного деформування просторових тіл складної конфігурації.

ВИХІДНІ СПІВВІДНОШЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ ЗАДАЧІ ПРУЖНОПЛАСТИЧНОСТІ

У випадку розв'язання задачі пружнопластичності варіація енергії деформування просторового деформівного тіла об'ємом V в варіаційному рівнянні Лагранжа (16) визначається співвідношенням:

$$\delta W = \iiint_V \sigma^{ij} \delta \varepsilon_{ij} dV \quad (16)$$

При наявності незворотних деформацій пластичності зв'язок між напруженнями і деформаціями визначається на основі співвідношень теорії пластичного течіння [13-15, 17-19, 22 та інші]. В цьому випадку приращення повних деформацій $d\varepsilon_{ij}$ може бути подане сумою приращень пружних деформацій $d\varepsilon_{ij}^e$, приращень деформацій пластичності $d\varepsilon_{ij}^p$:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (17)$$

При використанні співвідношень теорії пластичного течіння вважається, що матеріал є пластично-нестікуваним і змінення його об'єму є лінійно-пружним:

$$\varepsilon_{i(i)}^p = 0 \quad \varepsilon_{i(i)} = \varepsilon_{i(i)}^e$$

Приращення деформацій пластичності визначається згідно з асоційованим законом:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda_p \frac{\partial f_p}{\partial s^{ij}} = \lambda_p s_{ij} \quad (18)$$

де $f_p = \frac{1}{2} s_{ij} s^{ij} - [\tau_s(\vartheta_p, T)]^2 = 0$ – поверхня текучості, що обмежує область пружних деформацій;

$\tau_s(\vartheta_p, T)$ – межа текучості при чистому зсуві;

$\vartheta_p = \int_{\varepsilon_{ij}^p} \sqrt{\frac{2}{3} d\varepsilon_{ij}^p d\varepsilon^{ijp}}$ – параметр зміцнення Одквіста;

$s_{ij} = \sigma^{ij} - \frac{1}{3} \delta_{kl} \sigma^{kl} g^{ij}$ – компоненти діватора напружень;

δ_{kl} – символ Кронекера.

Виконуючи диференціювання виразу (18), встановлюємо взаємозв'язок між прирощеннями напружень і прирощеннями пружних деформацій, який враховує залежність фізико-механічних властивостей матеріалу від температури:

$$\begin{aligned} d\sigma^{ij} = & [\mu (g^{jl} g^{ik} + g^{il} g^{jk}) + \lambda g^{ij} g^{kl}] \varepsilon_{kl}^e + \\ & + \frac{\partial}{\partial T} [\mu (g^{jl} g^{ik} + g^{il} g^{jk}) + \lambda g^{ij} g^{kl}] dT \varepsilon_{kl}^e \end{aligned} \quad (19)$$

де, згідно з формулою (17), $d\varepsilon_{kl}^e = d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^T - d\varepsilon_{kl}^p$.

Для визначення прирощень деформацій пластичності скористуємося співвідношеннями (19). Оскільки при пластичному деформуванні зображувальна точка залишається на поверхні текучості, то виконується рівність:

$$\begin{aligned} d f_p = & \frac{\partial f_p}{\partial s^{ij}} ds^{ij} + \frac{\partial f_p}{\partial \vartheta_p} d\vartheta_p + \\ & + \frac{\partial f_p}{\partial T} dT = 0 \end{aligned} \quad (20)$$

Часткові похідні в рівнянні (20) по s^{ij} , ϑ_p , T дорівнюють:

$$\begin{aligned} \frac{\partial f_p}{\partial s^{ij}} &= s^{ij}, \\ \frac{\partial f_p}{\partial \vartheta_p} &= 2\tau_s \frac{\partial \tau_s}{\partial \vartheta_p}, \\ \frac{\partial f_p}{\partial T} &= 2\tau_s \frac{\partial \tau_s}{\partial T} \end{aligned} \quad (21)$$

З урахуванням цього і тотожності $s_{ij} ds^{ij} = s_{ij} d\sigma^{ij}$ вираз (21) набуде вигляду:

$$s_{ij} d\sigma^{ij} - 2\tau_s \left(\frac{\partial \tau_s}{\partial \vartheta_p} d\vartheta_p + \frac{\partial \tau_s}{\partial T} dT \right) = 0 \quad (22)$$

Враховуючи співвідношення (19) і (21), рівняння (22) можна записати у вигляді:

$$\begin{aligned} & s_{ij} [\mu (g^{jl} g^{ik} + g^{il} g^{jk}) + \lambda g^{ij} g^{kl}] \times \\ & \times (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^T - d\varepsilon_{kl}^p - \frac{\partial \alpha_T}{\partial T} dT \cdot T g_{kl}) + \\ & + s_{ij} \frac{\partial}{\partial T} [\mu (g^{jl} g^{ik} + g^{il} g^{jk}) + \lambda g^{ij} g^{kl}] dT \cdot \varepsilon_{kl}^e = \\ & = 2\tau_s \left(\frac{\partial \tau_s}{\partial \vartheta_p} d\vartheta_p + \frac{\partial \tau_s}{\partial T} dT \right). \end{aligned}$$

Подамо прирощення пластичних деформацій відповідно до формули (21). Після відповідних перетворень запишемо вираз λ_p для ізотропного матеріалу:

$$\lambda_p = \frac{2 G \varepsilon_{kl}^e (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^T) + \beta_p dT}{\gamma_p}, \quad (22)$$

$$\begin{aligned} \text{де } \beta_p &= s_{ij} \frac{\partial}{\partial T} [\mu (g^{jl} g^{ik} + g^{il} g^{jk}) + \lambda g^{ij} g^{kl}] \varepsilon_{kl}^e - \\ & - 2G s^{kl} \frac{\partial \alpha_T}{\partial T} dT \cdot T g_{kl} \\ \gamma_p &= 2 G s^{kl} s_{kl} + \frac{4}{3} \sqrt{3} \tau_s^2 \frac{\partial \tau_s}{\partial \vartheta_p} = \\ & = 4\tau_s^2 \left(G + \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{\partial \tau_s}{\partial \vartheta_p} \right). \end{aligned}$$

Після підставлення значення $d\varepsilon_{kl}^p$ через знайдене λ^p в рівняння (19) отримаємо:

$$d\sigma^{ij} = \left\{ \left[\mu(g^{ik}g^{jl} + g^{il}g^{jk}) + \lambda g^{ij}g^{kl} \right] - 4G^2 s^{ij}s^{kl} \frac{1}{\gamma^p} \right\} \times \\ \times (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^T) \times \\ \times \frac{\beta_p}{\gamma_p} s^{kl} - 2Gs^{kl} \frac{\partial \alpha_T}{\partial T} dT \cdot T g_{kl} - \\ - \frac{\partial}{\partial T} [\mu(g^{ik}g^{jl} + g^{il}g^{jk}) + \lambda g^{ij}g^{kl}] \varepsilon_{kl}^e dT. \quad (23)$$

Перший зі складників отриманого виразу являє собою припущення напружень, що визначаються з урахуванням залежності фізично-механічних параметрів від розвитку деформацій пластичності, а другий (відокремлений фігурними дужками) визначає припущення напружень, пов'язані зі зміною фізико-механічних характеристик при зміні температури.

Таким чином, наведені фізичні співвідношення дозволяють проводити опис термопружнопластичного деформування просторових тіл в тому числі при наявності нерівномірно розподілених за просторовими координатами температур в об'ємі досліджуваного об'єкта.

ПРУЖНО-ПЛАСТИЧНА ДЕФОРМАЦІЯ ШАРНІРНО ЗАКРІПЛЕНОЇ БАЛКИ

Розроблений пакет програм орієнтований на розрахунок конструкцій в пружній та пружно-пластичній області деформацій. Апробація можливостей пакета при дослідженні розвитку пластичних деформацій в тонкостінних конструкціях проведена на прикладі шарнірно закріпленої балки довжиною $t=40a$, де a - розмір сторони квадратного поперечного перерізу, що наведено на рис.4.1. Балка деформується під дією рівномірно розподіленого по верхній площині навантаження і виконана

із ідеального матеріалу з характеристиками: модуль пружності $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0$, межа плинності при чистому зсуві $\sqrt{3}\tau_3 = 9,5$ МПа. Розв'язання задачі отримано при п'яти гауссових точках інтегрування по висоті елемента. на рис. 2.

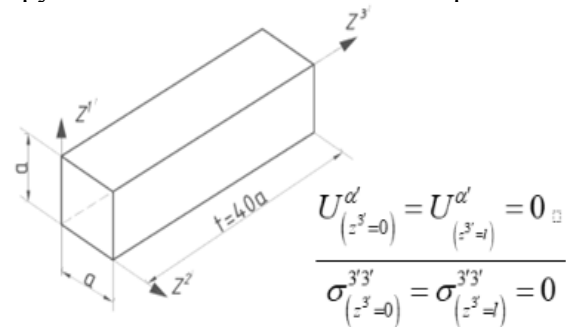


Рис. 2. Розрахункова схема конструкції
Fig. 2. Calculation diagram of the structure

Відповідно до точного розв'язання задачі, наведеному в роботі [13], межі зон пластичної деформації описуються формулою:

$$(2z^{1'} - a)^2 - 3a^2 = \\ = 2a^2 \frac{q}{q_0} \left[\frac{(2z^3 - t)^2}{t^2} - 1 \right] \quad (24)$$

У формулі q_0 - значення інтенсивності розподіленого навантаження при котрому виникають пластичні деформації:

$$q_0 = \frac{16M}{3t^2} \quad (25)$$

де M - граничне значення згинального моменту.

На рис. 3 наведений графік, що відображає розвиток зони пластичних деформацій по довжині балки при збільшенні інтенсивності зовнішнього навантаження. Суцільною лінією позначена крива, отримана за допомогою співвідношення (24), ромбиками позначені результати розв'язання даної задачі на основі НМСЕ. У всьому діапазоні зміни інтенсивності навантаження q похибка чисельного розв'язання не перевищує 1%.

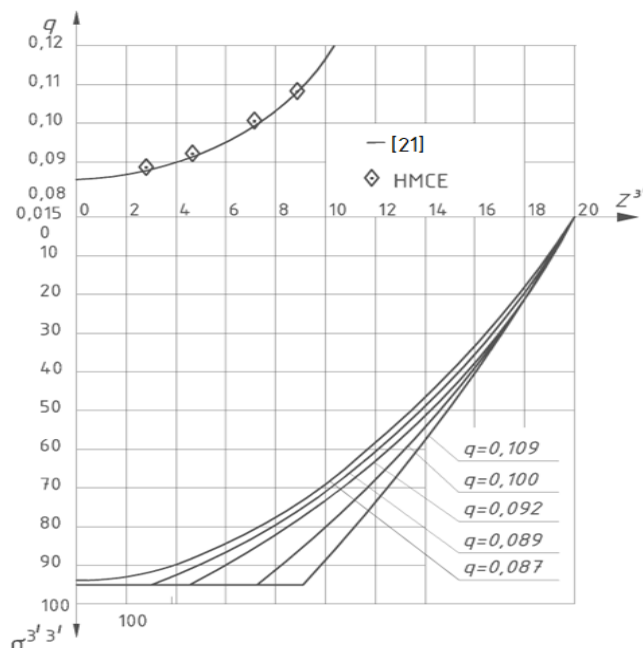


Рис. 3. Графік розвитку зони пластичних деформацій

Fig. 3. The graph of the development of the zone of plastic deformations

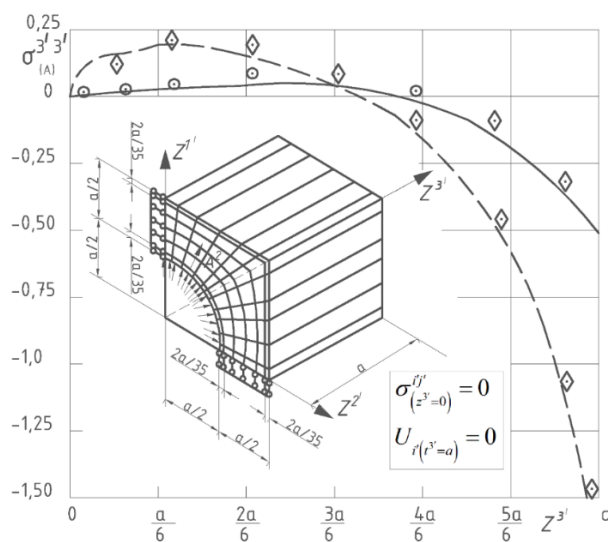


Рис. 4. Розрахункова схема конструкції

Fig. 4. Calculation diagram of the structure

Там же наведені графіки, що ілюструють зміну розподіленого напруження $\sigma^{3'3'}$ по довжині балки в найближчій до поверхні точці інтегрування при збільшенні зовнішнього навантаження. Виникнення пластичних деформацій в балці відбувається при значенні нормальних навантажень $\sigma = 9,5$ МПа, що відповідає граничній інтенсивності зовнішнього навантаження $q_0 = 0,875$ МПа.

ДОСЛІДЖЕННЯ ПЛАСТИЧНИХ ДЕФОРМАЦІЙ В КОНСОЛЬНОМУ ПРИЗМАТИЧНОМУ БРУСІ СКЛАДНОГО ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ

Аналіз можливостей методики при вирішенні фізично нелінійних задач для масивних

об'єктів з довільними кінематичними умовами проведено на прикладі призматичного бруса з круглими отворами під дією внутрішнього тиску. Розрахункова схема конструкції наведена на рис. 3. Інтенсивність внутрішнього тиску змінювалася в межах $q = 0,667\tau_s - 1,524\tau_s$, де τ_s - межа текучості матеріалу при чистому зсуві. Кінематичні граничні умови задачі формуються наступним чином: торець $z^3 = 0$ - вільний, торець $z^3 = \alpha$ - жорстко закріплений. Матеріал ідеально пластичний.

Розв'язання задачі отримано по розробленій методиці на основі НМСЕ і за допомогою скінчено елементної дискретизації у трьох напрямках [9]. При цьому число членів розкладання відповідало кількості СЕ вздовж осі z^3 .

Результати приведені у вигляді епюр відносних напружень $\bar{\sigma}_{(A)}^{3'3'} = \frac{\sigma^{3'3'}}{\tau_s}$ (рис. 2) і $\bar{\sigma}_{(A)}^{2'2'} = \frac{\sigma^{2'2'}}{\tau_s}$ (рис. 5), побудованих вздовж лінії, що проходить через точку А паралельно осі z^3 .

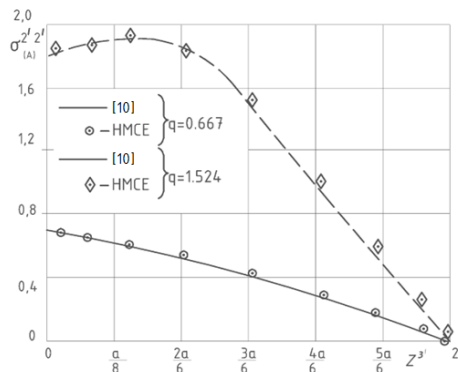


Рис. 5. Результати епюр відносних напружень
Fig. 5. Results of relative stress plots

Суцільними лініями зображені криві, що відображають скінчено елементні розв'язання при інтенсивності зовнішнього навантаження $q = 0,667\tau_s$ штрихові – теж саме при $q = 1,524\tau_s$. Ромбиками позначені напруження обчисленні НМСЕ при $q = 0,667\tau_s$, кружечками - $q = 1,524\tau_s$.

Спостерігається повна збіжність результатів, отриманих різними методами.

ВИСНОВКИ

Таким чином, розроблена методика дозволяє з високою точністю визначати напружений стан тонкостінних конструкцій в пружно-пластичній області деформації.

Виконані розв'язання контрольних задач показали, що розроблена методика і той що реалізує її програмний комплекс забезпечують отримання достатніх результатів при розрахунку в пружній та пружно-пластичній постановках масивних і тонкостінних призматичних тілах з довільними граничними умовами на торцях.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Баженов В.А., Вабіщевіч М.О., Пискунов С.О., Солодей І.І.** Чисельні дослідження нелінійного деформування просторових тіл з урахуванням розвитку тріщин при статичних та динамічних навантаженнях – *К.: Каравела, 2020.* – 200 с.
2. **Баженов В.А., Гуляр О.І., Сахаров О.С., Солодей І.І.** Напіваналітичний метод скінчених елементів в задачах динаміки просторових тіл. – *Київ, 2012.* – 247 с.
3. **Баженов В.А., Максим'юк Ю.В. Мартинюк І.Ю., Максим'юк О.В.** Напіваналітичний метод скінчених елементів у просторових задачах деформування, руйнування та формозмінення тіл складної форми – *К.: Каравела, 2021.* – 280 с.
4. **Баженов В.А., Максим'юк Ю.В., Солодей І.І., Стригун Р.Л.** Чисельне моделювання процесів нелінійного деформування тіл з урахуванням великих пластичних деформацій. – *Київ: Каравела, 2019.* – 240 с.
5. **Баженов В.А., Пискунов С.О., Максим'юк Ю.В.** Метод скінчених елементів у задачах деформування та руйнування тіл обертання при термосиловому навантаженні. – *К.: Каравела, 2018.* – 316 с.
6. **Баженов В. А., Гуляр О.І., Пискунов С.О., Сахаров О.С.** Напіваналітичний метод скінчених елементів в задачах руйнування

- просторових тіл: Монографія – К. : КНУБА, 2005. – 298 с.
7. **Гуляр О.І., Пискунов С.О., Сахаров О.С.** Напіваналітичний метод скінчених елементів в задачах континуального руйнування просторових тіл: Монографія – К. : «Каравела», 2014. – 236 с.
 8. **Баженов В.А., Кривенко О.П., Соловей М.О.** Нелінійне деформування та стійкість пружних оболонок неоднорідної структури – К. : ЗАТ «Віпол», 2010. – 315 с.
 9. **Блох В. І.** Теорія пружності - Х.: Вид. Харків. Держ. Університету, 1964. - 484 с.
 10. **Братко О.В.** Застосування МСЕ до розв'язання просторових завдань термо-пластичності. - *Опір матеріалів та теорія споруд*, 1984, вип.44, с.33-36.
 11. **Гуляр О.І., Пискунов С.О., Максим'юк Ю.В., Сизевич Б.І.** Розрахункові співвідношення МСМЕ геометрично нелінійної задачі темов'язкопружнопластичного деформування вісесиметричних тіл з урахуванням пошкодженості матеріалу // *Опір матеріалів і теорія споруд*. – 2007. – Вип. 79. – С. 18–42.
 12. **Максим'юк Ю., Гончаренко М., Мартинюк І, Максим'юк О.** Алгоритм розв'язання системи лінійних та нелінійних рівнянь напіваналітичним методом скінчених елементів для криволінійних неоднорідних призматичних тіл - *Будівельні конструкції теорія і практика*. – 2020. – Вип. 7. – С. 101–108.
 13. **Максим'юк Ю., Козак А., Максим'юк О.** Розв'язувальні співвідношення моментної схеми скінчених елементів в задачах термов'язкопружнопластичного деформування - *Будівельні конструкції теорія і практика* – 2019. – Вип. 4. – С. 10–20.
 14. **Максим'юк Ю.В., Солодей І.І., Стригун Р.Л.** Вихідні співвідношення нелінійного динамічного формозмінення вісесиметричних та плоскодеформованих тіл - *Опір матеріалів і теорія споруд* – 2019. – Вип. 102. – С. 252–262.
 15. **Максим'юк Ю.В.** Постановка задачі про вплив геометричної нелінійності на несучу здатність і закритичну поведінку тонкостінних та комбінованих вісесиметричних тіл - *Опір матеріалів і теорія споруд* – 2016. – Вип. 97. – С. 186–193
 16. **Маркол (P.V. Marcal).** Сравнительное исследование численных методов упруго-пластического расчета. – *Ракетная техника и космонавтика*, 1968, № 1, с.188-189.
 17. **Можаровський М. С.** Додаток методів теорії пластичності та повзучості до вирішення інженерних завдань машинобудування: У 2 ч. - К.: Вища шк., 1991 -. Ч. I. *Теорія пластичності та повзучості в інженерній справі: [підручник]*. - 1991. - 264 с.
 18. **Можаровський М. С.** Додаток методів теорії пластичності та повзучості до вирішення інженерних завдань машинобудування: У 2 ч. - К.: Вища шк., 1991 - Ч. II. *Методи та алгоритми вирішення крайових завдань: [навчальний посібник]* / М. С. Можаровський, М.Є. Качалівська. - 1991. - 287 с.
 19. **Пискунов С. О.** Дослідження деформацій повзучості з урахуванням пластичних властивостей матеріалу - *Опір матеріалів і теорія споруд*. - 2002. – Вип. 71. – С. 73-79.
 20. **Сахаров А.С.** та ін. Метод скінчених елементів у механіці твердих тіл. - К.: Вища школа, Голов. Вид-во; Лейтциг: ФЕБ. Фахбухдерлог, 1982. - 479 с.
 21. **Соколовский В.В.** Теория пластичности. – М.: Высшая школа, 1969. – 390 с.
 22. **Bazhenov V.A., Sakharov A.S., Maksimyuk Y.V., Shkryl' A.A.** A modified method for evaluating the invariant J-integral in finite-element models of prismatic bodies - *International Applied Mechanics*. – 2016. – 52(2). pp. 140-146. DOI: [10.32347/2522-4182.7.2020.101-108](https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.101-108).
 23. **Mondkar D.P., Powell G.H.** Finite element analysis of non-linear static and dynamic. Response. – *Int. T. Num. Meth. Sn Eng.*, v.11, 1977, № 3, p.499-520.
 24. **Максим'юк Ю., Козак О, Мартинюк І, Бучко В.** (2022) Системи координатних функцій під час розкладання переміщень по поліномах // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (10), 150–157. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.150-157>
 25. **Мартинюк, І** (2022). Реалізація програмного забезпечення розрахунку міцності на основі напіваналітичного методу скінчених елементів. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (11), 61–68. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.61-68>

26. Максим'юк, Ю. ., Шкриль, О. ., Мартинюк, І. ., & Бучко, В. . (2021). Вузлові реакції та коефіцієнти матриці жорсткості скінченного елемента на основі представлення переміщень поліномами. //Будівельні конструкції. Теорія і практика, (9), 54–62.

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.54-62>

REFERENCES

1. Bazhenov V.A., Vabishchevych M.O., Pyskunov S.O., Solodei I.I. Chyselni doslidzhennia nelineinoho deformuvannia prostorovykh til z urakhuvanniam rozvytku trishchyn pry statychnykh ta dynamichnykh navantazhenniakh – K.: Karavela, 2020. – 200 c.
2. Bazhenov V.A., Huliari O.I., Sakharov O.S., Solodei I.I. Napivanalitichnyi metod skinchennykh elementiv v zadachakh dynamiky prostorovykh til. – Kyiv, 2012. – 247 s.
3. Bazhenov V.A., Maksymiuk Yu.V, Martyniuk I.Iu., Maksymiuk O.V. Napivanalitichnyi metod skinchennykh elementiv u prostorovykh zadachakh deformuvannia, ruinuвання та formozminennia til skladnoi formy – K.: Karavela, 2021. - 280 s.
4. Bazhenov V.A., Maksymiuk Yu.V., Solodei I.I., Stryhun R.L. Chyselne modeliuвання protsesiv nelineinoho deformuvannia til z urakhuvanniam velykykh plastychnykh defor-matsii. – Kyiv: Karavela, 2019. – 240 s.
5. Bazhenov V.A., Pyskunov S.O., Maksymiuk Yu.V. Metod skinchennykh elementiv u zadachakh deformuvannia ta ruinuвання til obertannia pry termosylovomu navantazheni. – K.: Karavela, 2018. – 316 s.
6. Bazhenov V. A., Huliari O.I., Pyskunov S.O. , Sakharov O.S. Napivanalitichnyi metod skinchennykh elementiv v zadachakh ruinuвання prostorovykh til: Monohrafiia – K. : KNUBA, 2005. – 298 s.
7. Huliari O.I., Pyskunov S.O., Sakharov O.S. Napivanalitichnyi metod skinchennykh elementiv v zadachakh kontynualnogo ruinuвання prostorovykh til: Monohrafiia – K. : «Karavela», 2014. – 236 s.
8. Bazhenov V.A., Kryvenko O.P., Solovei M.O. Nelineine deformuvannia ta stiikist pruzhnykh obolonok neodnorodnoi struktury – K. : ZAT «Vipol», 2010. – 315 s.
9. Blokh V. I. Teoriia pruzhnosti - Kh.: Vyd. Kharkiv. Derzh. Universytetu, 1964. - 484 s.
10. Bratko O.V. Zastosuvannia MSE do rozv'iazannia prostorovykh zavdan termoplastychnosti. - *Opir materialiv ta teoriia sporud*, 1984, vyp.44, s.33-36.
11. Huliari O.I., Pyskunov S.O., Maksymiuk Yu.V., Syzevych B.I. Rozrakhunkovi spivvidnoshennia MSSE heometrychno nelineinoyi zadachi temoviazkopruzhnoplastychnoho defor-muvannia visesymetrychnykh til z urakhuvan-niam poshkodzhennosti materialu. - *Opir materialiv i teoriia sporud*. – 2007. – Vyp. 79. – S. 18–42.
12. Maksymiuk Yu., Honcharenko M., Martyniuk I, Maksymiuk O. Alhorytm rozv'iazannia systemy liniinykh ta nelineinykh rivnian napivanalitichnym metodom skinchennykh elementiv dlia kryvoliniinykh neodnorodnykh pryzmatychnykh til - *Budivelni kons-truktsii teoriia i praktyka*. – 2020. – Vyp. 7. – S. 101–108.
13. Maksymiuk Yu., Kozak A., Maksymiuk O. Rozv'iazuvalni spivvidnoshennia momentnoi skhemy skinchennykh elementiv v zadachakh termoviazkopruzhnoplastychnoho deformuvannia - *Budivelni konstruktsii teoriia i praktyka* – 2019. – Vyp. 4. – S. 10–20.
14. Maksymiuk Yu.V., Solodei I.I., Stryhun R.L. Vykhidni spivvidnoshennia nelineinoho dynamichnogo formozminennia visesymetrychnykh ta ploskodeformivnykh til - *Opir materialiv i teoriia sporud* – 2019. – Vyp. 102. – S. 252–262.
15. Maksymiuk Yu.V. Postanovka zadachi pro vplyv heometrychnoyi nelineinosti na nesuchu zdattist i zakrytychnu povedinku tonkostinnykh ta kombinovanykh visesymetrychnykh til - *Opir materialiv i teoriia sporud* – 2016. – Vyp. 97. – S. 186–193.
16. Markol (P.V. Marcal). Sravnytelnoe yssledovanye chyslennykh metodov upruhoplastycheskoho rascheta. – *Raketnaia tekhnika y kosmonavtyka*, 1968, № 1, s.188-189.
17. Mozharovskiy M. S. Dodatok metodiv teorii plastychnosti ta povzuchosti do vyrishennia inzhenernykh zavdan mashynobuduvannia: U 2 ch. - K.: Vyscha shk., 1991 -. Ch. I. Teoriia plastychnosti ta povzuchosti v inzhenernii spravi: [pidruchnyk]. - 1991. - 264 s.

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.54-62>

SOLUTION OF PHYSICALLY NONLINEAR PROBLEMS OF DEFORMATION OF MASSIVE AND THIN-WALLED PRISMATIC BODIES

Ivan MARTYNIUK

Abstract. The results of a numerical study on test examples of the convergence of the developed version of the semi-analytical method of finite elements are presented. A comparison of machine time and accuracy of solving elastic and plastic problems obtained on the basis of finite elements with variable and averaged mechanical parameters was performed. The convergence of the finite element method and the semi-analytical finite element method in the calculation of prismatic bodies loaded with localized and distributed external influences was studied. An effective numerical approach to the study of arbitrarily loaded massive and thin-walled prismatic bodies of complex shape, the deformation of which can pass beyond the elastic limit of the material, is being developed based on the finite element moment scheme and the semi-analytical variant of the finite element method. Due to the representation of displacements by polynomials and the use of iterative methods of solving systems of equations, this approach is developed in relation to the calculation of objects with arbitrary boundary conditions on the ends, which made it possible to expand the area of effective application of the semi-analytical method of finite elements to a new class of problems.

A number of new complex problems of elastic and elastic-plastic deformation of massive and thin-walled prismatic bodies, which have an independent applied value, have been solved.

Keywords. Finite element method (FEM); semi-analytic finite element method (SFEM); elastic and elastic plastic deformation; massive and thin-walled prismatic bodies; solution of systems of linear and nonlinear equations; method of block iterations.

18. **Mozharovskyi M. S.** Dodatok metodiv teorii plastychnosti ta povzuchosti do vyrishennia inzhenernykh zavdan mashynobuduvannia: U 2 ch. - K.: Vyshcha shk., 1991 - Ch. II. Metody ta alhorytmy vyrishennia kraiovykh zavdan: [navchalnyi posibnyk] / M. S. Mozharovskyi, M. Ie. Kachalivska. - 1991. - 287 s.
19. **Pyskunov S. O.** Doslidzhennia deformatsii povzuchosti z urakhuvanniam plastychnykh vlastyvostei materialu - *Opir materialiv i teoriia sporud.* 2002. - Vyp. 71. - S. 73-79.
20. **Sakharov A.S. ta in.** Metod skinchenykh elementiv u mekhanitsi tverdykh til. - K.: Vyshcha shkola, Holov. Vyd-vo; Leiptysh: FEB. Fakhbukhderloh, 1982. - 479 s.
21. **Sokolovskyi V.V.** Teoriia plastychnosti. - M.: Vysshaia shkola, 1969. - 390 s.
22. **Bazhenov V.A., Sakharov A.S., Maksimyuk Y.V., Shkryl A.A.** A modified method for evaluating the invariant J-integral in finite-element models of prismatic bodies - *International Applied Mechanics.* - 2016. - 52(2). pp. 140-146. DOI: 10.32347/2522-4182.7.2020.101-108.
23. **Mondkar D.P., Powell G.H.** Finite element analysis of non-linear static and dynamic. Response. - *Int. T. Num. Meth. Sn Eng., v.11, 1977, № 3, p.499-520.*
24. **Maksymiuk Yu., Kozak O, Martyniuk I, Buchko V.** (2022) Systemy koordynatnykh funktsii pid chas rozkladannia peremishchen po polinomakh // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (10), 150–157.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.150-157>
25. **Martyniuk, I** (2022). Realizatsiia prohram-noho zabezpechennia rozrakhunku mitsnosti na osnovi napivanalitichnoho metodu skinchenykh elementiv. *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (11), 61–68.
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.11.2022.61-68>
26. **Maksymiuk, Yu. ., Shkryl, O. ., Martyniuk, I. & Buchko, V.** (2021). Vuzlovi reaktsii ta koefitsiienty matrytsi zhorstkosti skinchenoho elementa na osnovi predstav-lennia peremishchen polinomamy. // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (9), 54–62.

Стаття надійшла до редакції 11.11.2023

УПРАВЛІННЯ ТЕРМІНАМИ ТУЖАВЛЕННЯ ШЛАКОВМІЩУЮЧИХ ЦЕМЕНТІВ, АКТИВОВАНИХ МЕТАСИЛІКАТОМ НАТРІЮ

Ігор РУДЕНКО¹, Володимир ГОЦ², Олександр ГЕЛЕВЕРА³, Андрій РАЗСАМАКІН⁴

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

⁴Корпорація "ДБК-ЖИТЛОБУД", вул. Лугова, 13, Київ, Україна, 04074

¹igor.i.rudenko@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-5716-8259>

²knubatbkv@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0001-7702-1609>

³a-gelevera@ukr.net, <http://orcid.org/0000-0002-6285-9780>

⁴razsamakin.a@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-5130-6059>

Анотація. У світовій будівельній практиці все більше зростає потреба у високоміцних бетонах з інтенсивним набором міцності у ранні строки у зв'язку підвищенням вимог до фізико-механічних та експлуатаційних характеристик бетонів та прагненням до скорочення термінів будівництва. Лужно-активовані цементні, виготовлені з використанням силікатів натрію, здатні демонструвати швидкий набір міцності і високу стандартну кінцеву міцність, що обумовлено модифікуючою дією аморфного кремнезему, присутнього у розчинному склі. Але проблемою ефективного використання таких цементних композицій є короткі строки тужавлення.

Метою даної роботи було дослідження впливу способу введення низькомодульного силікату натрію до шлаковміщуючих композицій, їх складу та впливу кількості модифікуючої добавки на строки тужавлення. У результаті виконаних робіт розроблено механізм управління строками тужавлення у в'язучій системі "шлак + клінкер + метасилікат натрію".

Встановлена залежність термінів тужавлення від способу введення в систему "шлак + клінкер" метасилікату натрію, від складу цементу і від типу та кількості добавки-модифікатора. Показано, що введення метасилікату натрію до цементу у вигляді водного розчину призводить до набагато більшої інтенсифікації структуроутворюючих процесів у порівнянні з варіантом використання метасилікату у вигляді порошку із замішуванням водою.



Ігор РУДЕНКО
д.т.н., професор НДІВМ



Володимир ГОЦ
завідувач кафедри Технології
будівельних конструкцій і
виробів,
д.т.н., професор



Олександр ГЕЛЕВЕРА
доцент кафедри Технології
будівельних конструкцій і
виробів,
к.т.н.



Андрій РАЗСАМАКІН
аспірант кафедри технології
будівельних конструкцій і виробів

Встановлено, що зростання вмісту клінкеру у шлако-клінкерній суміші веде до суттєвого скорочення строків тужавлення.

Дослідження впливу добавки ЛСТМ показало можливість ефективного управління строками тужавлення за умови підвищеної кількості використання цієї добавки, а саме – до 4%.

В результаті отримано технологічно прийнятні строки початку тужавлення у межах 0–38... 2–24 год-хв при використанні добавки ЛСТМ у кількості 2...4%. Результати дослідження структуроутворення лужно-активованих шлаковміщуючих цементів підтвердили виснаведені висновки і знаходились у хорошій кореляції з отриманими фізико-технологічними результатами.

Ключові слова. Лужно-активовані шлаковміщуючі цементі; строки тужавлення; структуроутворення; спосіб введення лужного компоненту; вплив складу цементів; вплив добавки ЛСТМ.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У світовій будівельній практиці все більше зростає потреба у високоміцних бетонах з інтенсивним набором міцності у ранні строки. Це зумовлено постійним підвищенням вимог до фізико-механічних та експлуатаційних характеристик бетонів та прагненням до скорочення термінів будівництва.

Це можливо, у першу чергу, за рахунок використання швидкотверднучих високоміцних цементів, найбільш відомими з яких є алюмінатні, сульфоалюмінатні, безгіпсові, ВНВ та інші, які характеризуються міцністю ≥ 60 МПа [1]. Однак такі цементі і бетони на їх основі дуже дорогі, а найбільш доступний алюмінатний (глиноземистий) цемент не виробляється в Україні та характеризується недостатньою міцністю ($R_{ст.} = 60$ МПа) і наявністю її спадів, особливо при температурах вище 25°C.

Відомі технології бетонів, які на сьогодні все більше набирають розвитку, під загальним терміном High Performance Concrete (HPC) [2-4]. Такі бетони характеризуються високою марочною міцністю при стиску (200 МПа і більше), однак вони потребують використання дорогих добавок і модифікаторів, а також високої культури технологічного процесу з виготовлення та догляду за бетонами до початку експлуатації.

Найбільш перспективними з цього напрямку, як показано багатьма роботами, є лужні цементі і бетони [5, 6], що обумовлено комплексом спеціальних властивостей, однак потенційні властивості їх ще до кінця не визначені. З 27 цементів, перерахованих у європейському стандарті EN 197-1:2000, сім містять шлак у пропорціях від 6 до 95%. Це вже глобальна тенденція. До переваг шлаковмісних цементів відносяться не тільки економія енергії та менше забруднення навколишнього середовища при їх виробництві, але і їх висока механічна міцність з часом та довговічність завдяки дрібнопористій структурі. А невисока швидкість набору міцності у ранні терміни твердіння композицій з високим вмістом шлаку може компенсуватися за допомогою лужної активації [7, 8].

Цементи, виготовлені з використанням розчинного скла, як лужного компоненту, заслуговують особливої уваги у зв'язку з їх здатністю при правильному виборі параметрів технологічного процесу і композиційного складу демонструвати швидкий набір міцності і високу стандартну кінцеву міцність при збереженні високих експлуатаційних властивостей [9, 10], що обумовлено модифікуючою дією аморфного високоактивного кремнезему, присутнього у розчинному склі.

Але проблемою ефективного використання в'яжучих цементних композицій, активованих розчинними силікатів натрію, і максимальної реалізації їх спеціальних властивостей є, у першу чергу, короткі строки тужавлення.

У даній статті розглядається проблема використання низкомодульних силікатів натрію з $M_c = 1$ у якості лужного компоненту для шлаковміщуючих цементів із вмістом в них шлаку в межах 5...95% з точки зору управління строками тужавлення таких в'яжучих систем.

Авторами [11, 12] у якості уповільнювачів тужавлення запропоновано використання добавки KF. Показано, що ефективність добавки підвищується в міру зростання силікатного модуля розчинного скла і зменшенню його середньої густини. Тобто, для використання у якості уповільнювача

строків тужавлення при використанні розчинного скла з $M_c = 1$ ця добавка малоефективна. Крім того, використанню добавки KF перешкоджає її відносно висока ціна і токсичність.

Відомі спроби регулювання строків тужавлення в'язучих систем на основі портландцементного клінкеру та шлаків введенням добавки $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$ до розчинного скла [13]. Але така добавка ефективна тільки при використанні розчинних стекл з $M_c \geq 2$.

Використання інших традиційних добавок-уповільнювачів тужавлення – етилсиліконату натрію, ЛСТ, УПБ, ГКЖ, бурі, кератину, етилгідридсеквіоксану та ін. [14] у рекомендованій і регламентованій нормативними документами кількості малоефективне або зовсім неефективне через високу лужність середовища лужно-активованих цементів. Утворення захисних адсорбційних плівок та оболонок на поверхні частинок цементу у таких умовах практично неможливе.

Зниження ефективності добавок викликане ще й природою аніонної складової лужного компоненту. Збільшення силікатного модуля скла викликає збільшення концентрації груп SiO_3^{2-} у розчині, що визначає збільшення концентрації протонів H^+ [15], а це веде до значної зміни структури добавок. Таким чином, варіант використання розчинних силікатів натрію як лужного компонента, не дивлячись на високі потенційні можливості, є найбільш проблематичним з точки зору термінів тужавлення. Тому розробка ефективних методів регулювання термінів тужавлення лужно-активованих цементів на основі розчинних силікатів натрію залишається задачею актуальною.

Метою даної роботи було вирішення важливої задачі – усунення проблеми коротких строків тужавлення у системі "шлак + клінкер + метасилікат натрію" за рахунок використання традиційних добавок-уповільнювачів, але за рамками загальноприйнятого і рекомендованого їх дозування, а також встановлення впливу на строки тужавлення складу шлаковміщуючого цементу та способу введення до нього метасилікату натрію.

СИРОВИННІ МАТЕРІАЛИ ТА МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ

В якості алюмосилікатних компонентів лужно-активованих шлакопортландцементів використовувався портландцементний клінкер і доменний гранульований шлак. Характеристика шлаку представлена у Табл. 1. Мінералогічний склад клінкеру: C_3S – 62%, β - C_2S – 15,5%, C_3A – 7,5, C_4AF – 12%. Питомна поверхня шлаку становила $4000 \text{ см}^2/\text{г}$, портландцементного клінкеру – $3900 \text{ см}^2/\text{г}$ за Блейном.

Табл. 1. Характеристика шлаку

Table 1. Characteristics of slag

Вміст оксидів, % мас.							в.п.п.	Мо
SiO_2	Al_2O_3	CaO	MgO	FeO	SO_3	Na_2O		
32,13	11,48	50,27	1,14	0,4	1,8	0,77	1,30	1,18

Основність алюмосилікатної складової в'язучої системи "шлак + клінкер" корегувалась введенням до неї портландцементного клінкеру у кількості 5, 50 і 95%.

Як лужний компонент був використаний метасилікат натрію пентагідрат ($Na_2O \cdot SiO_2 \cdot 5H_2O$) у вигляді негігроскопічного порошку у кількості 12% і у вигляді водного розчину з $p = 1,24 \text{ г/мл}$. Кількість без-

водної солі, яка вводилась до в'язучої композиції, у обох варіантах забезпечувалась приблизно в однаковій кількості.

В якості регулятора строків тужавлення і структуроутворення використовувалась добавка ЛСТМ (лігносульфонат технічний модифікований натрієвий – $C_{20}H_{24}Na_2O_{10}S_2$) у вигляді концентрованого розчину з $p = 1,25$ і $K = 45\%$. Кількість добавки складала 2% і

4% у перерахунку на суху речовину по відношенню до цементу.

Приготування цементного тіста здійснювалось у стандартному змішувачі типу "Hobart".

Строки тужавлення контролювалися за стандартною методикою за ДСТУ Б В.2.7-185:2009 з використанням приладу Віка.

Калориметрія гідратації цементу дозволяє

достатньою мірою охарактеризувати початкові процеси структуроутворення [13, 16], тому ця методика була використана у даних дослідженнях. Тепловиділення гідратованих цементних композицій визначалося напівдіабатичним (термосним) методом відповідно до ДСТУ Б В.2.7-289:2011 (EN 196-9:2010, MOD) за допомогою калориметра власної конструкції, схема якого представлена на Рис. 1.

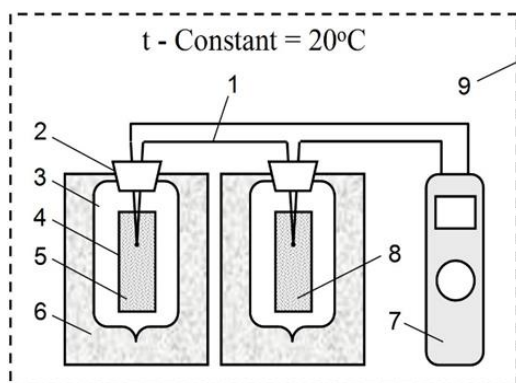


Рис.1. Схема установки для визначення теплоти гідратації цементу термосним методом:

1 – диференціальна термопара; 2 – пробка; 3 – судина Дюара; 4 – ємність для цементного тіста; 5 – цементне тісто; 6 – теплоізоляція; 7 – прилад для електронного запису показників; 8 – модель цементного тіста; 9 – замкнутий об'єм із термостабілізованою температурою

Fig.1. Installation diagram for determining the heat of hydration of cement using the thermos method:

1 – differential thermocouple; 2 – plug; 3 – Dewar vessel; 4 – vessel for cement paste; 5 – cement paste; 6 – thermal insulation; 7 – device for electronic recording of indicators; 8 – model of cement paste; 9 – closed volume with thermostabilized temperature

Електричний опір цементних паст визначався за допомогою установки, представленої на Рис. 2. В якості вимірювального елементу схеми був використаний міст змінного струму Р568. Тісто вкладалось у ємність з діелектричного матеріалу і приводилась до компактного стану. Потім у тісто занурювалися електроди спеціальної конструкції, глибина занурення яких регламентувалась обмежувачем. Матеріал електродів –

нержавіюча сталь. Результати вимірів зчитувались зі шкал приладу після збалансування мосту. Для зменшення впливу електричного струму на структуроутворюючі процеси в'язучої системи, зняття показників здійснювалося з періодичністю 1...10 хв. У паузах прилад відключався від електродів. Достовірність кожного експерименту забезпечувалась триразовим дублюванням.

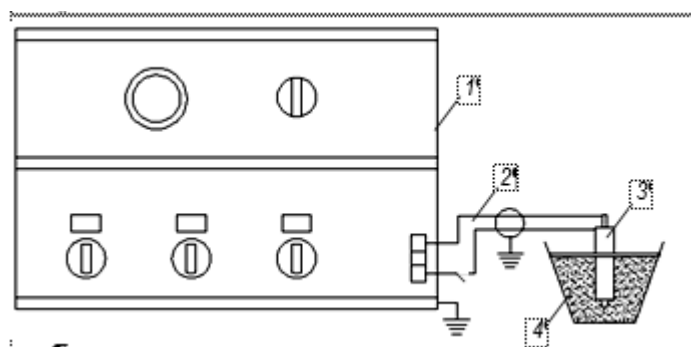


Рис.2. Схема для дослідження кінетики електроопору цементних паст:

1 – вимірювальний міст Р568; 2 – екранований кабель; 3 – електроди; 4 – цементна паста

Fig.2. Scheme for studying the kinetics of electrical resistance of cement pastes: 1 – measuring unit P568; 2 – shielded cable; 3 – electrodes; 4 – cement paste

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ОБГОВОРЕННЯ

Для виявлення ефективних шляхів управління строками тужавлення лужно-активо-

ваних шлаковміщуючих цементів були досліджені такі напрямки: вплив на строки тужавлення способу введення в цементи лужного компонента; вплив складу цементів; вплив добавок та їх дозування.

1. Вплив способу введення лужного компонента та складу шлаковміщуючого цементу на строки тужавлення

Були використані склади цементу з вмістом в них клінкеру 5, 50 і 95%. Лужний компонент (метасилікат натрію) вводився у вигляді негігроскопічного порошку метасилікат натрію пентагідрату ($\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{SiO}_2 \cdot 5\text{H}_2\text{O}$) у кількості 12% і у вигляді розчину з $\rho = 1,24 \text{ г/см}^3$.

У випадку використання метасилікату у вигляді порошку суміш "шлак + клінкер + порошок" замішувалася водою. У випадку використання розчину – шлако-клінкерна суміш замішувалася водним розчином метасилікату.

Результати досліджень представлені у Табл. 2 і на Рис.3.

Табл. 2. Вплив на строки тужавлення складу цементу і способу введення лужного компоненту

Table 2. Influence of cement composition and the method of introduction of the alkaline component on the setting time

№ з/п	Склад, %		Спосіб введення лужного компоненту $\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{SiO}_2 \cdot 5\text{H}_2\text{O}$		В/Ц Р/Ц	Строки тужавлення, год.-хв.	
	шлак	клінкер	порошок	розчин		початок	кінець
1	95	5	порошок	–	0,270	1–40	2–10
2	95	5	–	розчин	0,260	0–08	0–12
3	50	50	порошок	–	0,275	0–19	0–25
4	50	50	–	розчин	0,265	0–04	0–06
5	5	95	порошок	–	0,280	0–08	0–11
6	5	95	–	розчин	0,270	0–01	–

Примітка. В/Ц – водо-цементне відношення, Р/Ц – розчино-цементне відношення.

Як видно з Табл. 2 і Рис. 3, із збільшенням вмісту клінкеру у цементі строки тужавлення скорочуються при обох варіантах введення лужного компоненту.

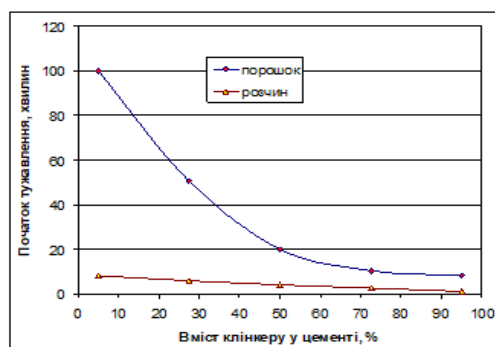


Рис.3. Вплив складу цементу і способу введення лужного компоненту на строки тужавлення

Fig. 3. The influence of cement composition and the method of introduction of the alkaline component on the setting time

При введенні метасилікату у вигляді порошку (Табл. 2, склади 1, 3, 5) були отримані строки початку тужавлення 100, 19 і 8 хв. при вмісті клінкеру 5, 50 і 95 % відповідно.

Використання метасилікату у вигляді водного розчину скоротило ці строки до 8, 4 і 1 хв. відповідно. Таке суттєве скорочення може бути пояснене необхідністю деякого часу для більш повного розчинення порошку метасилікату, у той час, як у вигляді розчину він вступає у реакцію увесь і одночасно й тому більш активно.

2. Вплив на строки тужавлення добавки ЛСТМ та її кількості

Такі короткі, у більшості випадків, строки тужавлення викликали необхідність пошуку способу їх подовження. Як було сказано вище, використання традиційних добавок-уповільнювачів тужавлення у регламентованій нормативними документами кількості малоефективне або зовсім неефективне через високу лужність середовища лужно-активованих цементів. При використанні їх у якості пластифікаторів ця рекомендована кількість коливається у межах 0,1...0,3%. Збільшення цієї кількості до 0,5...0,7% викликає різке і, у ряді випадків, неприйнятне зниження кінетики структуро-

утворення і набору міцності для традиційних цементів [17-19].

Але враховуючи суттєво вищу активність лужних цементних систем, було прийняте рішення перевірити дію ЛСТМ при підви-

щених кількості – 2% і 4%. Результати комплексної дії на строки тужавлення складу цементу, способу введення лужного компонента і кількості добавки ЛСТМ представлені у Табл. 3 і на Рис. 4.

Табл. 3. Вплив на строки тужавлення складу цементу, способу введення лужного компонента і кількості добавки ЛСТМ

Table 3. Effect on the setting time of cement composition, method of introducing the alkaline component and the amount of LSTM additive

№ з/п	Склад, %		Спосіб введення луж- ного компоненту Na ₂ O·SiO ₂ ·5H ₂ O		ЛСТМ, %	В/Ц Р/Ц	Строки тужавлення, год. -хв.		
	шлак	клінкер							
			порошок	розчин			початок	кінець	
1	95	5	порошок	—	0	0,270	1–40	2–08	
2				—	2	0,260	1–58	2–27	
3				—	4	0,250	2–24	3–00	
4	95	5	—	розчин	0	0,260	0–08	0–12	
5			—		2	0,250	0–17	0–22	
6			—		4	0,240	1–00	1–16	
7	50	50	порошок	—	0	0,275	0–19	0–25	
8				—	2	0,265	0–39	0–45	
9				—	4	0,250	1–12	1–28	
10	50	50	—	розчин	0	0,265	0–04	0–06	
11					—	2	0,255	0–10	0–13
12					—	4	0,240	0–38	0–45
13	5	95	порошок	—	0	0,280	0–08	0–11	
14				—	2	0,270	0–45	0–55	
15				—	4	0,250	1–44	2–03	
16	5	95	—	розчин	0	0,270	0–01	—	
17			—		2	0,260	0–05* (0–26)*	0–31*	
18			—		4	0,250	0–50	1–04	

Примітка. * – спостерігалось хибне тужавлення, яке після продовження перемішування усувалось і початок тужавлення фіксувався через 26 хвилин.

Як видно з Табл. 3 і Рис. 4, введення підвищеної кількості добавки ЛСТМ дає позитивний ефект з точки зору подовження строків тужавлення. Особливо це помітно при введенні 4% добавки. Якщо при 2% добавки ЛСТМ у випадку введення лужного компонента у вигляді розчину при вмісті клінкеру у цементі 95% спостерігалось хибне тужавлення (Табл.3, поз.17, Рис.4 б), то при введенні 4% це явище усувається.

Найбільш проблематично короткі строки тужавлення спостерігалися у цementsах з високим (50...95%) вмістом клінкеру, які складали 8...19 хв. при порошковому способі

введення лужного компонента і 1...4 хв. при введенні лужного компонента у вигляді розчину. Введення 2% добавки ЛСТМ дозволило подовжити їх до 39...45 хв. при порошковому способі і до 10...26 хв. при замішуванні розчином. Підвищення кількості добавки ЛСТМ до 4% дозволило отримати технологічно прийнятні строки тужавлення – 72...104 хв. при використанні порошкового метасилікату і 38...50 хв. при використанні розчину та повністю усунути явище хибного тужавлення.

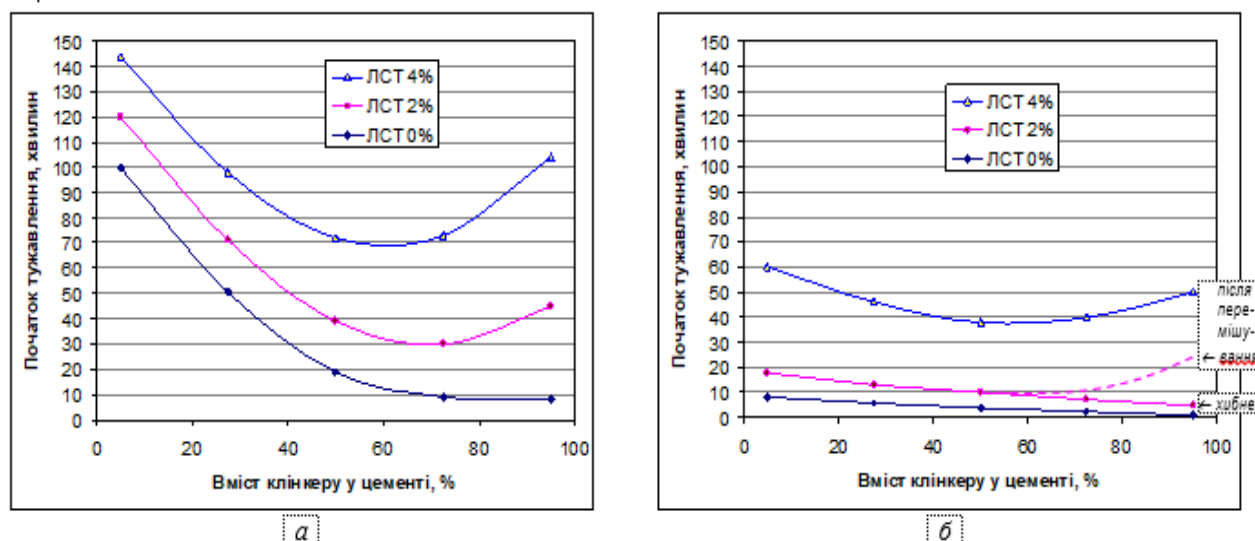


Рис. 4. Вплив на строки тужавлення складу цементу, способу введення лужного компоненту і кількості добавки ЛСТМ:

a – метасилікат вводився у цементі у вигляді порошку, а цемент з порошком замішувався водою; *b* – метасилікат вводився у цементі у вигляді розчину з $\rho = 1,24$ г/мл

Fig. 4. Influence on the setting time of the cement composition, the method of introducing the alkaline component and the amount of LSTM additive:

a – metasilicate was introduced into cements in the form of a powder, and the cement and powder were mixed with water; *b* – metasilicate was introduced into cements in the form of a solution with $\rho = 1.24$ g/ml.

Цікавим є результат, коли у присутності добавки ЛСТМ збільшення вмісту клінкеру у цементі викликає не скорочення строків тужавлення, як у складах без добавки, а навпаки – збільшення. Можливо це явище викликане селективною дією добавки ЛСТМ на складові цементу – шлак та клінкер, і потребує більш детального дослідження.

3. Структуроутворення

Відомо [13, 16], що калориметрія процесів гідратації та тверднення цементних систем, знаходиться у тісному взаємозв'язку з кінетикою процесів їх структуроутворення. Це послужило причиною вибору даного методу для досліджень, як одного з найбільш розповсюджених, інформативних та досто-

вірних для визначення впливу добавок-модифікаторів на початкові процеси формування структури.

Результати виконаних досліджень представлені на Рис.5, 7, 8.

При введенні до цементу з 95% шлаку і 5% клінкеру (Рис.5, *a*) метасилікату у вигляді порошку з наступним замішуванням водою практично зразу починається тепловиділення, природа якого пов'язана з хемосорбційними процесами, розчиненням (хімічним диспергуванням) шлакового скла з утворенням лужних колоїдних золь і спонтанним їх коагулюванням (гелеутворенням), з формуванням структури в'язучої системи.

Крива тепловиділення має на початкових етапах ознаки індукційного періоду, який повністю відсутній у випадку використання метасилікату у вигляді розчину (Рис.5, *b*).

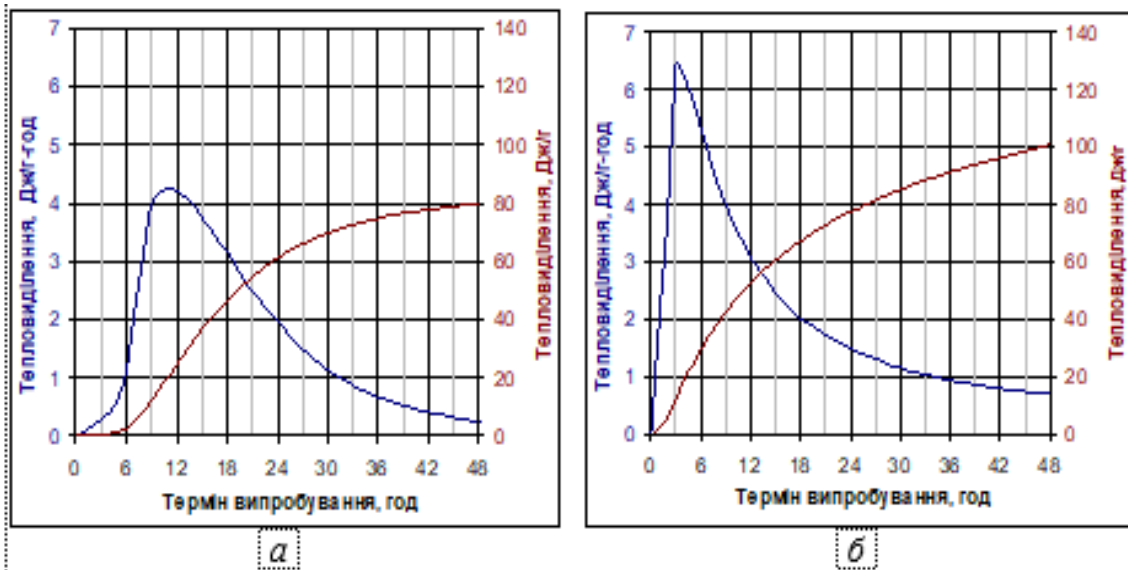


Рис.5. Вплив на тепловиділення способу введення у цемент метасилікату натрію:

a – у вигляді порошку; *б* – у вигляді розчину

Fig.5. Influence on heat generation of the method of introducing sodium metasilicate:

a – in powder form; *b* – in the form of a solution

Це, очевидно, пов'язано з тим, що у випадку використання метасилікату у вигляді порошку потрібен деякий час для розчинення метасилікату у воді замішування і залучення його до процесів структуроутворення. При використанні лужного компонента у вигляді розчину вищеназвані процеси починаються відразу і більш інтенсивно. Порівнюючи обидва варіанти введення лужного компонента до цементу можна відмітити, що пік тепловиділення при використанні розчину зсувається до 3 годин, у той час як при введенні порошку пік фіксується лише через 11 годин (Рис.5, *a*, *б*), а загальне тепловиділення підвищується з 79,7 Dj/g до 100,8 Dj/g .

На прискорення формування коагуляційно-кристалізаційної структури при введенні метасилікату у вигляді розчину у порівнянні з порошковим варіантом вказує також характер кривих зміни електроопору цементних паст (Рис.6).

У загальному випадку, криві зміни електроопору паст можна розбити на ділянки, які характеризують фізико-хімічні перетворення, що відбуваються у процесі структуроутворення лужно-активованих цементів – АБ, БВ, ВГ, ГД. Низький вихідний опір паст обумовлений наявністю в них сильних елек-

тролітів у вигляді розчину метасилікату натрію (точка А).

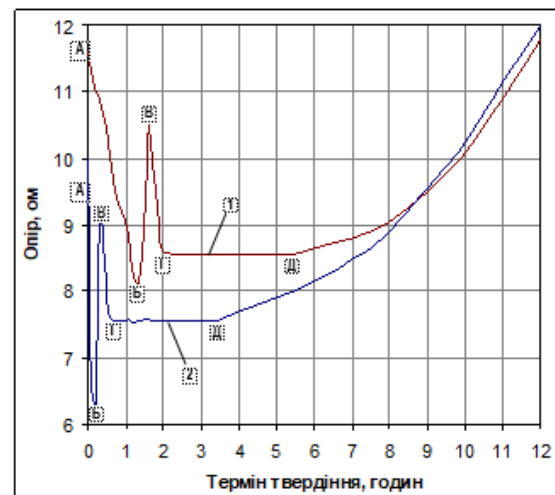


Рис.6. Кінетика зміни електричного опору паст лужно-активованих цементів:

1 – шлак 95% + клінкер 5% + метасилікат натрію (порошок) 12% + вода; 2 – шлак 95% + клінкер 5% + метасилікат натрію (розчин, $p = 1,24 \text{ г/мл}$)

Fig.6. Kinetics of changes in electrical resistance of alkali-activated cement pastes:

1 – slag 95% + clinker 5% + sodium metasilicate (powder) 12% + water; 2 – slag 95% + clinker 5% + sodium metasilicate (solution, $p = 1.24 \text{ g/ml}$)

Перший спад електроопору (ділянка АБ)

викликаний, очевидно, адсорбційно-хімічним диспергуванням шлаку і клінкеру й дисоціацією продуктів деструкції у лужному середовищі, що збільшую електропровідність середовища у цілому. На багатоплановість у цей період процесів (гідратація і диспергація шлаку, перехід продуктів корозії шлакового скла у розчин з утворенням лужних золь, їх коагулювання і гелеутворення) вказує нерівномірний хвилеподібний характер кривих.

Можна припустити, що як і у портландцементі [20], гідратні оболонки, що утворюються навкруги частинок шлаку і клінкеру, перешкоджають зближенню частинок твердої фази і запобігають їх злипанню. Однак, у міру насичення дифузних шарів іонами мінералів шлаку і приєднання до них іонів лужного замішувача і гідроксильних груп OH^- , товщина гідратних шарів поступово зменшується і при досягненні граничної концентрації розчину розклинювальна дія рідинної фази зникає. Відбувається як би збільшення розмірів первинних частинок шлаку за рахунок перетворення гідратних оболонок на мікрогелеві оболонки, що оточують ядра шлаку. Це створює умови для безпосередньої взаємодії між іонними утвореннями суміжних структурних елементів.

При цьому нейтралізується відштовхуючу дію подвійного електричного шару, тому що в ізоелектричному стані ξ -потенціал близький до нуля [20]. Цілком ймовірно, що у нашому випадку також починають превалювати сили, які зумовлюють прояв ближньої коагуляції, або тужавлення тіста. Зменшення провідності паст (ділянка БВ) вказує на початок ближньої коагуляції в'язучої системи, що за часом близьке за значенням до початку тужавлення композиції, яке визначається за приладом Віка (точка Б).

У процесі розвитку коагуляційної структури відбувається подальше зближення гідратованих частинок, перекриття їх сольватних оболонок і, як результат, відтискання

надлишкової вологи, що фіксується на кривих деяким збільшенням електропровідності паст (ділянка ВГ). На цій стадії швидкої гідратації частинки шлаку покриваються плівкою гелевидних новоутворень, які ускладнюють доступ води і лужних іонів до поверхні частинок, що гідратуються, і виведення продуктів реакції у міжзерновий простір. Реакція гідратації загальмовується, що зумовлює настання періоду умовно низької активності, тобто індукційного періоду (ділянка ГД), початок якого приблизно збігається з кінцем тужавлення за Віка.

У цей період, за аналогією з даними [21], отриманими для портландцементу, можна вважати, що у результаті зустрічного дифундування іонів у об'ємі плівки-оболонки навколо гідратованого шлакового зерна, відбуваються процеси нуклеації та повільного зростання кристалічних зародків, досягнення критичних розмірів яких означає закінчення індукційного періоду (точка Д), після чого відбувається швидке поширення поверхні нуклеації та інтенсивне формування кристалогідратного каркасу в'язучої системи. Зазвичай процес зміцнення структури цементного каменю кваліфікується як якісний перехід гелеподібної структури в закристалізований стан [20].

Аналіз кривих кінетики електроопору паст (Рис. 6) вказує, що при введенні лужного компоненту у вигляді розчину значно прискорюється формування коагуляційно-кристалізаційної структури в'язучих, індукційний період відчутно скорочується, зменшується розрив між початком і кінцем тужавлення, що робить в'язуче більш цінним з позицій швидкості набору міцності.

На Рис. 7 продемонстровано вплив складу цементу на структуроутворювальні процеси. Так, видно, що із збільшенням клінкеру у складі цементу інтенсивність і загальна кількість тепловиділення також зростає.

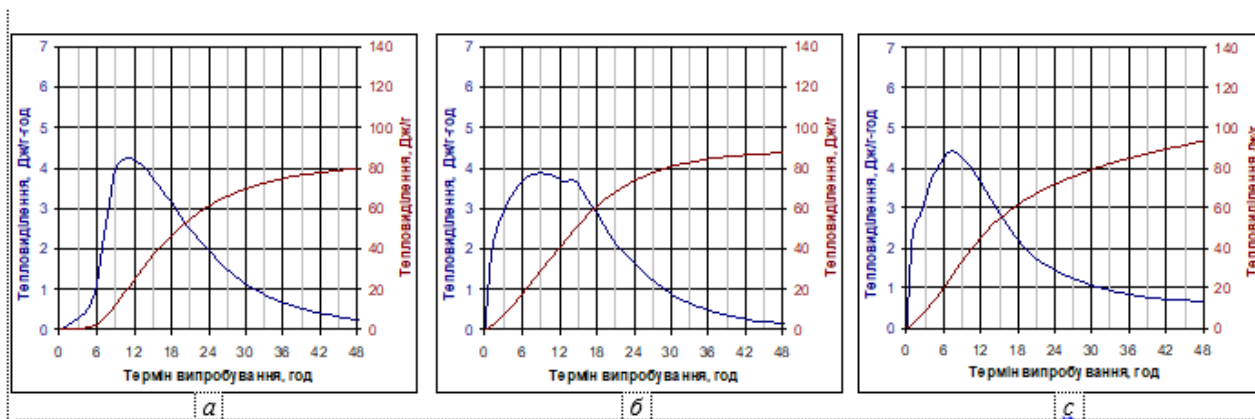


Рис.7. Вплив на тепловиділення складу цементу:

a – склад (клінкер : шлак) – 5:95; *б* – склад (клінкер : шлак) – 50:50; *с* – склад (клінкер : шлак) – 95:5; лужний компонент – метасилікат натрію пентагідрат (порошок)

Fig.7. Influence on heat generation of the cement composition:

a – composition (clinker : slag) – 5:95; *b* – composition (clinker : slag) – 50:50; *c* – composition (clinker : slag) – 95:5; alkaline component – sodium metasilicate pentahydrate (powder)

І якщо при переважанні у складі цементу шлаку до 95% ще фіксуються ознаки індукційного періоду (Рис.7, *a*), то у присутності 50% і 95% клінкеру індукційний період практично відсутній, у цементі стрімко і лавиноподібно розвиваються процеси структуроутворення, що фіксується стрімким зростанням тепловиділення і зсувом піків максимального тепловиділення у більш ранні терміни – 11, 9 і 7 год. відповідно (Рис.7, *a*, *б*, *с*. Загальне тепловиділення складало 79,7,

87,6 і 93,4 Дж/г відповідно. Аналіз кривої тепловиділення і форми площі під кривою складу з вмістом "шлак : клінкер" 50:50 вказує на наявність двох піків накладених один на одного. Можливо так проявляються два конкуруючі процеси – гідратація шлаку і гідратація клінкеру у високолужному середовищі.

Вплив на тепловиділення кількості добавки ЛСТМ показано на Рис.8.

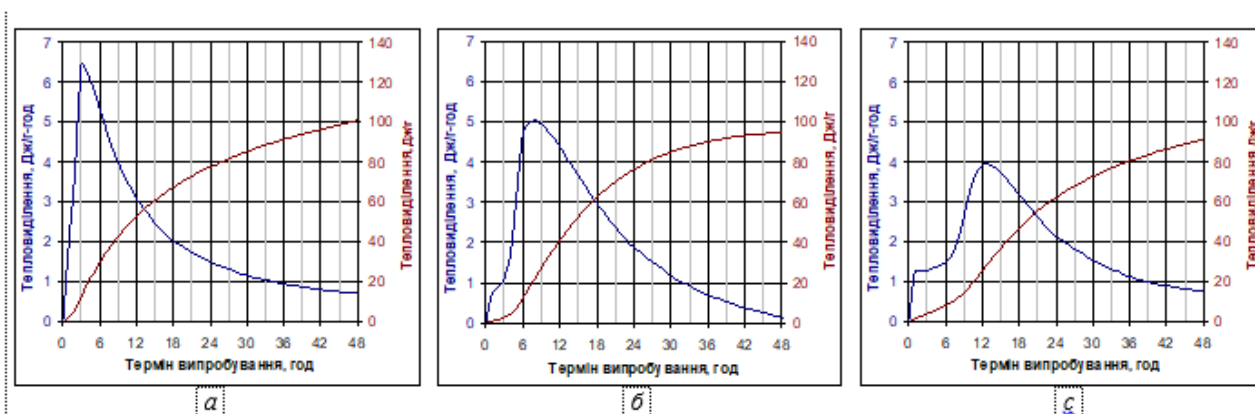


Рис.8. Вплив на тепловиділення кількості добавки ЛСТМ:

a – без добавки; *б* – ЛСТМ – 2%; *с* – ЛСТМ – 4%; лужний компонент – метасилікат натрію у вигляді розчину; склад цементу (клінкер : шлак) – 5:95

Fig.8. Influence on heat generation of the amount of LSTM additive:

a – without additive; *b* – LSTM – 2%; *c* – LSTM – 4%; alkaline component – sodium metasilicate in the form of a solution; cement composition (clinker: slag) - 5:95

Видно, що із збільшенням вмісту добавки ЛСТМ інтенсивність тепловиділення і загальне питома тепловиділення зменшується (Рис.8, а, б, с). Пік тепловиділення складу без добавки зсувається з 3 годин до 7,5 і 13 годин при додаванні 2 і 4% добавки відповідно. А загальне питома тепловиділення складо 100,8; 94,7 і 75,3 Дж/г відповідно.

За даними [17, 22] хоча добавки типу ЛСТ у підвищеній кількості і уповільнюють строки тужавлення та швидкість набору міцності у ранні строки (до 3 діб), але сповільнений набір міцності може сприяти утворенню більш досконалої бездефектної структури, самоущільненню і, відповідно, отриманню підвищеної марочної та високої віддаленої міцності й покращенню інших характеристик цементного каменю. ЛСТМ відносяться до модифікаторів поліфункціональної дії [23], тому окрім уповільнення строків тужавлення він здатен працювати з метасилікатом натрію і як пластифікатор, знижуючи водопотребу на 8...12% (Табл.3).

Це можна пояснити наступним чином. ЛСТМ являє собою типовий люфіофільний колоїд, що містить молекули олігомерної і переважно високомолекулярної структури з наявністю функціональних груп $-\text{OH}$, $-\text{SO}_3\text{H}$ [24].

Адсорбційні дослідження, проведені на шлакові [19], показують, що початкова адсорбція лігносульфонатів відбувається при набагато більших концентраціях добавки порівняно з ПДК (плав дикарбонових кислот). У той самий час, з характеру отриманих даних видно, що величина граничної адсорбції менша.

Виходячи з цього можна сказати, що менша поверхнева активність і більша молекулярна маса високомолекулярних ПАР забезпечують специфіку пластифікуючої дії їх у шлаковмісних системах.

Це пояснює відносну ефективність і можливість використання добавки ЛСТМ у лужно-активованих шлакопортландцементях у присутності деяких лужних компонентів, зокрема у присутності карбонатних лужних сполук (соди, поташу) та низькомодульних силікатів натрію з $M_c \leq 1$.

ВИСНОВКИ

Розроблено механізм управління строками тужавлення у в'язучій системі "шлак + клінкер + метасилікат натрію".

Встановлена залежність термінів тужавлення від способу введення в систему "шлак + клінкер" метасилікату натрію, від складу цементу і від типу та кількості добавки-модифікатора.

Показано, що введення метасилікату натрію до цементу у вигляді водного розчину призводить до набагато більшої інтенсифікації структурують процесів у порівнянні з варіантом використання метасилікату у вигляді порошку із замішуванням водою.

Встановлено, що зростання вмісту клінкеру у шлако-клінкерній суміші веде до суттєвого скорочення строків тужавлення.

Дослідження впливу добавки ЛСТМ показало можливість ефективного управління строками тужавлення за умови підвищеної кількості використання цієї добавки, а саме – до 4%. У результаті отримано технологічно прийнятні строки початку тужавлення у межах 0–38...2–24 год-хв при використанні добавки ЛСТМ у кількості 2...4%.

Результати дослідження структуроутворення лужно-активованих шлакоклінкерних цементних композицій підтвердили виснаведені висновки і знаходились у хорошій кореляції з отриманими фізико-технологічними результатами.

ПОДЯКА

Автори висловлюють подяку Міністерству освіти і науки України за фінансову підтримку проекту (реєстраційний № 0123U101832), який виконуються за рахунок бюджетного фінансування у 2023...2025 рр.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Chemtech Bayern Ukraine.** Special'ni materialy. Osoblyvosti shvydkotverdnuchykh i vysokomicnykh cementiv, p.16. Available online: <https://chemtech-bayern.com.ua/> (accessed on: June, 29, 2023).

2. **ACI PRC-363.2-11** Guide to Quality Control and Assurance of High-Strength Concrete. *ACI Committee 363*, 2011, 19 p., ISBN: 9780870317033.
3. **ACI PRC-363-10** Report on High-Strength Concrete. *ACI Committee 363*, 2010, 65 p. ISBN: 9780870314612.
4. **ITG-4.2R-06** Materials and Quality Considerations for High-Strength Concrete in Moderate to High Seismic Applications. *ACI Committee 93/ACI Committee 93*, 2006, 26 p, ISBN: 9780870312250.
5. **Krivenko P.V.** Commercially-produced alkaline cements and their efficiency / Petropavlovsky O.N., Gelevera A.G., Vozniuk G.V., Pushkar V.I. // *Scientific-Technical Collection "Resource-Saving Materials, Structures, Buildings and Structures"*, 2009; no. 18, pp. 64-71.
6. **Fernández-Jiménez A.**, Hydration mechanisms of hybrid cements as a function of the way of addition of chemicals / Garcia-Lodeiro I., Maltseva O., Palomo A. // *Journal of the American Ceramic Society*, 2018; 102(1), pp. 427-436. <https://doi.org/10.1111/jace.15939>.
7. **Pascal Boustingorry** Alkali-Activation of Slag Cements: Activation Process, Microstructure and Mechanical Properties / F. Puertas, Marta Palacios, Bruno Pellerin, Christophe Eychenne, Celia Varga // Conference: 13th International Congress on the Chemistry of Cement, July 2011. <https://www.researchgate.net/publication/235707703>.
8. **Пушкарьова К.К.**, Особливості регулювання властивостей лужних шлакопортландцементів / Гончар О.А., Бондаренко О.П. // *Збірник "Сучасне промислове та цивільне будівництво"*, том.3, №2, 2007, 95-102 с.
9. **Shi C.** *Alkaline activated cements and concretes* / Krivenko P.V., Della Roy // (in Chinese, Authorized translation from English) : Monograph. Taylor & Francis: London, 2014; 392 p. <https://doi.org/10.1201/9781482266900>
10. **Krivenko P.** Why Alkaline Activation – 60 Years of the Theory and Practice of Alkali-Activated Materials. *Ceram. Sci. Technol.* 2017; V.8(3), pp.323-334. DOI: 10.4416/JCST2017-00042.
11. **Blazhis A.R.** Super quick hardening high strength alkaline clinker and clinker-free cements / Rostovskaya G.S. // *Alkaline cements and concretes. First Int. Conf.* 1994; v.I, Kiev, pp. 193-302.
12. **Krivenko P.V.** Super quick hardening alkali-activated cements / Petropavlovsky O.N., Blazhis A.R. // *First Int. Conf. on Advances of Chemically-activated Materials (CAM' 2010 – China)*. Jinan, Shandong, China, 2010, May, 9-12, pp.79-86.
13. **Shi C.** A calorimetric study of early hydration of alkali-slag cements / Day R.L. // *Cement and Concrete Research*. 1995; 25 (6), pp. 1333-1346. doi: 10.1016/0008-8846(95)00126-W.
14. **Chehov A.P.** *Spravochnik po betonam i rastvoram* / Sergeev A.M., Dibrov G.D. // Kiev: Budivel'nik, 1983; 214 p.
15. **J.J. Chang** A study on the setting characteristics of sodium silicate-activated slag pastes. *Cement and Concrete Research*, 2003; Vol.33, pp. 1005-1011. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)01096-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)01096-7).
16. **Butt Ju.M.** *Praktikum po himicheskoy tehnologii vjazhushhih veshhestv* / Timashev V.V. // Moscow : Vysshaja shkola. 1973. 504 p.
17. **Троян В.В.** *Добавки для бетонів і будівельних розчинів : навчальний посібник. – Ніжсин: ТОВ "Аспект-Поліграфія", 2010. – 228 с.*
18. **Никифоров А.П.** Тяжелые бетоны на шлако-содержащих вяжущих с комплексными модификаторами : монография. – Днепропетровск: "Пороги", 1996. – 232 с.
19. **Ахвердов И.Н.** Основы физики бетона. – М.: Стройиздат, 1981. – 464 с.
20. **Бутт Ю.М.** Химическая технология вяжущих материалов / Сычев М.М., Тимашев В.В. // – М.: Высшая школа, 1980. – 472 с.
21. **Невиль А.М.** Свойства бетона. – М.: Стройиздат 1972. – 344 с.
22. **Кривенко П.В.** Пластифіковані бетони і розчини на основі цементів системи $\text{Na}_2\text{O}-\text{CaO}-\text{Al}_2\text{O}_3-\text{SiO}_2-\text{H}_2\text{O}$: монографія / Рунова Р.Ф., Руденко І.І. // – Київ: Видавництво "Ліра-К", 2022. – 364 с.
23. **Батраков В.Г.** Модифицированные бетоны. – М.: Стройиздат, 1990. – 395 с.
24. **Кривенко, П., Гоц, В., Гелевера, О., & Рогозіна, Н.** (2022). Експлуатаційні характеристики шлаколузних декоративних цементів і розчинів. // *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, (10), 124–135. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.124-135>

REFERENCES

1. **Chemtech Bayern Ukraine.** Special'ni materialy. Osoblyvosti shvydkotverdnychykh i

- vysokomicnyh cementiv, p.16. Available online: <https://chemtech-bayern.com.ua/> (accessed on: June, 29, 2023).
2. **ACI PRC-363.2-11** Guide to Quality Control and Assurance of High-Strength Concrete. (2011) *ACI Committee 363, 19 p.*, ISBN: 9780870317033.
 3. **ACI PRC-363-10** Report on High-Strength Concrete. (2010) *ACI Committee 363, 65 p.* ISBN: 9780870314612.
 4. **ITG-4.2R-06** Materials and Quality Considerations for High-Strength Concrete in Moderate to High Seismic Applications. (2006) *ACI Committee 93/ACI Committee 93, 26 p.* ISBN: 9780870312250.
 5. **Krivenko P.V., Petropavlovsky O.N., Geleva A.G., Vozniuk G.V., Pushkar V.I.** (2009) Commercially-produced alkaline cements and their efficiency *Scientific-Technical Collection "Resource-Saving Materials, Structures, Buildings and Structures"*, no. 18, pp. 64-71.
 6. **Fernández-Jiménez A., García-Lodeiro I., Maltseva O., Palomo A.** (2018) Hydration mechanisms of hybrid cements as a function of the way of addition of chemicals. *Journal of the American Ceramic Society*, 102(1), pp. 427-436. <https://doi.org/10.1111/jace.15939>.
 7. **Pascal Boustingorry, F. Puertas, Marta Palacios, Bruno Pellerin, Christophe Eychenne, Celia Varga** (2011) Alkali-Activation of Slag Cements: Activation Process, Microstructure and Mechanical Properties. *Conference: 13th International Congress on the Chemistry of Cement, July 2011.* <https://www.researchgate.net/publication/235707703>.
 8. **Pushkar'ova K.K., Gonchar O.A., Bondarenko O.P.** (2007) Osoblyvosti reguljuvannja vlastyvostej luznyh shlakoportlandcementiv *Zbirnyk "Suchasne promyslove ta cyvil'ne budivnytvo", tom.3, №2, 95-102 p.* (in Ukrainian)
 9. **Shi C., Krivenko P.V., Della Roy** (2014) *Alkaline activated cements and concretes* (in Chinese, Authorized translation from English) : *Monograph. Taylor & Francis: London.* 392 p. <https://doi.org/10.1201/9781482266900>
 10. **Krivenko P.** (2017) Why Alkaline Activation – 60 Years of the Theory and Practice of Alkali-Activated Materials. *Ceram. Sci. Technol.*; V.8(3), pp.323-334. DOI: 10.4416/JCST2017-00042.
 11. **Blazhis A.R., Rostovskaya G.S.** (1994) Super quick hardening high strength alkaline clinker and clinker-free cements. *Alkaline cements and concretes. First Int. Conf.* v.I, Kiev, pp. 193-302.
 12. **Krivenko P.V., Petropavlovsky O.N., Blazhis A.R.** (2010) Super quick hardening alkali-activated cements // *First Int. Conf. on Advances of Chemically-activated Materials (CAM' 2010 – China)*. Jinan, Shandong, China, May, 9-12, pp.79-86.
 13. **Shi C., Day R.L.** (1995) A calorimetric study of early hydration of alkali-slag cements. *Cement and Concrete Research.* 25 (6), pp. 1333-1346. doi: 10.1016/0008-8846(95)00126-W.
 14. **Chehov A.P., Sergeev A.M., Dibrov G.D.** (1983) *Spravochnik po betonam i rastvoram*. Kiev: Budivelnik. 214 p. (in Russian)
 15. **J.J. Chang** (2003) A study on the setting characteristics of sodium silicate-activated slag pastes. *Cement and Concrete Research*. Vol.33, pp. 1005-1011. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)01096-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)01096-7).
 16. **Butt Ju.M., Timashev V.V.** (1973) *Praktikum po himicheskoy tehnologii vjazhushhih veshhestv*. Moscow : Vysshaja shkola. 504 p. (in Russian)
 17. **Trojan V.V.** (2010) *Dobavky dlja betoniv i budivelnnyh rozchyniv : navchal'nyj posibnyk*. Nizhyn: TOV "Aspekt-Poligrafija". 228 p. (in Ukrainian)
 18. **Nikiforov A.P.** (1996) *Tjashchelye betony na shlakosoderzhashhih v'jazhuchih s kompleksnymi modi-fikatorami : monografija*. Dnepropetrovsk: "Porogi". 232 p. (in Russian)
 19. **Ahverdov I.N.** (1981) *Osnovy fiziki betona*. M.: Strojizdat. 464 p. (in Russian)
 20. **Butt Ju.M., Sychev M.M., Timashev V.V.** (1980) *Himicheskaja tehnologija vjazhushhih materialov*. M.: Vysshaja shkola. 472 p. (in Russian)
 21. **Nevil' A.M.** (1972) *Svojstva betona*. M.: Strojizdat. 344 p. (in Russian)
 22. **Kryvenko P.V., Runova R.F., Rudenko I.I.** (2022) *Plastyfikovani betony i rozchyny na osnovi cementiv systemy Na₂O–CaO–Al₂O₃–SiO₂–H₂O : monografija*. Kyi'v: Vydavnytvo "Lira-K". 364 p. (in Ukrainian)
 23. **Batnikov V.G.** (1990) *Modificirovannye betony*. M.: Strojizdat. 395 p. (in Russian)
 24. **Kryvenko P., Hots, V., Heleva, O., & Rohozina, N.** (2022). Ekspluatatsiini kha-rakterystyky shlakoluznykh dekoratyvnykh tsementiv i rozchyniv. // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*, (10), 124–135. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.10.2022.124-135>

CONTROL OF SETTING TIMES OF SLAG-CONTAINING CEMENTS ACTIVATED WITH SODIUM METASILICATE

*Igor RUDENKO,
Volodymyr GOTS,
Oleksandr GELEVERA,
Andrij RAZSAMAKIN*

Abstract. In global construction practice, the need for high-strength concrete with intensive early strength gain is increasing due to increased requirements for the physical, mechanical and operational characteristics of concrete and the desire to reduce construction time. Alkali-activated cements made using soluble sodium silicates are capable of rapid strength development and high standard strength, which is due to the modifying effect of amorphous silica present in soluble glass. However, the problem with the effective use of such cements is the short setting time.

The purpose of this work is to study the influence of the method of introducing low-basic sodium silicate into slag-containing compositions, the composition of the compositions and the amount of modifying additive on the setting time. As a result of the work performed, a mechanism for controlling the setting times in the “slag + clinker + sodium metasilicate” binder system was developed.

The dependence of setting times on the method of introducing sodium metasilicate into the “slag + clinker” system, on the composition of cement and on the type and quantity of modifier additives has been established. It has been shown that the introduction of sodium metasilicate to cement in the form of an aqueous solution leads to a much greater intensification of structure-forming processes in the process in comparison with the option of using metasilicate in the form of a powder with mixing with water. It has been established that an increase in the clinker content in the slag-clinker mixture leads to a significant reduction in setting time.

A study of the influence of the LSTM additive showed the possibility of effectively controlling the setting times, subject to an increased amount of use of these additives, namely up to 4%. As a result, technologically acceptable setting times were obtained within the range of 0–38...2–24 hours-min when using LSTM additives in an amount of 2...4%.

The results of the study of the structure formation of alkali-activated slag-containing cements confirmed the above conclusions and were in good correlation with the obtained physical and technological results.

Keywords. Alkali-activated slag-containing cements; setting times; structure formation; method of introducing the alkaline component; the influence of the cement composition; the influence of the LSTM additive.

Стаття надійшла до редакції 11.11.23

ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ І РОЗРАХУНКУ НАГЕЛЬНИХ З'ЄДНАНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ З ВРІЗНИМИ ПЛАСТИНАМИ ЗА ЕС5

Людмила ЛАВРІНЕНКО¹, Людмила АФАНАСЬЄВА², Віталій ТОНКАЧЕЄВ³

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

¹ ludmila.lavrinenko@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-5601-0943>

² afanasieva2709@gmail.com, <http://orcid.org/0000-0001-6237-2609>

³ tonkacheiev.vg@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-1010-8440>

Анотація. В роботі проведено огляд теоретичних та експериментальних досліджень стосовно з'єднань деревних конструкцій на сталевих нагельних із сталевими врізними пластинами. Правильний вибір типу з'єднань дозволяє суттєво впливати на загальну вартість конструкції через формування конструктивної і призначення монтажною схеми конструкції (мінімізація кількості вузлових та монтажних з'єднань), оптимальна уніфікація з'єднань є додатковим аргументом при створенні економічного та конкурентоспроможного рішення. Для аналізу з'єднання нагельного типу враховується, що зусилля передається за рахунок опору кріпильного елемента згину та зсуву, а також зминання в з'єднуваних дерев'яних елементах. Як граничні стани нагельного з'єднання розглядаються втрата міцності через зминання та розколювання деревини стінки отвору, а також через згин нагеля в нагельному гнізді. Розглядувані в огляді роботи надають великий фактичний матеріал стосовно міцності з'єднань залежно від геометричних та фізичних параметрів його складових, а також жорсткості з'єднання, що на сьогодні є предметом активної уваги дослідників. Звертається увага на необхідність дослідження роботи з'єднання для передачі моментного навантаження при груповій роботі з'єднання. Аналіз чисельних експериментів надає можливість переконалися в надійності чинних правил і норм проектування ЕС5 та імплементованих до них норм проектування

ДБН В.2.6-161:2017, а також дозволили виявити недоліки та межі застосування правил проектування стосовно цього виду з'єднань. Ре-



Людмила ЛАВРІНЕНКО
доцент кафедри металевих і
дерев'яних конструкцій,
к.т.н., доцент



Людмила АФАНАСЬЄВА
доцент кафедри залізобетонних
та кам'яних конструкцій,
к.т.н., доцент



Віталій ТОНКАЧЕЄВ
доцент кафедри металевих і
дерев'яних х конструкцій,
к.т.н., доцент

Зультати чисельних та експериментальних досліджень є основою для вдосконалення конструктивних рішень та перевірки моделей чисельного моделювання.

Ключові слова. Дерев'яні конструкції; нагельні з'єднання; сталеві пластини; Єврокод 5.

ВСТУП

При проектуванні дерев'яних конструкцій у багатьох практичних випадках міцність та жорсткість конструкції, габарити, а

часто – і конструктивна форма, залежать від типу обраного з'єднання та його параметрів, а самі з'єднання є вирішальним фактором при проектуванні. Правильний вибір типу з'єднань дозволяє суттєво впливати на загальну вартість конструкції через формування конструктивної і призначення монтажної схеми конструкції (мінімізація кількості вузлових та монтажних з'єднань). Оптимальна уніфікація з'єднань є додатковим аргументом при створенні економічного та конкурентоспроможного рішення.

Економічний аспект вимагає також і раціонального вибору величин допусків у з'єднаннях – зниження їх величини зменшує деформативність. З іншого боку, їх збільшення для спрощення виготовлення і зниження вартості конструкції – вимагає компромісного рішення проектувальників та застосування інноваційних видів кріплення. Надійний контроль якості з'єднань на всіх етапах їх розробки, виготовлення та експлуатації є нагальною вимогою застосування дерев'яних конструкцій, проте контроль з'єднань в умовах експлуатованої конструкції є складним і не завжди можливим. Тому в сучасних умовах контроль якості та забезпечення надійності з'єднань в дерев'яних конструкціях перенесений, в основному, у виробництво, а дослідження роботи існуючих та нових видів вузлових конструкцій направлене на підвищення надійності.

І останнє, але не менш важливе: на початкових стадіях проектування будівлі архітектори та інженери повинні бути впевнені, що обраний тип з'єднань відповідає необхідним архітектурним та естетичним критеріям стосовно обраного конструктивного рішення.

З названих причин широкого розповсюдження набули з'єднання нагельного типу на болтах та сталевих пластинах, що вставляються у приховані прорізи (рис. 1). Ефективність цього виду з'єднання, крім очевидних архітектурних переваг, визначається їх чіткою роботою при передачі зусиль та простою монтажу вузлів з такими з'єднаннями. Проектування виконується із застосуванням технологій BIM, а виготовлення – на високоточному обладнанні з програмним забезпеченням.

Аналіз експериментальних досліджень стосовно такого виду з'єднань та проведення нових досліджень сприяє вдосконаленню конструктивних рішень актуальних та широко впроваджуваних видів з'єднань, уточненню механічної моделі їх напружено-деформованого стану, закладеної в чинні норми проектування [1, 2], а також формуванню бази для вдосконалення інструментів чисельного моделювання складних споруд на шляху гармонізації міжнародних і національних стандартів України [3] та створення



Рис.1. Приклад застосування вузлів на врізних пластинах (навчальний корпус коледжу Конінга Віллема I, Хертогенбос, Нідерланди)

Fig. 1. An example of making joints with slotted-in steel plates (Koning Willem I College, Hertogenbosch, Netherlands)

складних споруд із застосуванням дерев'яних конструкцій [5]. Як вважають провідні спеціалісти в галузі будівництва, перспективним кроком в Україні має бути створення інформаційних моделей BIM [4, 6] з детальним урахуванням всіх ефектів, пов'язаних з роботою цільної та клеєної деревини, реальних умов експлуатації, та які мають включати вимоги врахування нелінійних ефектів роботи деревини у вузлах та дійсної жорсткості вузлів при різних режимах навантаження.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Основні фізичні рівняння міцності та загальні принципи інженерних оцінок роботи нагельних з'єднань, на підґрунті яких базуються розрахунки вузлів з візними пластинами, наведені в [1, 2]. Невисока міцність при сколюванні вдовж волокон, а також при розтягу поперек волокон, висока деформативність при зминанні поперек волокон і нелінійна залежність характеристик при зміні кута нахилу напрямку зусиль відносно напрямку волокон вимагають поміркованих підходів до конструювання з'єднань. Крім того, необхідно також прогнозувати можливість всихання деревини, бо поява тріщин по площадках сколювання може призвести до аварійної ситуації навіть при коректному розрахунку. Через всі вказані обставини, спричинені переважно анізотропією деревини, реалізація з'єднань дерев'яних елементів є значно складнішою, ніж з'єднань з інших матеріалів.

Для аналізу з'єднання нагельного типу враховується, що зусилля передається за рахунок опору кріпильного елемента згину та зсуву, а також зминання в з'єднуваних деревних елементах. Як граничні стани нагельного з'єднання розглядаються втрата міцності через зминання та розколювання деревини стінки отвору, а також через згин нагеля в нагельному гнізді. Загальні положення і методи розрахунку кодифіковані у відповідних нормах проектування елементів та конструктивних систем [1, 2].

В основу аналізу роботи з'єднань нагельного типу за EC5 покладені результати Йохансена (1949 р.) [7] та подальші дослідження, що ґрунтуються на теорії пластичних деформацій (*European Yield Model EYM*). Із змінами та адаптацією ця теорія є основою норм проектування деревних конструкцій Єврокод (EC5), аналогічним є зміст національних норми проектування США (NDS), Канади (CSA 086), що розроблені на основі EYM. Функції з'єднання складаються з елементарних ефектів: нагельний ефект болта, що залежить від його опору згину і деревини при зминанні під нагелем, та розтяжного ефекту болта залежно від його опору розтягу та тертя між суміжними поверхнями.

По площі контакту нагельного стержня з деревиною отвору радіально орієнтовані напруження представлені як сума напружень вдовж і поперек волокон. І якщо деревина має високий опір зминанню вдовж волокон, то поперек волокон при такому навантаженні відбувається розсування волокон, а опір деревини на розтяг в цьому напрямку є незначним. В разі прикладання навантаження в поперечному (відносно волокон) напрямку, як тенденція до розколювання, так і несуча спроможність значно нижчі. Тому в цілому такий напрямок навантаження є небезпечним, що має враховуватися при проектуванні з'єднання. Від дії поздовжнього зусилля у з'єднанні по площі контакту зі стінками отвору в деревині виникають нерівномірні по периметру отвору та довжині нагеля напруження від вминання нагеля: зминання вздовж волокон, а також розтяжні напруження впоперек волокон. В результаті реактивного тиску деревини в стержні кріпильного елемента виникають зусилля, що спричиняють його згин.

При гнучких (порівняно з товщиною з'єднуваних елементів) стержнях відбувається вигин нагеля, що знижує тенденцію до розколювання. В з'єднаннях з низькою гнучкістю кріпильного стержня розщеплення деревини можливе, тому обмежуються як діаметри отворів, так і відстані між отворами та до краю елемента.

Важливим параметром розрахунку з'єднань є їхня піддатливість, яка впливає на розподіл зусиль між елементами конструкції. Зміщення у з'єднаннях повинні враховуватися при будь-якому розрахунку переміщень конструкцій. Крім того, для розрахунку самого з'єднання залежно від його піддатливості застосовується та чи інша розрахункова модель.

Нормами [1, 2] регламентуються наступні характерні види відмов з'єднань нагельного типу: у випадках (a), (b), (c), (g), (h) відмова обумовлена виключно руйнуванням дерев'яного елемента або деревної плити за зминання деревини у отворі (відмова защемлення). Такий тип відмови в EC5 називається відмовою 1-го типу. У випадках (d), (e), (j) відмова полягає у відмові защемлення та згинній пластичній деформації кріпильного елемента в одному елементі однозсувного з'єднання або в середньому елементі двозсувного. Такі відмови класифікуються як відмови 2-го типу. Відмова защемлення та нагеля в усіх елементах у випадках (f), (k) відноситься до 3-го типу. Напруження зрізу в перерізі стержня кріпильного елемента, як правило, незначні та не визначають несучої здатності з'єднання.

Несуча здатність нагельного з'єднання $F_{v,Rk}$ є функцією таких параметрів:

t_i – товщина i -го дерев'яного елемента;

$f_{h,1,k}$, $f_{h,2,k}$ – характеристичні значення опорів зминання деревини в нагельному гнізді для з'єднуваних елементів товщиною t_1 і t_2 та їх відношення:

$$\beta = f_{h,1,k} / f_{h,2,k}$$

$M_{y,Rk}$ – характеристичне значення моменту пластичної деформації кріпильного елемента;

$F_{ax,Rk}$ – характеристичне значення несучої здатності кріпильного елемента на осьове висмикування.

Норми проектування [1, 2] пропонують визначати несучу спроможність на одну площину зсуву на один кріпильний елемент для кожного виду відмови і за меншим отриманим значенням приймати рішення про несучу спроможність з'єднання. Тут наведені

рівняння рівноваги в першому граничному стані для з'єднань з поодиноким та подвійним зсувом. В перших випадках (a), (b), (g) визначається несуча здатність з'єднання з умови міцності на зминання в отворі кожного із з'єднуваних елементів. Наступні формули (c), (d), (e), (f), а також (h), (j), (k) визначають несучу здатність з'єднання з умови згину нагеля, причому перший доданок в формулах – несуча здатність нагеля за теорією Йохансена. Другий доданок $(F_{ax,Rk}/4)$ враховує ефект нитки (*rope effect*), який можливий лише за наявності упору нагельного елемента в зовнішні грані з'єднуваних елементів, тому він виникає в цвяхах та болтах, а в гладких нагельних стержнях – не виникає. Цей ефект враховується при появі пластичних деформацій в нагелі, тобто при відмовах 2-го та 3-го типів. Якщо величина $F_{ax,Rk}$ не визначена, то ефект нитки в запас міцності розрахунком може не враховуватися.

Формули для визначення необхідних для розрахунку величин наведені в табл. 1.

В табл. 1 наведені значення характеристичної міцності деревини в защемленні

$$f_{h,k} = \frac{F_{\max}}{dt} \text{ (Н/мм}^2\text{)}, \text{ яка представляє собою}$$

осереднену міцність на зминання в отворі під дією жорсткого прямого нагеля. Теоретично прийнято, що ця характеристика не є виключно властивістю матеріалу, є системою та залежить від багатьох факторів, включно з типом кріпильного елемента.

В [8] були проведені дослідження на міцність деревини та випробування на зсув болтових з'єднань та із застосуванням концепції ЕУМ проведено теоретичний аналіз. Показано, що теоретичні значення узгоджуються з експериментальними. Авторами [9] систематично досліджені механічні властивості болтових з'єднань, включно з густиною деревини, гнучкість болтів, геометричне розташування та засоби підсилення, а також проаналізовано діаграму роботи вузла в координатах сила-переміщення протягом усього процесу завантаження. В [10] було розглянуто врахування крихкого руйнування з позицій того, що з'єднуювальні

Табл. 1. Параметри для розрахунку нагельного з'єднання
Tabl. 1. Parameters for calculating the dowel connection

Елементи		Значення параметру		
		$f_{h,k}$ характеристичний опір дере- вини вминанню в отворі нагел- ьного з'єднання, Н/мм ²	$M_{y,Rk}$ характеристичний момент пластичної деформації кріпи- льного елемента, Н · мм	$F_{ax,Rk}$ характеристична не- суча здатність на ви- смикування кріпиль- ного елемента, Н
кріпильні	з'єднувані			
Цвяхи $d \leq 8\text{мм}$	деревина без просвердлю- вання	$0,082 \rho_k d^{-0,3}$	для круглих цвяхів $0,3 f_{u,k} d^{2,6}$ для квадратних цвяхів $0,45 f_{u,k} d^{2,6}$	для круглих цвяхів min $f_{ax,k} d t_{pen}$ або $f_{ax,k} d t + f_{head,k} d_h^2$ для різьбових цвяхів min $f_{ax,k} d t_{pen}$ або $f_{head,k} d_h^2$
	деревина з просвердлю- ванням	$0,082(1-0,01d) \rho_k$		
	фанера	$0,11 \rho_k d^{-0,3}$		
	ДВП-2	$30 d^{-0,3} t^{0,6}$		
	ДСП, OSB	$60 d^{-0,7} t^{0,1}$		
Болти $d \leq 30$ мм, нагелі та цвяхи $d > 8\text{мм}$	деревина, LVL	Вздовж волокон $f_{h,0,k} = 0,082(1-0,01d) \rho_k$ Залежно від кута між напрямом волокон α та навантаженням $f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$ для м'якої деревини: $k_{90} = 1,35 + 0,015d$ для LVL: $k_{90} = 1,30 + 0,015d$ для твердої деревини: $k_{90} = 0,90 + 0,015d$	$0,3 f_{u,k} d^{2,6}$	найменша характери- стична несуча здат- ність на осьове зу- силля з врахуванням шайб
	фанера	$0,11(1-0,01d) \rho_k$		
	ДСП та OSB	$50 d^{-0,6} t^{0,2}$		
Скоби		як для круглих цвяхів $d \leq 8\text{мм}$	$240 d^{2,6}$	як для двох круглих цвяхів $d \leq 8\text{мм}$
Позначення в таблиці 8.1: d і t – діаметр кріпильного і товщина з'єднуваного елемента, мм; $f_{u,k}$ – межа міцності кріпильного елемента при розтягу, Н/мм ² ; $f_{ax,k} = 20 \rho_k^2 \cdot 10^{-6}$ – характеристичний опір на висмикування защемленої частини цвяха, Н/мм ² ; $f_{head,k} = 70 \rho_k^2 \cdot 10^{-6}$ – характеристичний опір цвяха на висмикування, Н/мм ² ; ρ_k – характеристичне значення густини деревини або плитного матеріалу, кг/м ³ ; $t_{pen} \geq 8d$ – довжини защемленої частини гладкого цвяха, мм, $t_{pen} \geq 6d$ – те саме різьбового цвяха, мм; $d_h \geq 2d$ – діаметр шпалки цвяха, мм; $f_{h,0,k}$ – характеристичний опір зминанню деревини в отворі вздовж волокон, Н/мм ² ; $f_{h,\alpha,k}$ – характеристичний опір зминанню деревини в отворі залежно від кута α між напрямом волокон та навантаженням, Н/мм ² ; параметри розрахунку стосуються скоб з дроту, що має тимчасовий опір $f_{u,k} = 800$ Н/мм ² .				

елементи не повністю досягають пластичного стану при руйнуванні, провели теоретичний аналіз і числове моделювання на основі механіки руйнування та запропонували відповідні теоретичні формули для визначення несучої спроможності.

Так само, як і в з'єднаннях типу деревина-деревина, в з'єднаннях дерев'яних елементів на сталевих пластинах можливі варіанти відмови за рахунок пластичної деформації елементів з'єднання: варіанти (а) – (е)

характерні для однозрізних або багатозрізних несиметричних з'єднань, варіанти (f) – (m) – для дво- та багатозрізних симетричних з'єднань. Варіанти (a), (c), (f) та (j/l) відносяться до відмов 1-го типу, тобто описують втрату міцності через зминання та розколювання деревини. Варіанти (b), (d), (g) та (k) – це відмови 2-го типу з пластичним деформуванням нагелю в одному елементі однозсувного з'єднання або в середньому елементі двозсувного, а варіанти (e), (h) та (m) – відмови 3-го типу з відмовою всіх елементів в з'єднанні. При використанні сталевих пластин (рис. 2) несуча здатність з'єднання залежить від товщини сталевих пластин t порівняно з діаметром кріпильного елемента d . Якщо товщина пластини $t \leq 0,5d$, то пластина вважається тонкою (гнучкою), а якщо $t \geq d$ і допуск отвору (різниця діаметрів) кріпильного елемента та пластини менший, ніж $0,1d$, то пластина вважається товстою (жорсткою). Через те, що тонка пластина не має достатньої жорсткості для упору голівки кріпильного елемента, то відмова 3-го типу в такому випадку є неможливою.



Рис.2. Двозрізний болтовий вузол з врізною сталевую пластиною

Fig. 2. Double shear bolted timber joint with slotted-in steel plates

Рівняння для визначення несучої здатності за кожним типом відмови мають таке саме обґрунтування, як і в попередньому випадку з'єднання типу деревина-деревина. Несуча здатність одного кріпильного елемента на одну площину зсуву для однозсувного з'єднання залежно від типу жорсткості пластини наведені в формулах (1 – 2):
– однозрізне з'єднання з тонкою сталевую пластиною:

$$a) \quad F_{v,Rk} = 0,4 f_{h,k} t_1 d, \quad (1)$$

$$b) \quad F_{v,Rk} = 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4};$$

– однозрізне з'єднання з товстою сталевую пластиною:

$$c) \quad F_{v,Rk} = f_{h,k} t_1 d, \quad (2)$$

$$d) \quad F_{v,Rk} = f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4},$$

$$e) \quad F_{v,Rk} = 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4};$$

Двозрізні з'єднання також розраховуються залежно від товщини сталевієї пластини, і несуча здатність одного кріпильного елемента на одну площину зсуву залежно від типу жорсткості пластини визначається за формулами (3 – 5):

– двозрізне з'єднання із сталевую пластиною будь-якої товщини між двома дерев'яними елементами:

$$f) \quad F_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d, \quad (3)$$

$$g) \quad F_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4},$$

$$h) \quad F_{v,Rk} = 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4};$$

– двозрізне з'єднання двох тонких сталевих пластин і дерев'яного елемента між ними:

$$j) \quad F_{v,Rk} = 0,5 f_{h,2,k} t_2 d, \quad (4)$$

$$k) \quad F_{v,Rk} = 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4};$$

– двозрізне з'єднання двох товстих сталевих пластин і дерев'яного елемента між ними:

$$l) \quad F_{v,Rk} = 0,5 f_{h,2,k} t_2 d, \quad (5)$$

$$m) \quad F_{v,Rk} = 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}.$$

Для пластин $0,5d < t < d$ несуча здатність визначається лінійною інтерполяцією. Параметри для розрахунку ті ж самі, що й у разі з'єднання дерев'яних елементів без сталевих пластин (табл. 1). Причому як в тому, так і в цьому разі, формули для визначення несучих спроможностей можна використовувати лише за умови дотримання вимог щодо мініма.

льних відстаней між центрами кріпильних елементів та відстаней до торця чи грані дерев'яного елемента.

Важливим параметром розрахунку з'єднань є їхня піддатливість, яка впливає на розподіл зусиль між елементами конструкції. Зміщення у з'єднаннях повинні враховуватися при будь-якому розрахунку переміщень конструкцій. Крім того, для розрахунку самого з'єднання залежно від його піддатливості застосовується та чи інша розрахункова модель.

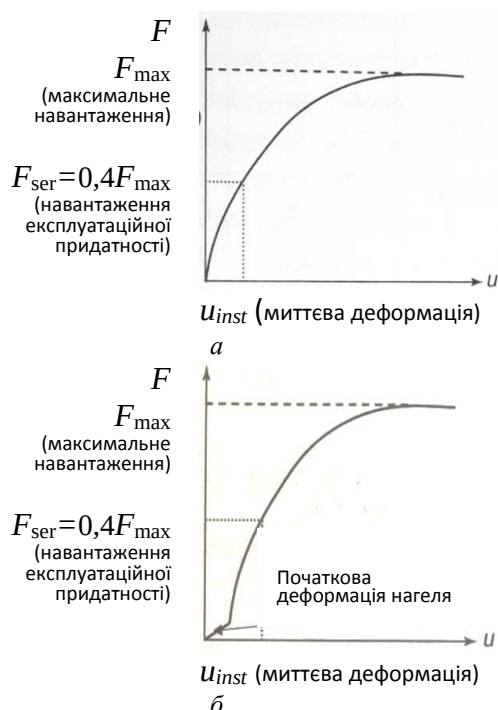


Рис. 3. Типові залежності «навантаження – деформація зсуву» для з'єднань нагельного типу:

a – на шурупах і цвяхах; *б* – на болтах і нагелях

Fig. 3. Typical "force-deformation" curves for dowel-type connections: *a* - with screws and nails; *b* - with bolts and dowels

Жорсткими є клейові з'єднання, інші з'єднання є піддатливими через наявність обминання деревини на межі контакту з'єднуваних елементів та кріпильних елементів.

Поведінка будь-яких піддатливих з'єднань під навантаженням має одні й ті самі закономірності. Типові криві навантаження-деформації наведені на рис. 3. До початку проковзування при збільшенні наванта-

ження спостерігається умовно лінійна залежність. В з'єднаннях, що мають допуск на посадку кріпильного елемента, виникає явище початкового проковзування (рис. 3, б). Воно триває до досягнення контакту з отвором. Подальша робота з'єднання є пружнопластичною.

Жорсткість з'єднання в EC5 описується нахилом кривої навантаження-деформація (модулем ковзання) в лінійно-пружній області K_{ser} , а також в пружнопластичній області K_u . Таким чином, розглядаються дві ідеальні моделі поведінки з'єднання: пружна та пружно-пластична. Для розрахунків деформацій за граничними станами другої групи (за експлуатаційною придатністю) нормами враховується модуль K_{ser} . Для розрахунків за граничними станами першої групи (за несучою здатністю) статично невизначуваних систем, де піддатливість вузлів може спричинити перерозподіл зусиль, застосовується модуль

$$K_u = (2/3)K_{ser} \quad (6)$$

Закономірності дійсної роботи нагельних з'єднань та граничні стани в попередні роки [11] обговорювалися, але не увійшли до норм проектування через відсутність розрахункових параметрів, що характеризують роботу з'єднання. Наприклад, не розглядався граничний стан утворення шарніру пластичності в з'єднанні при одночасному продавлюванні деревини. Чинні норми завдяки гармонізації національних стандартів ДСТУ та Єврокод є актуальними для сучасного проектування та знаходяться в правових межах будівельного законодавства України.

Мета і задачі роботи. Метою роботи є визначення напрямків вдосконалення актуальних видів нагельних з'єднань на підставі аналізу і узагальнення наукових публікацій та експериментальних досліджень для та подальшого впровадження отриманих даних в моделювання дерев'яних конструкцій.

Отримані результати дозволять встановити ресурси несучої здатності вузлів на прорізних пластинах.

Матеріали та методи дослідження. Матеріали та методи досліджень полягають у вивченні результатів експериментальних і

теоретичних досліджень у співставленні з існуючою теоретичною базою.

Об'єкт дослідження – напрямки, методи та експериментальні дані, отримані на основі аналізу наукових джерел.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ ТА РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

З'єднання нагельного типу найбільш часто застосовуються при проектуванні економічно ефективних дерев'яних конструкцій.

Проте в деяких випадках їх оптимальне використання стримується недостатньою

обґрунтованістю застосовуваних моделей, які великою мірою базуються на емпіричних засадах та тестуванні [9]. Крім того, це певним чином обмежує застосування правил проектування, наприклад, відсутністю обмежень на поведінку при розколюванні або на максимально допустимі деформації.

Роботи, що розглядаються в даному огляді, мають на меті детальне дослідження несучої здатності з'єднання, обговорення особливостей їх роботи під навантаженням на всіх стадіях для розуміння впливу окремих параметрів, що варіюються залежно

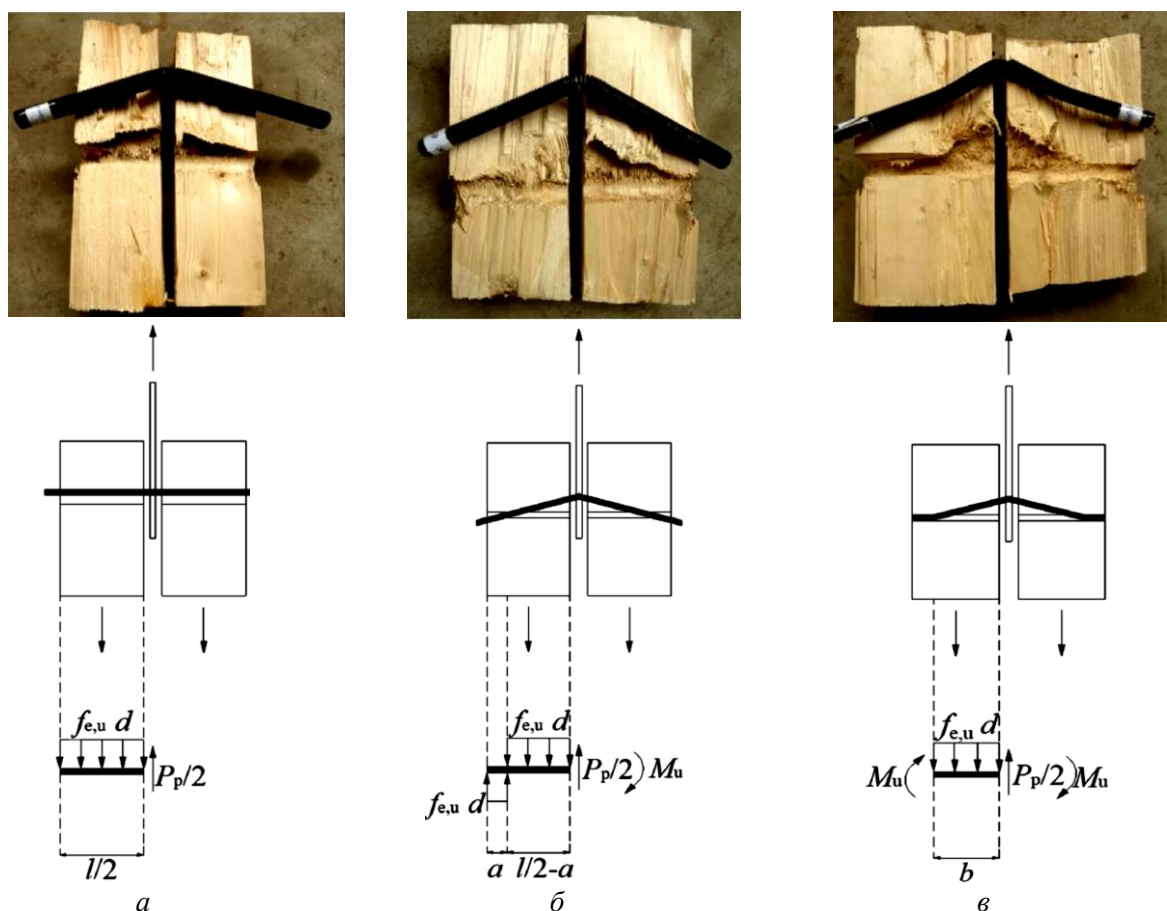


Рис. 4. Відмови та розрахункові схеми роботи нагельного з'єднання з прорізною металевою пластиною: *а* – рівномірне продавлювання деревини; *б* – утворення шарніру пластичності в болті в зоні контакту з металевою пластиною; *в* – утворення шарнірів пластичності в болті в зоні примикання до пластини та в зонах защемлення в крайових точках з продавлюванням деревини [12]

Fig. 4. Failure patterns and design diagrams for the operation of a dowel connection with slotted-in steel plate: *a* – timber failed due to uniform extrusion; *b* – plastic hinge appeared in the bolt at the contact area between the bolt and slotted-in steel plate; *v* – plastic hinges appeared in the bolt at the contact area between the bolt and the steel plate and at the timber on both sides, resulting in timber extrusion between the plastic hinges [12]

від матеріалу чи конструкції. Автори надають свою оцінку правилам, закладеним у норми проектування EC5, та виявляють їх недоліки.

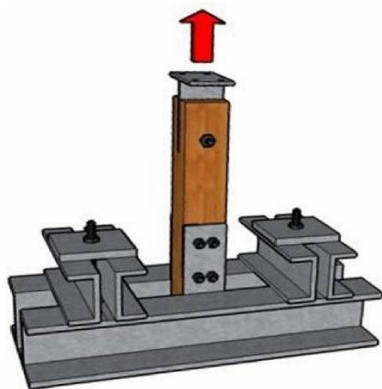


Рис. 5. Схема навантаження для визначення механічних характеристик одноболтового нагельного вузла з врізною пластиною вздовж волокон [12]

Fig. 5. Test schematic of the mechanical properties of the bolted timber joints with slotted-in steel plates parallel to the grain [12]

В статті [12] наводяться дані про експериментальне дослідження роботи болта у вузлі з врізаною металевою пластиною. Враховано вплив діаметру болта, товщини деревини та їх параметри міцності. Як результати випробувань відзначено, що деформації мають основні характерні етапи, як ось: лінійну стадію, стадію зниження жорсткості, стадію плато текучості та стадію руйнування під навантаженням.

На базі апроксимації кривої «навантаження – деформація» була створена механічна модель для міцності на пружній жорсткості та на основі теоретичного аналізу за-

пропонована теоретична формула та показана збіжність розрахункових кривих з експериментальними (рис. 6).

Досліджувалися 24 зразки з клеєної деревини хвойних порід та болти класу міцності 6.8, сталева пластина із сталі Q235. Навантаження (рис. 5) створювалося з фіксацією деформацій до руйнування зразка або зменшення навантаження до 80%. Руйнування відбувалось за однією з трьох схем (рис. 4). Розвиток деформацій відбувався відповідно до теоретичної схеми. На певних стадіях навантаження фіксувалося: 1) проковзування, обумовлене наявністю зазору між стержнем болта та стінкою отвору, 2) умовно лінійна стадія характеризувалася високою лінійною кореляцією, 3) на стадії деградації жорсткості спостерігалось зростання пластичних деформацій, 4) поява текучості при згині болтів та вихід кривої на плато текучості, де несуча здатність сягає найвищих значень та можливе утворення пластичного шарніру в болті, 5) стадія руйнування супроводжується розколюванням деревини або руйнуванням болта, різким падінням навантаження. Теоретично розглянута ідеальна пружно-пластична модель роботи болта як балки на пружній основі та запропонована двопараметрична формула для визначення несучої здатності та пружної жорсткості. При роботі болта у з'єднанні залежно від його гнучкості руйнування можливе за однією з трьох схем (рис. 4). Результати перевірялися на кінцево-елементних моделях та показали прийнятну збіжність. Для уточнення розрахункової моделі та її застосування для багатонагельних з'єднань вказано

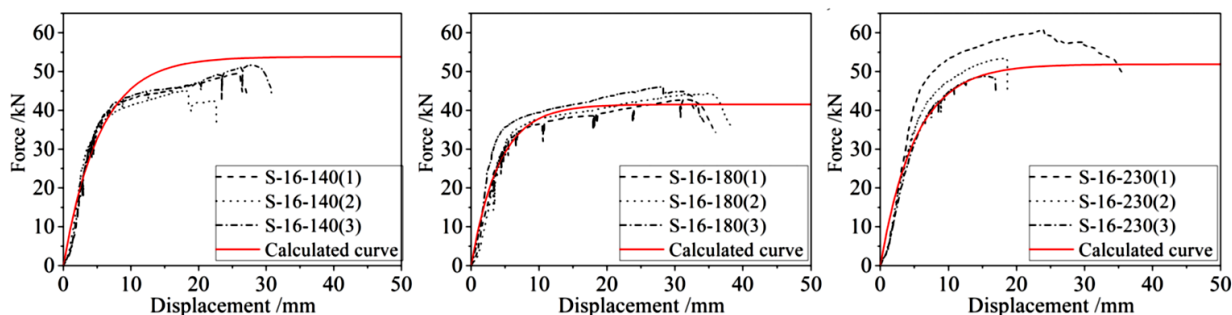


Рис.6. Порівняння розрахункових та експериментальних кривих [12]

Fig. 6 Comparison of calculated curves and experimental curves [12]

на необхідність дослідження впливу механічних характеристик деревини на роботу нагельного гнізда, а також товщини дерев'яних елементів на несучу здатність нагеля.

Робота [9] надає великий матеріал для обговорення недосконалостей та прогалин в нормах проектування EC5, спричинених недостатньою базою експериментальних даних. Наводяться результати випробувань 64 зразків однонагельних з'єднань вздовж волокон (рис. 7).

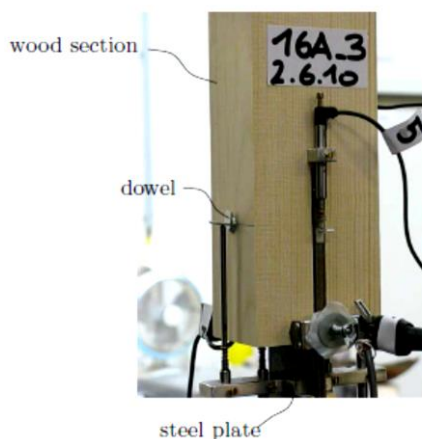


Рис.7. Typical dowel-type timber connection with a single dowel, photo of a specimen during conduction of the experiment

Fig. 7. Однонагельне з'єднання з різною пластиною, фото зразка під час проведення експерименту

Досліджені зразки з різною густиною та шириною дерев'яних елементів, отінювався вплив шорохуватості нагеля та бічного підсилення вузла, підтверджено підвищення несучої здатності зразків з вищою густиною та їх схильність до крихкого руйнування. Зразки з м'якої деревини продемонстрували поведінку з поширеним плато текучості до остаточного руйнування. При збільшенні шорохуватості нагеля збільшується як граничне навантаження, так і пластичність з'єднання, що надало можливість застосування нагелів періодичного профілю. Результати порівнювалися з значеннями міцності та жорсткості за EC5 (рис. 8), які показали прийнятну збіжність лише для нагелів середньої гнучкості. В експериментах зразки з жорстким нагелем показали нижчі значення несучої здатності, ніж розрахункові показники, в зразках з високою гнучкістю отримані схожі результати. На зразках різної ширини показано, що теоретичне врахування впливу товщини дерев'яних елементів на несучу спроможність нагеля та сумісності деформацій уточнює механічну модель вузла та надає можливість регламентувати обмеження на переміщення у вузлах. Обґрунтовано застосування шорохуватих нагелів та бічного підсилення

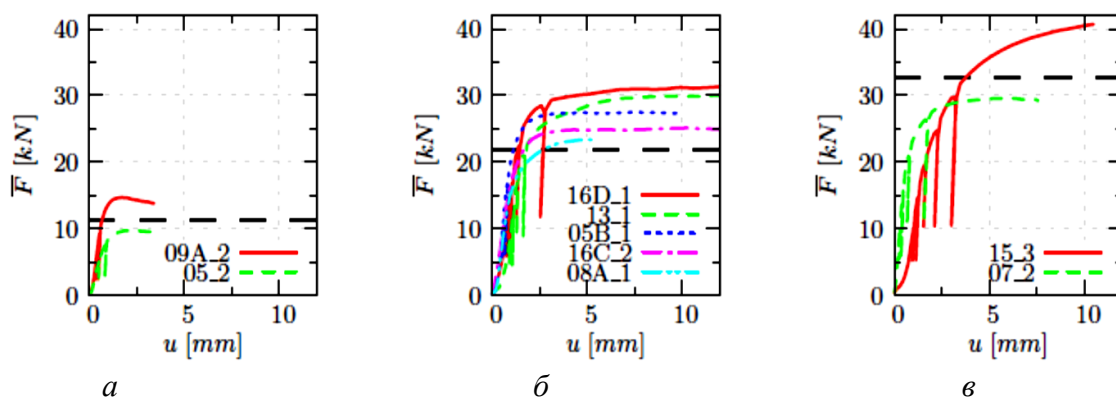


Рис.8. Порівняння несучої здатності обраних зразків з розрахунковими значеннями за EC5 (приведені до густини $\rho_{avg}=430 \text{ кг/м}^3$: $\bar{F}=F\rho/\rho_{avg}$), зразки шириною: а - 40 мм, б - 100 мм, в - 200 мм [9]

Fig. 8. Comparison of strength of selected tests with design values from EC5 (normalized linearly to $\rho_{avg}=430 \text{ кг/м}^3$: $\bar{F}=F\rho/\rho_{avg}$), samples with width: a - 40 mm, b - 100 mm, v - 200 mm [9]

для запобігання утворення тріщин, що не регламентується діючими правилами проектування.

В [27] запропоновано детальніше враховувати ефект нитки при розрахунку з'єднання як функцію багатьох змінних, в перше чергу – переміщень у вузлі. Показано, що запропоновані в нормах рівняння є наближеними та недовраховують цей ефект, оскільки він запобігає крихким відмовам та збільшують несучу здатність залежно від переміщень у з'єднанні. Для вирішення поставленої задачі було проведено серію експериментів з нагельми із гладкою поверхнею, з різьбою та з фіксуючими гайками. Всі результати порівнювалися зі значеннями, отриманими за рівняннями норм. Після випробувань вирізалися зразки для аналізу зминання деревини. Середні значення ширини зминання та несуча здатність були значно вищі, ніж за стандартними процедурами, що свідчить про необхідність більш детально розглядати ефект нитки як функцію багатьох змінних.

Основна увага в наведених дослідженнях приділена однонагельним з'єднанням, перевагою яких є відсутність ефектів статичної невизначуваності розподілу навантаження. При дослідженні багатонагельних з'єднань [13, 14] уточняється задача ефективного розподілу навантаження та розколювання як вздовж, так і впоперек волокон у з'єднаннях [15, 16].

Прикладом такого уточнення розрахункових положень останньої генерації Єврокодів є положення про розміщення болтів у вузлах реальних конструкцій, що вимагає аналізу групової роботи болтів з урахуванням їх фактичної роботи в нагельному полі. При дії зусилля вздовж волокон і розміщення рядів нагелів в тому ж напрямку нерівномірність їх завантаження збільшується при зменшенні відстані між ними, що необхідно враховувати при проектуванні багатонагельних вузлів при обмеженні розмірів нагельного поля. Основні засади Єврокод 5 стосовно розрахунку вузлів базуються на тому, що робота з'єднань матиме пластичний характер. Одночасно з цим, вважається, що через

ризик появи крихкого руйнування (наприклад, при роботі з'єднуваного елемента під кутом до напрямку волокон) або послідовного розколювання з'єднання (*zip-effect*) розрахункові зусилля в з'єднанні можуть визначатися за пружною схемою роботи, проте з відповідальним врахуванням всіх ексцентриситетів прикладання навантаження та можливого розцентрування осей у вузлах конструкції.

Стосовно цього показано, що при груповому розміщенні нагельних елементів навантаження на з'єднання в цілому буде нерівномірно розподілятися на всі кріпильні елементи, в усякому разі – при напрямку зусилля вдовж волокон, що вимагає встановлення певного еквівалентного числа болтів, які будуть прийматися до розрахунку в припущенні їх однакового завантаження. Якщо в ряду конструктивно розміщено n нагелів (або болтів чи цвяхів діаметром $d \geq 8$ мм), завантажених і розміщених паралельно напрямку волокон при відстані між нагельми a_1 , то включається в роботу тільки еквівалентне число нагелів n_{ef} :

$$n_{ef} = \min \left\{ n \text{ або } \left(n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \right) \right\}. \quad (7)$$

Для рядів кріпильних елементів, розміщених поперек волокон, розрахункова кількість елементів така ж, як і фактична: $n_{ef} = n$, а в разі прикладання навантаження під кутом до волокон ($0^\circ < \alpha < 90^\circ$) визначається лінійною інтерполяцією значень відносно кута нахилу волокон.

Більш складні дослідження стосуються застосування попереднього напруження з'єднання [17], поведінки з'єднання при вогневому впливі [18] або впливу зміни вологості на роботу нагеля у защемленні [19, 20].

Моделювання з'єднань зараз знаходиться в центрі уваги дослідників та проектувальників дерев'яних конструкцій. Великий інтерес викликає застосування інструментів та методів чисельного моделювання, зокрема метод скінченних елементів [26]. Хоча переважна більшість робіт зосереджена на розробці моделей для плоского напруженого стану [21, 22] без урахування тримірних

ефектив, проте для широких з'єднань створені моделі, де згин нагеля має вирішальне значення [23, 24]. Задача ускладнена через відсутність зв'язку між поведінкою матеріалу в різних напрямках, запропоновано моделювання на основі ортотропної пластичності та постпружної пластичності.

Вивчення впливу тертя провадилось як експериментально, так і на моделях [25].

Коефіцієнт статичного тертя, що приймається в моделюванні від 0,1 до 0,7, є параметром, що суттєво впливає на несучу здатність і появу крихкого руйнування та переверіється експериментально. Звертається увага на необхідність дослідження роботи з'єднання для передачі моментного навантаження при груповій роботі з'єднання [29].

Наведені теоретичні результати та напрямки експериментальних робіт є свідченням високої дослідницької активності в напрямку удосконалення конструктивних рішень та норм проектування дерев'яних конструкцій

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. З'єднання дерев'яних конструкцій нагельного типу на врізних сталевих пластинах є високоефективними та надають можливість створення технологічних та архітектурно виразних вузлових з'єднань. Запропоновані правилами та нормами проектування [1, 2] залежності в цілому відображають дійсну роботу одно- та двозрізного з'єднання.

2. Розглянуті експерименти, що направлені на аналіз деталей поведінки нагельних з'єднань на врізних пластинах на кожному етапі завантаження, який оцінюється кількісно. Результати експериментів свідчать про необхідність подальших досліджень та розширення фактичної бази експериментальних даних для виявлення недоліків та меж застосування діючих правил проектування.

3. Отримані експериментальні дані є підставою для уточнення розрахункових моделей, надають довідкові відомості для перевірки та коригування інструментів чисельного моделювання, які зараз є предметом інтенсивного дослідження.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT)
2. ДБН В.2.6-161:2017. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення // *К., Мінрегіонбуд України, 2017 - 111 с.*
3. Афанасьєва Л.В., Кулік Т.Р. Гармонізація міжнародних і національних стандартів як механізм технічного регулювання будівельної галузі України // *Збірник праць XIV Міжнародної наукової конференції «Наука і освіта». Угорщина, Хайдусобосло, 2020, с. 3-7*
4. Білик А.С., Беляєв М.А. ВІМ-моделювання: огляд можливостей та перспективи в Україні // *Промислове будівництво та інженерні споруди. 2015. – №2, с. 93–15.*
5. Лавріненко Л.І., Будко Т.Г. Застосування методів і моделей ВІМ-технологій при проектуванні купольного покриття аквапарку з дерев'яними арками // *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини: Збірник наукових праць, ОДАБА, 2021, – Вип.25, с. 72-84* <https://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-72-84>
6. 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>
7. Johansen K. W. Theory of Timber Connections // *IABSE, Publications No 9, Bern, Switzerland, 1949, pp. 249–262.*
8. Sawata K, Yasumura M. Estimation of yield and ultimate strengths of bolted timber joints by nonlinear analysis and yield theory// *Journal of Wood Scitnce. 2003. – V. 49, pp.383–391* <https://doi.org/10.1007/s10086-002-0497-3>
9. Dorn M, Borst K, Eberhardsteiner J. Experiments on dowel-type timber connections // *Engineering Structures, 2013. – 47, pp. 67–80* <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.09.010>
10. Jorissen A. Double shear timber connections with dowel type fasteners. – *Ph.D. Thesis. Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 1999 – 264 p.*
11. Дмитриев П. А. К расчету нагельных соединений деревянных элементов со стальными накладками и прокладками // *Строительство и архитектура, 1990 – № 2, с. 9–12.*
12. Liu, Y., Wang, Y., Zhang, Y. et al. Force-displacement relations of bolted timber joints

with slotted-in steel plates parallel to the grain
// *Journal of Wood Science*, 2020. – V. 6, 83

<https://doi.org/10.1186/s10086-020-01931-x>

13. **N. Gattesco, I. Toffolo.** Experimental study on multiple-bolt steel-totimber tension joints // *Materials and Structures*, 2004 – 37(2), pp.129–138.

<https://doi.org/10.1007/BF02486609>

14. **J. Sjodin, E. Serrano.** A numerical study of methods to predict the capacity of multiple steel-timber dowel joints // *Holz als Roh und Werkstoff*, 2008. – 66, pp. 447–454

<https://doi.org/10.1007/s00107-008-0271-3>

15. **J. Schoenmakers, A. Jorissen, A. Leijten.** Evaluation and modelling of perpendicular to grain embedment strength // *Wood Science and Technology*, 2009. – pp.1–17.

<https://doi.org/10.1007/c00226-009-0296-38>

16. **J. Jensen.** Splitting strength of beams loaded perpendicular to grain by dowel joints// *Journal of Wood Science*, 2005. – 51 (5), 480–485.

<https://doi.org/10.1007/s10086-004-0687-2>

17. **A. Awaludin, T. Hirai, T. Hayashikawa, Y. Sasaki.** Load-carrying capacity of steel-to-timber joints with a pretensioned bolt// *Journal of Wood Science*, 2008. – 54(5), pp.362–368.

<https://doi.org/10.1007/s10086-008-0962-8>

18. **P. Cachim, J.-M. Franssen.** Numerical modelling of timber connections under fire loading using a component model // *Fire Safety Journal*, 2009. – 44(6), pp. 840–853.

<https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2009.03.013>

19. **J. Sjodin, E. Serrano.** An experimental study of the effects of moisture variations and gradients in the joint area in steel-timber dowel joints. // *Holzforschung*, 2008. – 62(2), pp. 243–247.

<https://doi.org/10.1515/HF.2008.020>

20. **D. R. Rammer, S. G. Winistorfer.** Effect of moisture content on dowelbearing Strength // *Wood and Fiber Science*, 2001. – 33 (1), pp.126–139.

21. **A. Bouchair, A. Vergne.** An application of the Tsai criterion as a plastic flow law for timber bolted joint modelling// *Wood Science and Technology*, 1996. 30 (1), pp. 3–19.

22. **N. Kharouf, G. McClure, I. Smith.** Elastoplastic modeling of wood bolted connections// *Computers and Structures*, 2003. – 81(8-11), pp. 747–754.

[https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(02\)-00482-0](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(02)-00482-0)

23. **J. Gonzalez Fueyo, M. Dominguez, J. Cabezas, M. Rubio.** Design of connections with metal dowel-type fasteners in double shear // *Materials and Structures*, 2009. – 42(3), pp.385–397.

<https://doi.org/10.1617/s11527-008-9389-3>

24. **E. Resch, M. Kaliske.** Three-dimensional numerical analyses of loadbearing behavior and failure of multiple double-shear dowel-type connections in timber engineering// *Computers and Structures*, 2010. – 88 (3-4), p. 165–177.

DOI: [10.1016/j.compstruc.2009.09.002](https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2009.09.002)

25. **J. Sjodin, E. Serrano.** An experimental and numerical study of the effect of friction in single dowel joints // *European Journal of Wood and Wood Products*, 2018. – 66(5), pp. 363–372.

DOI: [10.1007/s00107-008-0267-z](https://doi.org/10.1007/s00107-008-0267-z)

26. **P. Dobeš, A. Lokaj, D. Mikolasek.** Load-carrying capacity of double-shear bolted connections with slotted-in steel plates in squared and round timber based on the experimental testing, European Yield Model, and linear elastic fracture mechanics // *Materials*, 2022 – 15(8), 2720

<https://doi.org/10.3390/ma15082720>

27. **M. Domínguez, J. Fueyo, A. Villarino, N. Antón.** Structural Timber Connections with Dowel-Type Fasteners and Nut-Washer Fixings: Mechanical Characterization and Contribution to the Rope Effect // *Materials Science. Materials*. 2021. – 15(1), 242

<https://doi.org/10.3390/ma15010242>

28. **Matsubara, D., Teranishi, M., Wakashima, Y.** Elastic interaction in multiple bolted timber joints// *Journal of Wood Science*, 2022. – 68, 53

<https://doi.org/10.1186/s10086-022-02060-3>

29. **Xu B, Bouchair A, Racher P.** Mechanical behavior and modeling of dowelled steel-to-timber moment-resisting connections// *Journal of Structural Engineering*, 2015. – 141(6)-04014165

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.00011](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.00011)

REFERENCES

1. **DSTU-N B EN 1995-1-1:2010** Yevrokod 5. Proektuvannia derevianych konstrukttsii. Chastyna 1-1. Zahalni pravyla i pravyla dlia sporud (EN 1995-1-1:2004, IDT)
2. **DBN B.2.6-161:2017.** Konstrukttsii budynkiv i sporud. Dereviani konstrukttsii. Osnovni polozhennia // K., Minrehionbud Ukrainy, 2017 – 111 s.
3. **Afanasieva L.V., Kulik T.R.** Harmonizatsiia mizhnarodnykh i natsionalnykh standartiv yak mekhanizm tekhnichnoho rehuliuвання budivelnoi haluzi Ukrainy // *Zbirnyk prats XIV Mizhnarodnoi naukovoï konferentsii «Nauka i*

- osvita». *Uhorshchyna, Khaidusoboslo*, 2020, s. 3-7.
4. **Bilyk A.S., Beliaiev M.A.** BIM-modeliuvannia: ohliad mozhlyvosti ta perspektyvy v Ukraini // *Promyslove budivnytstvo ta inzhenerni sporudy*. 2015. – №2, c. 93–15.
 5. **Lavrinenko L.I., Budko T.H.** Zastosuvannia metodiv i modelei VIM-tekhnologii pry proektuvanni kupolnoho pokryttia akvaparku z derevianymy arkamy//*Suchasni budivelni konstruksii z metalu ta derevyny: Zbirnyk naukovykh prats, ODABA*, 2021, – Byp.25, s.72-84
<https://doi.org/10.31650/2707-3068-2021-25-72-84>
 6. **Benzel O., Lavrinenko L.** Informatsiine modeliuvannia stalevoi budivli z pidvyshchenymy vymohamy zhorstkosti // *Budivelni konstruksii. Teoriia i praktyka*. 2021, – Vyp. 9, s. 30-44
<https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.30-44>
 7. **Johansen K. W.** Theory of Timber Connections // *IABSE, Publications No 9, Bern, Switzerland*, 1949, pp. 249–262.
 8. **Sawata K, Yasumura M.** Estimation of yield and ultimate strengths of bolted timber joints by nonlinear analysis and yield theory// *Journal of Wood Scitnce*. 2003. – V. 49, pp.383–391
<https://doi.org/10.1007/s10086-002-0497-3>
 9. **Dorn M, Borst K, Eberhardsteiner J.** Experiments on dowel-type timber connections // *Engineering Structures*, 2013. – 47, pp. 67–80
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.09.010>
 10. **Jorissen A.** Double shear timber connections with dowel type fasteners. – *Ph.D. Thesis. Delft University of Technology, Delft, Netherlands*, 1999 –264 p.
 11. **Dmytryev P. A.** K raschetu nahelnykh soedyneniy dereviannykh elementov so stalnymi nakladkami y prokladkami // *Stroytelstvo y arkhytektura*, 1990 – № 2, c. 9–12.
 12. **Liu, Y., Wang, Y., Zhang, Y. et al.** Force–displacement relations of bolted timber joints with slotted-in steel plates parallel to the grain // *Journal of Wood Science*, 2020. – V. 66:83
<https://doi.org/10.1186/s10086-020-01931-x>
 13. **N. Gattesco, I. Toffolo.** Experimental study on multiple-bolt steel-totimber tension joints // *Materials and Structures*, 2004 –37(2), pp. 129–138.
<https://doi.org/10.1007/BF02486609>
 14. **J. Sjödin, E. Serrano.** A numerical study of methods to predict the capacity of multiple steel-timber dowel joints // *Holz als Roh – undWerkstoff*, 2008. – 66, pp. 447–454
<https://doi.org/10.1007/s00107-008-0271-3>
 15. **J. Schoenmak rs, A. Jorissen, A. Leijten.** Evaluation and modelling of perpendicular to grain embedment strength // *Wood Science and Technology*, 2009. – pp.1–17.
<https://doi.org/10.1007/c00226-009-0296-38>
 16. **J. Jensen.** Splitting strength of beams loaded perpendicular to grain by dowel joints// *Journa of Wood Science*, 2005. - 51 (5), 480–485.
<https://doi.org/10.1007/s10086-004-0687-2>
 17. **A. Awaludin, T. Hirai, T. Hayashikawa, Y. Sasaki.** Load-carrying capacity of steel-to-timber joints with a pretensioned bolt// *Journal of Wood Science*, 2008. - 54(5), pp.362–368.
<https://doi.org/10.1007/s10086-008-0962-8>
 18. **P. Cachim, J.-M. Franssen.** Numerical modelling of timber connections under fire loading using a component model // *Fire Safety Journal*, 2009. - 44(6), pp. 840–853.
<https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2009.03.013>
 19. **J. Sjödin, E. Serrano.** An experimental study of the effects of moisture variations and gradients in the joint area in steel-timber dowel joints. // *Holzforchung*, 2008. - 62(2), pp. 243–247.
<https://doi.org/10.1515/HF.2008.020>
 20. **D. R. Rammer, S. G. Winistorfer.** Effect of moisture content on dowelbearing Strength // *Wood and Fiber Science*, 2001. - 33 (1), pp.126–139.
 21. **A. Bouchair, A. Vergne.** An application of the Tsai criterion as a plastic flow law for timber bolted joint modelling// *Wood Science and Technology*, 1996. 30 (1), pp. 3–19.
 22. **N. Kharouf, G. McClure, I. Smith.** Elastoplastic modeling of wood bolted connections// *Computers and Structures*, 2003. - 81(8-11), pp. 747–754.
[https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(02\)-00482-0](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(02)-00482-0)
 23. **J. Gonzalez Fueyo, M. Dominguez, J. Cabezas, M. Rubio.** Design of connections with metal dowel-type fasteners in double shear // *Materials and Structures*, 2009. -42(3), pp. 385–397.
<https://doi.org/10.1617/s11527-008-9389-3>
 24. **E. Resch, M. Kaliske.** Three-dimensional numerical analyses of loadbearing behavior and failure of multiple double-shear dowel-type connections in timber engineering// *Computers and Structures*, 2010. - 88 (3-4), pp. 165–177.
DOI: [10.1016/j.compstruc.2009.09.002](https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2009.09.002)
 25. **J. Sjödin, E. Serrano.** An experimental and numerical study of the effect of friction in single dowel joints // *European Journal of Wood and Wood Products*, 2018. – 66(5), pp. 363–372.
DOI: [10.1007/s00107-008-0267-z](https://doi.org/10.1007/s00107-008-0267-z)

26. **P. Dobeš, A. Lokaj, D. Mikolasek.** Load-Carrying Capacity of Double-Shear Bolted Connections with Slotted-In Steel Plates in Squared and Round Timber Based on the Experimental Testing, European Yield Model, and Linear Elastic Fracture Mechanics // *Materials*, 2022 – 15(8), 2720
<https://doi.org/10.3390/ma15082720>
27. **M. Domínguez, J. Fueyo, A. Villarino, N. Antón.** Structural Timber Connections with Dowel-Type Fasteners and Nut-Washer Fixings: Mechanical Characterization and Contribution to the Rope Effect // *Materials Science. Materials*. 2021. – 15(1), 242
<https://doi.org/10.3390/ma15010242>
28. **Matsubara, D., Teranishi, M., Wakashima, Y.** Elastic interaction in multiple bolted timber joints// *Journal of Wood Science*, 2022. - 68, 53
<https://doi.org/10.1186/s10086-022-02060-3>
29. **Xu B, Bouchair A, Racher P.** Mechanical behavior and modeling of dowelled steel-to-timber moment-resisting connections// *Journal of Structural Engineering*, 2015. – 141(6)-04014165
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.00011](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.00011)

FEATURES OF BEHAVIOR AND CALCULATION OF DOWEL TIMBER JOINTS WITH SLOTTED-IN PLATES ACCORDING TO EC5

Liudmyla LAVRINENKO,
Liudmyla AFANASIEVA
Vitalii TONKACHEIEV

Summary. The paper presents an overview of theoretical and experimental studies of connections

of timber structures with steel dowel with steel slotted-in plates. The correct choice of the type of connections allows you to significantly influence the total cost of the structure due to the formation of the structural and assembly scheme of the structure (minimization of the number of nodal and assembly connections), optimal unification of connections is an additional argument for creating an economical and competitive solution. For the analysis of the dowel connection, it is taken into account that the force is transmitted due to the bending and shear resistance of the fastening element, as well as crumpling in the connected timber elements. The limit states of the dowel joint are considered loss of strength due to crumpling and splitting of the wood of the hole wall, as well as due to bending of the nail in the nail socket. The works considered in the review provide extensive factual material on the strength of connections depending on the geometric and physical parameters of its components, as well as the stiffness of the connection, which is currently the subject of active attention of researchers. Attention is paid to the need to study the operation of nodes under the action of a moment during group operation of the connection. The analysis of numerous experiments makes it possible to check the reliability of the current design rules and norms of EC5 and the design norms of DBN B.2.6-161:2017 implemented to them, and also revealed the shortcomings and limits of the application of the design rules for this type. connections The results of numerical and experimental studies are the basis for improving the structural solutions of the joints of wooden elements and allowed to accumulate significant factual material for the verification of numerical simulation models.

Keywords. Timber structures; dowel-type connections; steel plates; Eurocode 5.

Стаття надійшла до редакції 19.11.2023

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ НА ДІЮ ПОПЕРЕЧНОЇ СИЛИ ЗА РІЗНИМИ НОРМАМИ

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. Дія поперечної сили ймовірно є найбільш вивченим видом пошкодження залізо-бетонних конструкцій із звичайною або попередньо-напруженою арматурою. Однак, деякі питання залишаються невизначеними або спірними. На відміну від опору на згин, не існує на-віть однозначної загальноприйнятої розрахункової моделі, яка б описувала поведінку конструкцій при дії поперечної сили.

В балках поперечна сила здебільшого діє разом із згинальним моментом. Напружений стан у будь-якій точці балки характеризується певними напруженнями – сукупністю нормальних і дотичних напружень.

У точках, де дотичні напруження дорівнюють нулеві, діють головні розтягуючі і головні стискаючі напруження.

Головні майданчики нахилені під кутом 45° і 135° до поздовжньої осі балки. На нейтральній осі балки, де нормальні напруження дорівнюють нулеві, головні напруження за значенням дорівнюють дотичним (сколюючим) напруженням.

Головні стискаючі напруження переважно можуть бути сприйняті бетоном і вони, як правило, не є вирішальними. Найнебезпечнішими є головні розтягуючі напруження. Оскільки бетон погано опирається розтягу, головні розтягуючі напруження спричиняють утворення похилих тріщин. Критерієм їх виникнення є перевищення головними розтягуючими напруженнями міцності бетону на розтяг. Якщо утворюються похилі тріщини, в стінці балки необхідне розміщення відповідної арматури, яка сприймає розтяг. Такою арматурою можуть бути або вертикальні, або похилі стержні.



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

Одним із головним питань у різних методиках розрахунку елементів на дію поперечної сили є питання про те, що її сприймає – лише бетон, лише арматура чи спільно бетон і арматура?

Не дивлячись на деяку ступінь невизначеності, проектування за похилими перерізами можна здійснювати із впевненістю, оскільки прийняті методики розрахунку у різних нормах були перевірені і скореговані на основі великої кількості експериментальних даних.

Ключові слова. Поперечна сила; похилий переріз; фермова аналогія; площа поперечної арматури.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

У нормах [6, 7, 19, 20] розрахунок залізобетонних елементів на дію поперечної сили ґрунтується на розрахунковій **моделі похилих перерізів** (рис. 1). Розрахунок на забезпечення міцності по діагональній тріщині у загальному випадку повинен проводитись із сумісного вирішення трьох рівнянь рівноваги внутрішніх і зовнішніх поздовжніх сил і моментів для блоку залізобетонного елемента, виділеного похилими тріщинами ($\sum N = 0$; $\sum V = 0$;

$\sum M = 0$);). Однак вирішення такої задачі у загальному вигляді, спираючись лише на рівняння рівноваги, є достатньо трудомістким і містить цілий ряд умовностей. Тому для практичних інженерних розрахунків у цьому підході використовується наближений метод, у відповідності з яким розрахунок по стиснутій і розтягнутим зонам похилого перерізу тріщини виконують незалежно один від одного. При цьому для оцінки міцності за стиснутою зоною використовують рівняння рівноваги поперечних сил (1), вважаючи, що руйнування по стиснутій смузі відбувається при переважних деформаціях зсуву, а руйнування по розтягнутій зоні – при переважних деформаціях повороту двох блоків, розділених похилою тріщиною – одного відносно іншого [19].

$$\begin{aligned} Q &\leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc} \\ M &\leq M_b + M_{sw} + M_{s,inc} \end{aligned} \quad (1)$$

Відповідно норми [6, 7, 19, 20] розглядають ці два випадки як: а) розрахунок за похилим перерізом на дію поперечних сил та б) розрахунок за похилим перерізом на дію згинальних моментів. Критерієм вичерпання міцності похилих перерізів є досягнення граничних зусиль у стиснутому бетоні над похилою тріщиною і між похилими тріщинами, а також в поперечній і поздовжній арматурі, які перетинають похилі тріщини. Тобто і бетон і арматура одночасно чинять опір зсуву.

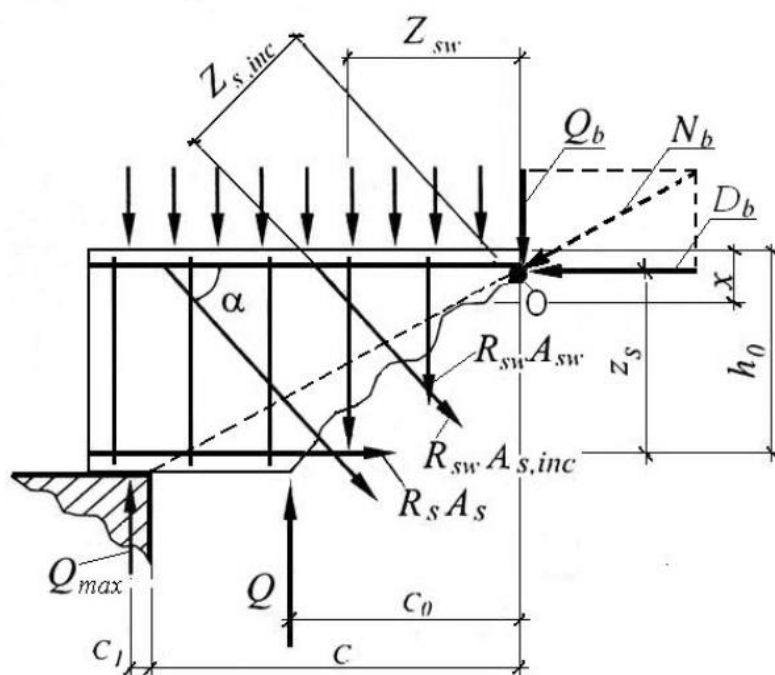


Рис. 1. Модель похилих перерізів з поперечною арматурою.

Fig. 1. Model of inclined sections with transverse reinforcement.

У нормах EN 1992-1-1 [1, 4, 5, 8-18, 21] розрахунок залізобетонних елементів з поперечною арматурою на дію поперечної сили ґрунтується на **фермовій аналогії**, за допомогою якої можна задовільно визначити переріз поперечної арматури стінок балок. У цьому випадку вся поперечна сила сприймається стійками і розкосами умовної

ферми з шарнірними вузлами, яка складається із похилих стиснутих і розтягнутих розкосів (рис. 2). Діагональний розтяг сприймається арматурою, а стиск – бетоном. розрахунковій моделі похилих перерізів (модель похилих перерізів). Елемент без поперечної арматури має певну міцність на зсув.

Без поперечного армування:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (2)$$

При наявності армування:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}$$

Наявні два випадки, в яких методики, які використовуються у різних нормах, відрізняються одна від одної. Перший – це вибір кута нахилу розкосів у фермі. Другий – це питання про те, чи несе розкіс всю поперечну силу або частину цієї сили несе бетон.

Основний принцип вимог до розрахунків полягає в тому, що опір поперечній силі похилого перерізу повинен забезпечуватись бетоном стиснутої зони. Якщо бетон стиснутої зони не забезпечує сприйняття поперечної сили, то за розрахунком вплив поперечної сили повинен сприйматись тільки арматурою (поперечне армування, відігнуті арматурні стрижні, робоче армуванням за нормальними перерізами). Такий принцип дозволяє уникнути "крихкого" руйнування залізобетонних конструкцій за похилими перерізами з непередбаченими наслідками, оскільки таке руйнування, як правило, не дає будь-яких попереджень (надмірна ширина розкриття тріщин, надмірні прогини і таке інше). Відновлення конструкцій при руйнуванні за поперечною силою, як правило, дуже трудомістке, а інколи недоцільне.

Із зазначеного випливає, що розрахунок похилих перерізів згідно [1, 4, 5] виконується в дві стадії. На першій стадії визначаємо, чи достатньо опору бетону стисненої зони для сприйняття поперечної сили. В випадку, коли опору бетону стисненої зони недостатньо, виконуємо розрахунок за другою стадією, в результаті чого визначаємо армування, здатне сприйняти всю величину поперечної сили. Якщо на основі розрахунку за поперечною силою не вимагається поперечна арматура, мінімальне поперечне армування все одно повинно встановлюватись.

Мінімальне поперечне армування може не встановлюватись у таких елементах, як плити (суцільні, ребристі або пустотні), де можливий перерозподіл поперечних навантажень.

Згідно найбільш розповсюдженому підходу $\cot \theta = 1$ (тобто, розкіс має з віссю балки кут 45°). Якщо зробити таке припущення, то можна перекоонатись, що міцність балки з поперечною арматурою у вигляді хомутив недооцінена. Щоб отримати достатньо точний результат, необхідно прийняти опір поперечній силі рівним сумі опору поперечної арматури і міцності бетону. Це означає, що при визначенні опору поперечній силі враховується пластична поведінка конструкції. Такий підхід використовується у нормах BS 8110 [2] та ACI [3].

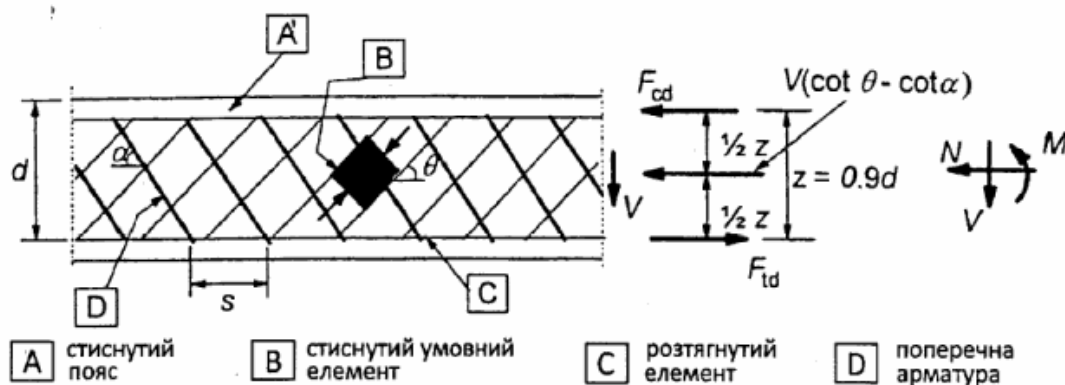


Рис. 2. Ферменна модель і позначення для елементів з поперечною арматурою.

Fig. 2. Truss model and notation for elements with transverse reinforcement.

Норми EN 1992-1-1 [1] та ДБН [4, 5] використовують інший підхід. Згідно такого підходу всю поперечну силу сприймає поперечна арматура, однак кут θ може приймати будь-які значення у діапазоні від $1,0(\cot 45^\circ) \leq \cot \theta \leq 2,5(\cot 21,8^\circ)$ (або ж $45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$).

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для наглядного представлення результатів розрахунку залізобетонних елементів за поперечною силою за зазначеними вище методиками розглянемо два приклади розрахунку, які наведені у літературі.

Для порівняння розглянемо варіанти розрахунку як за методикою [1, 4, 5, 8-18, 21] коефіцієнти K_1 і K_2 , так і аналогічно за методикою [6, 7, 19, 20] коефіцієнт K_3 .

Задача 7 [8]

Визначити площу та крок поперечної арматури для балка перерізом $b_w \times h = 200 \times 400$ мм, яка армована поздовжньою арматурою класу A400С у розтягнутій зоні з площею $A_s = 1609$ мм² ($f_{yk} = 400$ МПа). Вертикальна поперечна арматура із стержнів класу A240С ($f_{ywd} = 175$ МПа). Бетон класу C20/25 ($f_{cd} = 14,5$ МПа, $f_{ck} = f_{ck,prism} = 18,5$ МПа). Розрахункова поперечна сила біля опори $V_{Ed} = 81$ кН.

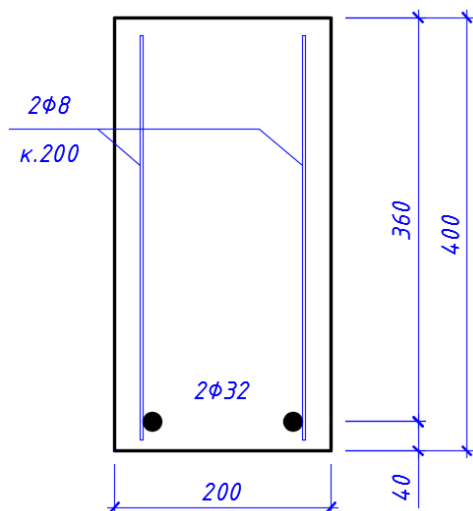


Рис. 3. До задачі 7.

Fig. 3. To the task 7.

Рішення:

$$d = h - a = 400 - 40 = 360 \text{ мм}$$

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 360 = 324 \text{ мм}$$

$$k = \min \left| \frac{1 + \sqrt{\frac{200}{d}}}{2,0} = \min \left| \frac{1 + \sqrt{\frac{200}{360}}}{2,0} = \right.$$

$$= \min \left| \frac{1,745}{2,0} = 1,745 \right.$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \min \left| \frac{N_{Ed}}{A_c} = \min \left| \frac{0}{0,2 \cdot 18,5} = \right.$$

$$= \min \left| \frac{0}{3,7} = 0 \right.$$

$$\rho_1 = \min \left| \frac{A_{s1}}{b_w d} = \min \left| \frac{1609}{200 \cdot 360} = \right.$$

$$= \min \left| \frac{0,022}{0,02} = 0,02 \right.$$

$$v_{\min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} =$$

$$= 0,035 \sqrt{1,745^3 \cdot 18,5} = 0,347 \text{ МПа}$$

$$V_{Rd,c} = \max \left| \begin{array}{l} (C_{Rd,c} k \sqrt{100 \rho_1 f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = \\ (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \end{array} \right.$$

$$= \max \left(\frac{0,18}{1,3} \sqrt[3]{100 \cdot 0,02 \cdot 18,5} \right) 0,2 \cdot 0,36 =$$

$$0,347 \cdot 0,2 \cdot 0,36$$

$$= \max \left(\frac{0,058}{0,025} \right) = 0,058 \text{ MH} = 58 \text{ кН}$$

$$K1 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{81}{58} = 1,397 > 1,0$$

необхідно армування похилих перерізів розрахунковою поперечною арматурою.

Прийmemo армування 2Ø8A240C з кроком $s_w = 200$ мм, $A_s = 2 \cdot 50,3 = 100,6$ мм².

При куті

$$\theta = 21,8^\circ \Rightarrow \tan \theta = 0,5 \Rightarrow \cot \theta = 2,5$$

$$\nu_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556$$

$$V_{Rd,s} = \min \left(\frac{A_{sw} z f_{ywd} \cot \theta}{s_w}, \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \right) =$$

$$= \min \left(\frac{100,6 \cdot 0,324 \cdot 175 \cdot 2,5}{0,2}, \frac{1,0 \cdot 0,2 \cdot 0,324 \cdot 0,556 \cdot 14,5}{2,5 + 0,4} \right) =$$

$$= \min \left(\frac{71300}{180144} \right) = 71300 \text{ H} = 71,3 \text{ кН}$$

$$K2 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{81}{71,3} = 1,136 > 1,0$$

поперечної арматури **не достатньо**.

$$K3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c} + V_{Rd,s}} = \frac{81}{58 + 71,3} = 0,626 > 1,0$$

поперечної арматури **достатньо**.

При куті

$$\theta = 45^\circ \Rightarrow \tan \theta = 1,0 \Rightarrow \cot \theta = 1,0$$

$$\nu_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556$$

$$V_{Rd,s} = \min \left(\frac{A_{sw} z f_{ywd} \cot \theta}{s_w}, \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \right) =$$

$$= \min \left(\frac{100,6 \cdot 0,324 \cdot 175 \cdot 1,0}{0,2}, \frac{1,0 \cdot 0,2 \cdot 0,324 \cdot 0,556 \cdot 14,5}{1,1 + 1,0} \right) =$$

$$= \min \left(\frac{28520}{261208} \right) = 28520 \text{ H} = 28,52 \text{ кН}$$

$$K2 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{81}{28,52} = 2,84 > 1,0$$

поперечної арматури **не достатньо**.

$$K3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c} + V_{Rd,s}} = \frac{81}{58 + 28,52} = 0,936 \leq 1,0$$

поперечної арматури **достатньо**.

Задача 7.1 [9]

Визначити площу та крок поперечної арматури для балка таврового перерізу $b_w \times h = 300 \times 600$ мм, яка армована поздовжньою арматурою класу A400C у розтягнутій зоні з площею перерізу $A_s = 1727$ мм² ($f_{yk} = 400$ МПа). Вертикальна поперечна арматура із стержнів класу A400C ($f_{ywd} = 285$ МПа). Бетон класу C20/25 ($f_{cd} = 14,5$ МПа, $f_{ck} = f_{ck,prism} = 18,5$ МПа). Розрахункова поперечна сила на опорі $V_{Ed} = 243$ кН.

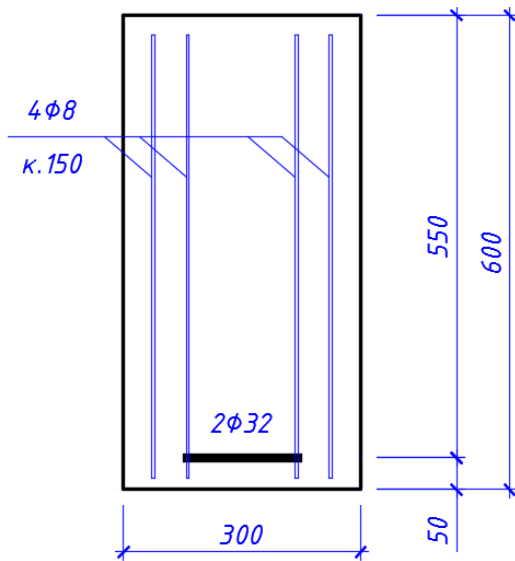


Рис. 4. До задачі 7.1.

Fig. 4. To the task 7.1.

Рішення:

$$d = h - a = 600 - 50 = 550 \text{ мм}$$

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 550 = 495 \text{ мм}$$

$$k = \min \left| \frac{1 + \sqrt{\frac{200}{d}}}{2,0} \right| = \min \left| \frac{1 + \sqrt{\frac{200}{550}}}{2,0} \right| =$$

$$= \min \left| \frac{1,603}{2,0} \right| = 1,603$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \min \left| \frac{N_{Ed}}{A_c} \right| = \min \left| \frac{0}{0,2 \cdot 14,5} \right| = \min \left| \frac{0}{2,9} \right| = 0$$

$$\rho_1 = \min \left| \frac{A_{S1}}{b_w d} \right| = \min \left| \frac{1727}{300 \cdot 550} \right| =$$

$$= \min \left| \frac{0,01048}{0,02} \right| = 0,02$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} =$$

$$= 0,035 \sqrt{1,603^3 \cdot 18,5} = 0,306 \text{ МПа}$$

$$V_{Rd,c} = \max \left| \frac{(C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100 \rho_1 f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d}{(\nu_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d} \right| =$$

$$= \max \left| \frac{\left(\frac{0,18}{1,3} 1,603^3 \sqrt{100 \cdot 0,01048 \cdot 18,5} \right) 0,3 \cdot 0,55}{0,306 \cdot 0,3 \cdot 0,55} \right| =$$

$$= \max \left| \frac{0,098}{0,0505} \right| = 0,098 \text{ МН} = 98 \text{ кН}$$

$$K1 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{243}{98} = 2,48 > 1,0$$

необхідно армування похилих перерізів розрахунковою поперечною арматурою.

Прийmemo армування 4Ø8A400C з кроком $s_w = 150 \text{ мм}$, $A_s = 4 \cdot 50,3 = 201,2 \text{ мм}^2$.

При куті

$$\theta = 21,8^\circ \Rightarrow \tan \theta = 0,5 \Rightarrow \cot \theta = 2,5$$

$$\nu_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556$$

$$V_{Rd,s} = \min \left| \frac{\frac{A_{sw} z f_{ywd} \cot \theta}{s_w}}{\frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}} \right| =$$

$$= \min \left| \frac{\frac{201,2 \cdot 0,495 \cdot 285 \cdot 2,5}{0,15}}{\frac{1,0 \cdot 0,3 \cdot 0,495 \cdot 0,556 \cdot 14,5}{2,5 + 0,4}} \right| =$$

$$= \min \left| \frac{0,473}{0,413} \right| = 0,413 \text{ МН} = 413 \text{ кН}$$

$$K2 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{243}{413} = 0,588 \leq 1,0$$

поперечної арматури **достатньо**.

$$K3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c} + V_{Rd,s}} = \frac{243}{107 + 413} = 0,467 \leq 1,0$$

поперечної арматури **достатньо**.

При куті

$$\theta = 45^\circ \Rightarrow \tan \theta = 1,0 \Rightarrow \cot \theta = 1,0$$

$$\nu_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556$$

$$V_{Rd,s} = \min \left[\frac{A_{sw} z f_{ywd} \cot \theta}{s_w} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \right]$$

$$= \min \left[\frac{201,2 \cdot 0,495 \cdot 285 \cdot 1,0}{0,15} = \frac{1,0 \cdot 0,3 \cdot 0,495 \cdot 0,556 \cdot 14,5}{1,0 + 1,0} \right]$$

$$= \min \left[\frac{0,1892}{0,599} \right] = 0,1892 \text{ MN} = 189,2 \text{ кН}$$

$$K2 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{243}{189,2} = 1,284 > 1,0$$

поперечної арматури **не достатньо**.

$$K3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c} + V_{Rd,s}} = \frac{243}{107 + 189,2} = 0,821 \leq 1,0$$

поперечної арматури **достатньо**.

Результати розрахунків та їх порівняння зведемо у таблицю 1, наведену нижче.

Табл. 1. Зведені результати розрахунку задач
Tabl. 1. Summary results of tasks

Задача	Кут нахилу похилої	коэф.	коэф.	коэф.
--------	--------------------	-------	-------	-------

	тріщини	K1 за [1, 4]	K2 за [1, 4]	K3 за [6, 7]
Задача 7 [8]	$\theta = 21,8^\circ$	1,397	1,136	0,626
	$\theta = 45^\circ$		2,84	0,936
Задача 7.1 [9]	$\theta = 21,8^\circ$	2,48	0,588	0,467
	$\theta = 45^\circ$		1,284	0,821

ВИСНОВКИ

В результаті проведених чисельних досліджень розрахунку залізобетонних елементів на дію поперечної сили можна зробити такі висновки:

- 1) необхідно розрізняти розрахунки за похилим перерізом за різними нормами проектування та мати на увазі, що у різні норми закладені різні передумови та ідеї. Так при цьому необхідно розуміти, що одні норми вважають, що поперечну силу сприймає разом бетон, вертикальна поперечна та похила арматура [6, 7], а інші норми вважають, що зрізу чинить опір окремо або тільки бетон, або тільки арматура [1, 4, 5].
- 2) при розрахунку за методикою [1, 4, 5] при наявності поперечної арматури необхідно перевіряти несучу здатність перерізу при різних можливих кутах нахилу похилої тріщини у діапазоні від $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$, оскільки від цього може суттєво відрізнятись несуча здатність перерізу.
- 3) розрахунок за методикою EN, ДБН дає більш обережний результат і призводить до більших витрат поперечної арматури ніж аналогічний розрахунок за методикою СНиП і СП.

ЛІТЕРАТУРА

1. **EN 1992-1-1 Єврокод 2:** Проектування залізобетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. – К.: Мінрегіонбуд України 2012. – 312 с. – чинний з 01.07.2013.
2. **BS 8110-1: 1997** Structural use of concrete — Part 1: Code of practice for design and construction – чинний з 15.03.1997. – BSI, 1998. – 152 с.
3. **ACI 318-19.** Building Code Requirements for Structural Concrete (Inch-Pound Units) – American Concrete Institute, 2019. – 623 с. – чинний з 03.09.2019.
4. **ДБН В.2.6-98:2009.** Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України 2011. – 71с. – чинний з 01.07.2011.
5. **ДСТУ Б В.2.6-156:2010.** Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіон України, 2011. – 118 с. – чинний з 01.06.2011.
6. **СНиП 2.03.01-84*** Бетонные и железобетонные конструкции. – Госстрой, 1989. – 77 с. – чинний з 01.01.1986 (наразі не діючий).
7. **СП 63.13330.2018** Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – Стандартинформ, 2019. – 118 с. – чинний з 20.06.2019.
8. **Практичний розрахунок** елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В. М. Бабасєв, А. М. Бамбура, О. М. Пустовойтова та ін.; за заг. ред. В. С. Шмуклера. – Харків: Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
9. **Бліхарський З.Я., Кархут І.І.** Розрахунок і конструювання згинальних залізобетонних елементів. – Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2017. – 188 с.
10. **Бамбура А.М., Сазонова І.Р., Дорогова О.В., Войцехівський О.В.** Проектування залізобетонних конструкцій. *Посібник / За ред. А.М. Бамбура* – Київ: Майстер книг, 2018. – 240 с.
11. **Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В.** Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В. 2.6-98:2009: // *Навчальний посібник.* – К.: КНУБА, 2012. – 62с.
12. **Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М.** Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів. *Навчальний посібник.* – К.: КНУБА, 2017. – 168 с.
13. **Практичний посібник** із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6-98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін. – К.: Талком, 2017. – 627 с.
14. **Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Попов О.В.** Основи проектування елементів залізобетонного каркасу багатоповерхової будівлі. *Навчальний посібник.* – К.: КНУБА, 2018. – 191с.
15. **Мурашко Л.А., Клімов Ю.А., Козак О.В.** Розрахунок та конструювання монолітного залізобетонного ребристого перекриття з балковими плитами: *Навчальний посібник.* – К.: КНУБА, 2018. – 134с.
16. **Мурашко Л.А., Кінаш Р.І., Левчич В.В.** Розрахунок міцності залізобетонних згинальних елементів за закордонними нормами: *Навч. посібник.* – Львів: Видавництво Державного університету «Львівська політехніка», 1999. – 236 с.
17. **Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2:** Проектирование железобетонных конструкций. Руководство для проектировщиков к EN 1992-1-1 и EN 1992-1-2. Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий. Противопожарное проектирование строительных конструкций. / Э.В. Биби, Р.С. Нараянан. – М.: МГСУ, 2012. – 292 с.
18. **Пецольт Т.М., Тур В.В.** Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования // *Учебное пособие для студентов строительных специальностей. Под ред. проф. Т.М. Пецольта и проф. В.В. Тура.* – Брест, БГТУ, 2003 – 380 с.
19. **Залесов А.С., Кодыш Э.Н., Лемыш Л.Л., Никитин И.К.** Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. – М.: Стройиздат, 1988. – 320 с.
20. **Залесов А.С., Климов Ю.А.** Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. – К.: Будивельник, 1989. – 104 с.
21. **Toniolo G. and M. di Prisco.** Reinforced Concrete Design to Eurocode 2. *Springer Tracts in Civil Engineering*, 2017. – 836 p.

REFERENCES

1. **EN 1992-1-1 Yevrokod 2:** Proektuvannia zalizobetonnykh konstrukttsii – Chastyna 1-1: Zahalni pravyla i pravyla dlia sporud. DSTU-N B EN 1992-1-1:2010. – K.: Minre-hionbud Ukrainy 2012. – 312 s. – chynnyi z 01.07.2013.
2. **BS 8110-1: 1997** Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction – chynnyi z 15.03.1997. – BSI, 1998. – 152 s.
3. **ACI 318-19.** Building Code Requirements for Structural Concrete (Inch-Pound Units) – American Concrete Institute, 2019. – 623 s. – chynnyi z 03.09.2019.
4. **DBN V.2.6-98:2009.** Konstrukttsii budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstrukttsii. Osnovni polozhennia. – K.: Minrehionbud Ukrainy 2011. – 71s. – chynnyi z 01.07.2011.
5. **DSTU B V.2.6-156:2010.** Betonni ta zalizobetonni konstrukttsii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannia. – K.: Minrehion Ukrainy, 2011. – 118 s. – chynnyi z 01.06.2011.
6. **SNyP 2.03.01-84*** Betonnye y zhelezobetonnye konstruktssy. – Hosstroj, 1989. – 77 s. – chynnyi z 01.01.1986 (narazi ne di-yuchy).
7. **SP 63.13330.2018** Betonnye y zhelezobetonnye konstruktssy. Osnovnye polozheniya. – Standartynform, 2019. – 118 s. – chynnyi z 20.06.2019.
8. **Praktychnyi rozrakhunok** elementiv zalizobetonnykh konstrukttsii za DBN V.2.6-98:2009 u porivniani z rozrakhunkamy za SNyP 2.03.01-84* i EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / V. M. Babaiev, A. M. Bambura, O. M. Pustovoitova ta in.; za zah. red. V. S. Shmuklera. – Kharkiv: Zoloti storinky, 2015. – 208 s.
9. **Blikharskyi Z.Ia., Karkhut I.I.** Rozrakhunok i konstruiuvannia zghynalnykh zalizobetonnykh elementiv. – Lviv: Vydavnytstvo Lvivskoi politekhniki, 2017. – 188 s.
10. **Bambura A.M., Sazonova I.R., Dorohova O.V., Voitsekhivskyi O.V.** Proektuvannia zalizobetonnykh konstrukttsii. Posibnyk / Za red. A.M. Bambura – Kyiv: Maister knyha, 2018. – 240 s.
11. **Murashko L.A., Koliakova V.M., Smorkalov D.V.** Rozrakhunok za mitsnistiu pereriziv normalnykh ta pokhylykh do pozdovzhnoi osi zghynalnykh zalizobetonnykh elementiv za DBN V. 2.6-98:2009: //Navchalnyi posibnyk.- K.:KNUBA, 2012.- 62s.
12. **Voitsekhivskyi O.V., Zhuravskyi O.D., Baida D.M.** Rozrakhunok zalizobetonnykh konstrukttsii z vykorystanniam sproshchenykh diahram deformuvannia materialiv. Navchalnyi posibnyk.-K.:KNUBA, 2017.- 168 s.
13. **Praktychnyi posibnyk** iz rozrakhunku zalizobetonnykh konstrukttsii za diiuchymy normamy Ukrainy (DBN V.2.6-98:2009) ta novymy modeliamy deformuvannia, shcho rozrobleni na yikhniu zaminu / Bambura A.M., Pavlikov A.M., Kolchunov V.I. ta in. – K.:Talkom, 2017. – 627 s.
14. **Voitsekhivskyi O.V., Zhuravskyi O.D., Popov O.V.** Osnovy proektuvannia elementiv zalizobetonnoho karkasu bahatopoverkhovoi budivli. Navchalnyi posibnyk. -K.:KNUBA, 2018.-191s.
15. **Murashko L.A., Klimov Yu.A., Kozak O.V.** Rozrakhunok ta konstruiuvannia monolitnoho zalizobetonnoho rebrystoho perekryttia z balkovymy plytamy: Navchalnyi posibnyk.- K.:KNUBA, 2018.-134s.
16. **Murashko L.A., Kinash R.I., Levchych V.V.** Rozrakhunok mitsnosti zalizobetonnykh zghynalnykh elementiv za zakordonnymy normamy: Navch. posibnyk. – Lviv:Vydavnytstvo Derzhavnoho universytetu «Lvivska politekhnika», 1999. – 236 s.
17. **Rukovodstvo dlia proektyrovshchykov k Evrokodu 2:** Proektyrovanye zhelezobetonnykh konstrukttsiy. Rukovodstvo dlia proektyrovshchykov k EN 1992-1-1 y EN 1992-1-2. Evrokod 2: Proektyrovanye zhelezobetonnykh konstrukttsiy. Obshchye pravyla y pravyla dlia zdaniy. Protyvopozharnoe proektyrovanye stroytelnykh konstrukttsiy. / Э.В. Быль, Р.С. Нараянан. – М.: МХСУ, 2012. – 292 s.
18. **Petsold T.M., Tur V.V.** Zhelezobetonnye konstruktssy. Osnovy teoryi, rascheta y konstruirovaniya // Uchebnoe posobie dlia studentov stroytelnykh spe-tsialnostei. Pod red. prof. T.M. Petsolda y prof. V.V. Tura. – Brest, BHTU, 2003 – 380 s.
19. **Zalesov A.S., Kodysh Э.Н., Lemysh L.L., Nyktytn Y.K.** Raschet zhelezobetonnykh konstrukttsiy po prochnosti, treshchynostoikeosti y deformatsiyam. – М.: Stroyizdat, 1988. – 320 s.
20. **Zalesov A.S., Klymov Yu.A.** Prochnost zhelezobetonnykh konstrukttsiy pry deistviy poperechnykh syl. – K. : Budyvelnyk, 1989. – 104 s.
21. **Toniolo G. and M. di Prisco.** Reinforced Concrete Design to Eurocode 2. Springer Tracts in Civil Engineering, 2017. – 836 p.

FEATURES OF THE CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS UNDER THE ACTION OF TRANSVERSE FORCE ACCORDING TO DIFFERENT STANDARDS

Leonid SKORUK

Summary. Shear force action is probably the most studied type of damage to reinforced concrete structures with conventional or pre-stressed reinforcement. However, some issues remain unclear or controversial. In contrast to the resistance to bending, there is not even a universally accepted calculation model that would describe the behavior of structures under the action of a transverse force.

In beams, the transverse force mostly acts together with the bending moment. The stressed state at any point of the beam is characterized by total stresses - a set of normal and tangential stresses.

At points where the tangential stresses are equal to zero, the main tensile and main compressive stresses act.

The main platforms are inclined at an angle of 45° and 135° to the longitudinal axis of the beam. On the neutral axis of the beam, where the normal stresses are equal to zero, the principal stresses are equal in value to the tangential (rocking) stresses.

stresses are equal to zero, the principal stresses are equal in value to the tangential (rocking) stresses.

The principal compressive stresses can mostly be absorbed by the concrete and are not, as a rule, decisive. The main tensile stresses are the most dangerous. Since concrete does not resist tension well, the principal tensile stresses cause oblique cracks to form. The criterion for their occurrence is the excess of the tensile strength of concrete by the main tensile stresses. If inclined cracks are formed, it is necessary to place appropriate reinforcement in the wall of the beam, which perceives tension. Such reinforcement can be either vertical or inclined bars.

One of the main questions in various methods of calculating elements for the action of transverse force is the question of what perceives it - only concrete, only reinforcement, or both concrete and reinforcement?

Despite some degree of uncertainty, the design of inclined sections can be carried out with confidence, since the accepted methods of calculation in various norms have been checked and adjusted on the basis of a large amount of experimental data.

Keywords. Transverse force; oblique section; farm analogy; area of transverse reinforcement

Стаття надійшла до редакції 19.11.2023

ВИЗНАЧЕННЯ ЕФЕКТИВНИХ КОНСТРУКТИВНИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЗБІРНИХ ДРЕНАЖНИХ ТРУБОПРОВОДІВ МЕЛІОРАТИВНИХ СИСТЕМ

Андрій КРАВЧУК¹, Олександр КРАВЧУК²

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

¹kravchuk.am@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-8732-9244>

²kravchuk.aa2@knuba.edu.ua, <http://orcid.org/0000-0001-6578-8896>

Анотація. В роботі на основі проведеного аналізу диференційних рівнянь, що описують рух рідини зі змінною витратою в напірних збірних дренажних трубопроводах, запропоновано методику розрахунку ефективних конструктивних характеристик розглядуваних труб. Вважається, що зміна витрати вздовж шляху за довжиною збірника здійснюється безперервно. Досліджувана система диференційних рівнянь складається з рівняння гідраліки змінної маси і модифікованого рівняння фільтрації. Шляхом введення нових оригінальних змінних вихідна система зводиться до безрозмірного вигляду.

Під ефективними характеристиками дренажного трубопроводу в роботі розуміються параметри, при яких ґрунтові води надходять в трубу на всій її довжині з інтенсивністю не меншою за величиною ніж задана за технологічними вимогами. Показано, що величина ефективних параметрів в основному залежить від величини трьох важливих факторів: коефіцієнта опору збірному дренажному трубопроводу « ζ »; від-стані між дренажними трубами « E »; узагальненого параметра « A », який комплексно враховує конструктивні і фільтраційні характеристики розглядуваного потоку. При проведенні аналізу використано поняття фіктивного дренажного трубопроводу нескінченної довжини або трубопроводу з нескінченною фільтруючою спроможністю його бічної поверхні. При цьому забезпечується необхідний перепад напорів між рівнем ґрунтових вод і п'єзометричним напором всередині реального і фіктивного трубопроводів. Отримані розрахункові формули досить прості і зручні для використання.

Приведено приклад розрахунку ефективних характеристик реального напірного збірного дренажного трубопроводу.



Андрій КРАВЧУК
професор кафедри
водопостачання та
водовідведення,
д.т.н., професор



Олександр КРАВЧУК
доцент кафедри
водопостачання та
водовідведення,
к.т.н., доцент

Представлена методика розрахунку безумовно буде корисною при реальному проектуванні збірних дренажних труб меліоративних систем, оскільки її використання дозволить раціонально розраховувати їх параметри і за рахунок цього суттєво зменшити вартість будівництва і забезпечити оптимальні умови експлуатації меліоративних систем.

Ключові слова. Збірний дренажний трубопровід; коефіцієнт фільтрації; фільтраційний опір; гідралічний коефіцієнт тертя; змінна витрата рідини.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

У світлі глобальних викликів, таких як зміни клімату, зростання населення та вичерпання природних ресурсів, меліорація стає ключовим інструментом для сталого розвитку людства [1-3].

Комплекс меліоративних заходів допомагає підвищити врожайність сільськогосподарських культур, сприяє збереженню водних ресурсів, поліпшенню екологічного стану природи, зменшенню ризиків ерозії та деградації ґрунтів [4, 5]. Таким чином, меліорація відіграє ключову роль у сталому розвитку сільського господарства, забезпечуючи баланс між потребами людства та збереженням природних ресурсів, що є важливим аспектом досягнення глобальної стабільності [6, 7].

Одним з основних і визначальних елементів меліоративних систем можна вважати системи дренажних трубопроводів, які слугують для поливу оброблюваних земель і відводу з них надлишкової води.

Розробка надійної методики інженерного розрахунку ефективних конструктивних характеристик вказаних трубопроводів, а саме, діаметра, довжини дрени та відстані укладання між ними, дозволить раціональніше використовувати їх для забезпечення заданого зниження рівня ґрунтових вод і створення оптимального режиму вологості для вирощування сільськогосподарських культур. Така методика забезпечить надійну і ефективну експлуатацію всієї меліоративної системи. Зокрема це стосується збірних трубопроводів, які застосовуються для забезпечення необхідного водного режиму роботи рисових систем, у випадку проведення промивки дренажних труб і земельних ділянок, скиді надлишкової води тощо [8, 9]. Такі режими роботи систем вважаються найбільш складними при їх експлуатації і розрахунку [10]. При цьому дренажні трубопроводи працюють в напірному режимі повним перерізом з безперервним, як правило нерівномірним, приєднанням рідини за довжиною.

Таким чином можна стверджувати, що вирішення представленої задачі дасть можливість суттєво зменшити вартість будівництва і експлуатації даних систем.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Дослідженню роботи збірних дренажних трубопроводів присвячено велику кількість

теоретичних і експериментальних робіт вітчизняних і закордонних авторів [11-15]. Практично всі дослідники, в зв'язку із складністю задачі, при її вирішенні і описанні параметрів потоку в досліджуваних трубах, використовували ті чи інші, часто не зовсім обґрунтовані припущення. Зокрема приймалося, що дренажні труби працюють при постійній витраті ($q = \text{const}$) [16] або зміна витрати за довжиною каналу відбувається в рівномірному режимі ($q = dQ/dx = \text{const}$) [17]. В багатьох роботах при розрахунках даних труб розглядалися тільки гідравлічні питання, а фільтраційні характеристики системи не враховувалися або їм приділялось недостатньо уваги [18]. Основним недоліком представленого типу розв'язків є те, що вони носять частковий характер і можуть застосовуватись тільки при відповідному достатньому обґрунтуванні.

В зв'язку з великим різноманіттям місцевих умов роботи дренажних трубопроводів, математичне описання особливостей даного руху рідини в них у загальному випадку представляє суттєві складнощі. Відповідно, аналітичний розв'язок вихідних математичних рівнянь (моделей), які описують даний рух на сьогоднішній день є досить проблематичним.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В даній роботі на основі результатів особливих досліджень пропонується методика інженерного розрахунку ефективних конструктивних характеристик напірних збірних дренажних трубопроводів. При цьому під останніми розуміють конструктивні і фільтраційні параметри труб при яких будуть забезпечуватись найбільш раціональні умови їх роботи при мінімальній будівельній і експлуатаційній вартості.

Схема роботи збірного дренажного трубопроводу приведена на рис. 1.

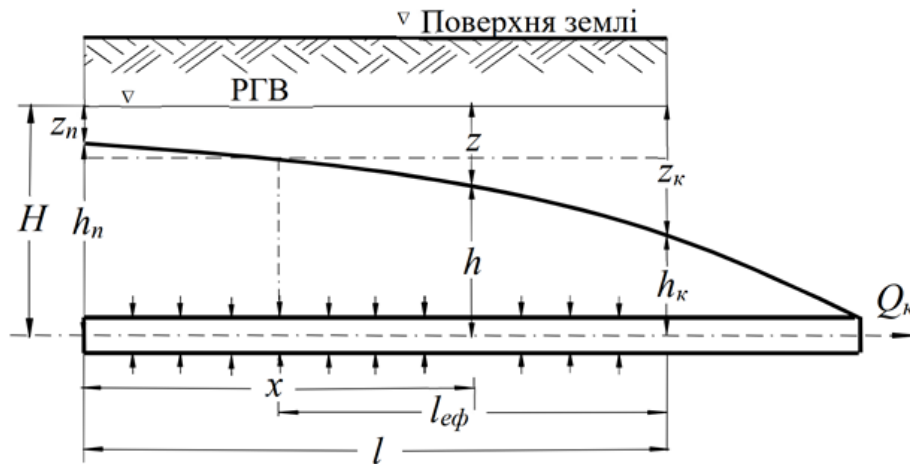


Рис.1. Схема роботи збірної дренажного трубопроводу з ефективними конструктивними характеристиками

Fig.1. Scheme of a collective drainage pipeline operation with effective structural characteristics

Як показано в багатьох роботах [19, 20] при описанні руху рідини в перфорованих дренажних трубопроводах використовувалась система диференціальних рівнянь, яка складається з рівняння руху рідини зі змінною витратою (1) і модифікованого рівняння фільтрації (2):

$$\frac{dh}{dx} + \frac{2}{g} V \frac{dV}{dx} + \frac{\lambda_{зб}}{2gD} V^2 = 0 \quad (1)$$

$$q = \frac{dQ}{dx} = \frac{d(V\Omega)}{dx} = \frac{k_\phi(H-h)}{\bar{\Phi}} = k_\phi \frac{z}{\bar{\Phi}}, \quad (2)$$

де

H – глибина занурення осі трубопроводу від рівня ґрунтових вод;

h – п'єзометричний напір в трубі;

$z=H-h$ – змінний за довжиною перепад напорів, під дією якого відбувається втікання рідини з навколишнього середовища в трубопровід;

Q, V, D, Ω – відповідно, витрата, середня швидкість, діаметр і площа живого перерізу потоку на відстані x від початку труби;

$\bar{\Phi}$ – безрозмірний фільтраційний опір дрени (його визначення представляє окрему фільтраційну задачу [21]);

k_ϕ – коефіцієнт фільтрації ґрунту навколо труби;

$\lambda_{зб}$ – гідравлічний коефіцієнт тертя збірної дренажного трубопроводу [22, 23];

g – прискорення вільного падіння.

При аналізі математичних моделей (1) і (2) умовно вважається, що втікання рідини в трубопровід здійснюється через всю бічну поверхню збірника і шар навколишнього фільтруючого матеріалу безперервно. Режим руху рідини в дрени вважається турбулентним, а її втікання з навколишнього середовища через бічні стінки здійснюється в режимі фільтрації. Фільтраційний опір системи «ґрунт–дрена» $\bar{\Phi}$ і гідравлічний коефіцієнт тертя $\lambda_{зб}$ приймаються постійними вздовж трубопроводу і рівними їх осередненому значенню за довжиною. Кут, під яким здійснюється приєднання рідини до основного потоку в трубопроводі також є постійним і рівним $\pi/2$ [24]. Витікання рідини з дренажного трубопроводу в його кінцевому перерізі може здійснюватись як в атмосферу ($h_k=0$), так і під рівень води ($h_k \neq 0$).

Шляхом введення нових змінних

$$\bar{V} = \frac{V}{\sqrt{gz_k}}, \quad \bar{x} = \frac{k_\phi x}{\Omega \bar{\Phi}} \sqrt{\frac{z_k}{g}}, \quad (3)$$

$$\bar{z} = \frac{z}{z_k}, \quad dh = -z_k d\bar{z}$$

вихідна система рівнянь зводиться до безрозмірного вигляду:

$$-\frac{d\bar{z}}{d\bar{x}} + 2\bar{V} \frac{d\bar{V}}{d\bar{x}} + \zeta_{l_{зб}} A \bar{V}^2 = 0 \quad (4)$$

$$\frac{d\bar{V}}{d\bar{x}} = \bar{z}, \quad (5)$$

де

$\zeta_{l_{36}} = \lambda_{36} \frac{l}{D}$ – коефіцієнт опору збірною дренажного трубопроводу;

$A = \frac{\Omega \Phi}{2k_{\phi} l} \sqrt{\frac{g}{z_k}}$ – узагальнений параметр збірної дрени, який враховує її конструктивні і фільтраційні характеристики.

Другий член рівняння (4) описує втрати напору, які пов'язані з ефектом приєднання рідини, третій – втрати на гідравлічне тертя за довжиною.

Як показано в роботі [25], на основі запропонованого розв'язку представленої системи рівнянь, відносну витрату в кінцевому перерізі дрени пропонується розраховувати за залежністю:

$$\bar{V}_k = \bar{V}_{k,\infty} \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{4A\bar{V}_{k,\infty}} \right)^2} \right]. \quad (6)$$

При цьому відносний перепад напорів на початку збірника складе:

$$\bar{z}_n = \frac{1}{\left[1 + \frac{1}{4A\bar{V}_{k,\infty}} \right]^3}. \quad (7)$$

Слід відмітити, що отримані залежності (6), (7) рекомендується застосовувати при довільних характеристиках збірних дренажних трубопроводів.

В приведених залежностях параметр $\bar{V}_{k,\infty}$ представляє собою відносну швидкість руху рідини в кінцевому перерізі трубопроводу нескінченної довжини. Його також можна трактувати як відносну швидкість в кінцевому перерізі трубопроводу обмеженої довжини, але з нескінченною величиною фі-

льтруючою спроможністю його бічних стінок. Даний параметр рекомендується розраховувати за залежністю:

$$\bar{V}_{k,\infty} = \sqrt[3]{\frac{3}{2\zeta_{l_{36}} A}} = \sqrt[3]{\frac{12k_{\phi}}{\lambda_{36}\pi D\Phi}} \sqrt{\frac{z_k}{g}}. \quad (8)$$

Однак, у випадку проектування реальних систем, при заданих розмірах меліоруваних ділянок і фільтраційних характеристиках ґрунтів, використання приведених залежностей не завжди дозволяє розраховувати ефективні конструктивні параметри збірних труб, які б забезпечували попередньо заданий режим відводу води.

В принципі збірний дренажний трубопровід може мати довільну довжину, яка буде дорівнювати довжині робочої земельної ділянки. Очевидно, що в різні частини цієї дренажної труби буде надходити різна витрата води, тобто інтенсивність збору рідини буде залежати від відстані розглядуваної ділянки до кінцевого перерізу. Чим ближче до нього, тим надходження рідини буде інтенсивнішим. На великих відстанях від кінцевого перерізу надходження рідини буде несуттєве і практично не буде впливати на витрату в кінці труби. Тобто, можна стверджувати, що вказані ділянки труби будуть працювати неефективно. І у випадку їх ліквідації режим роботи споруди і витрата рідини в кінцевому перерізі збірника практично не зміниться при суттєво меншій вартості самої споруди і витраті на її будівництво і експлуатацію.

Таким чином, під ефективними будемо розуміти характеристики збірних дренажних трубопроводів, які забезпечують відвід необхідної витрати і зниження рівня ґрунтових вод у встановлений термін. Тим самим створюючи найбільш сприятливі умови для ефективної експлуатації сільськогосподарських угідь.

Визначенню критерія ефективності роботи дренажного трубопроводу і всієї споруди або системи споруд присвячено достатню кількість робіт [12, 13, 21]. За нашими даними найбільш вдалим критерієм оцінки ефективності роботи збірного дренажного

трубопроводу, з точки зору гідравліки потоку, є прийняття таких її характеристик, які б на всіх своїх ділянках, в тому числі кінцевих, забезпечували надходження необхідної витрати води. Величина цієї витрати залежить від гідрогеологічних, метеорологічних та меліоративних характеристик ділянки і повинна забезпечувати сприятливі умови експлуатації сільськогосподарських угідь.

Зазвичай інтенсивність відводу ґрунтових вод виражається через модуль дренажного стоку q_m (л/(с·га)) або, при інфільтраційному живленні, через його інтенсивність ε (м/доб), під яким розуміють витрату води, що надходить з одиниці площі вільної поверхні потоку. Між q_m і ε справедливе співвідношення [10]:

$$\varepsilon = \frac{q_m}{116}. \quad (9)$$

Використовуючи вираз (9), мінімально допустиму витрату води, яка повинна надходити на одиницю довжини дренажної труби, при якій будуть забезпечені розрахункові умови зниження рівня ґрунтових вод і необхідний вологісний режим в ґрунті, можна визначати за залежністю:

$$q_{\min} = \left(\frac{dQ}{dx} \right)_{\min} = q_m E = 116 \varepsilon E, \quad (10)$$

де E – відстань між дренажними трубами, м.

Тобто збірні трубопроводи повинні бути запроектовані таким чином, щоб по всій їх довжині забезпечувалось надходження витрати води на одиницю довжини труби не менше ніж $q_{\min}$. Довжина, діаметр і інші характеристики збірного дренажного трубопроводу, при яких забезпечується дана умова, будуть називатися ефективними характеристиками.

Як слідує з рис. 1, при достатньо великій довжині збірника, або величині його фільтраційної спроможності, витрата, яка втікає в нього на початкових ділянках, стає менше мінімально допустимої величини, тобто

$q_n < q_{\min}$ (на рис. 1 ділянка труби, на якій перепад напорів з менше величини, що відсікається пунктирною лінією). Подальше збільшення довжини трубопроводу призводить до зменшення q_n . При значеннях $l \rightarrow \infty$, $q_n \rightarrow 0$.

Для можливості аналітичного визначення ефективних конструктивних характеристик даних труб проаналізуємо математичну модель за допомогою якої описують рух рідини в збірних каналах, а саме системи з двох диференціальних рівнянь: рівняння руху рідини зі змінною витратою (4) і модифікованого рівняння фільтрації через бічну стінку (5). Виразимо в нових змінних (3) мінімально допустиму зміну відносної швидкості частини потоку рідини (10), яка може надійти в збірник на одиниці його відносної довжини:

$$\bar{q}_{\min} = \left(\frac{d\bar{Q}}{d\bar{x}} \right)_{\min} = \left(\frac{d\bar{V}}{d\bar{x}} \right)_{\min} = \bar{z}_{n.ef}, \quad (11)$$

де

$$\bar{Q} = \frac{Q}{\Omega \sqrt{gz_k}} = \bar{V} - \text{відносна витрата рідини,}$$

яка чисельно дорівнює відносній швидкості в довільному перерізі дрени;

$\bar{z}_{n.ef}$ – мінімально допустиме (ефективне) значення відносного перепаду напору в початковому перерізі труби, яке забезпечує необхідну інтенсивність зниження рівня ґрунтових вод. Його можна визначати за залежністю аналогічною (7):

$$\bar{z}_{n.ef} = \frac{1}{\left[1 + \frac{1}{4A_{ef}\bar{V}_{k\infty}} \right]^3}. \quad (12)$$

Звідси ефективне значення узагальненого параметра A_{ef} буде:

$$A_{ef} = \frac{1}{4\bar{V}_{k\infty}} \left(\frac{1}{\sqrt[3]{\bar{z}_{n.ef}}} - 1 \right). \quad (13)$$

Значення A_{ef} , при якому при заданій $\bar{V}_{\kappa, \infty}$ забезпечується необхідна величина відносної швидкості в кінцевому перерізі

реального збірного трубопроводу, приведена на рис. 2.

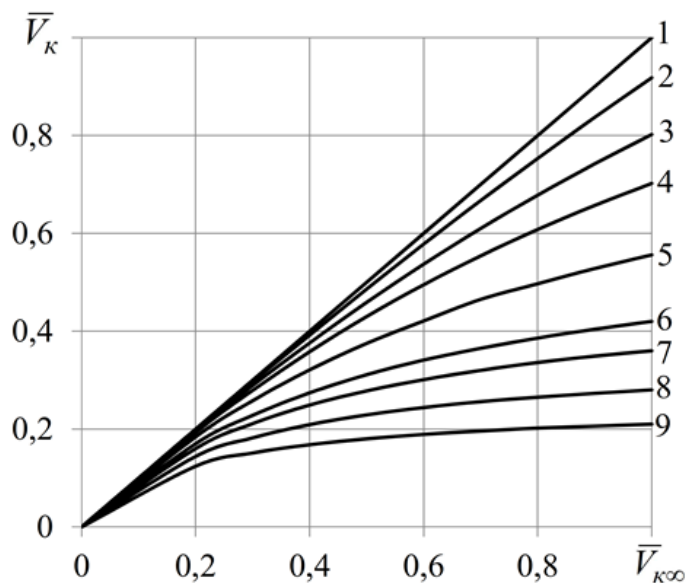


Рис.2. Графік для визначення ефективного значення узагальненого параметра A_{ef} :

1 – $A_{ef} \rightarrow 0$; 2 – $A_{ef}=0,1$; 3 – $A_{ef}=0,2$; 4 – $A_{ef}=0,3$; 5 – $A_{ef}=0,5$; 6 – $A_{ef}=0,8$;

7 – $A_{ef}=1,0$; 8 – $A_{ef}=1,4$; 9 – $A_{ef}=2,0$

Fig.2. Graph for determining the effective value of the generalized parameter A_{ef} :

1 – $A_{ef} \rightarrow 0$; 2 – $A_{ef}=0,1$; 3 – $A_{ef}=0,2$; 4 – $A_{ef}=0,3$; 5 – $A_{ef}=0,5$; 6 – $A_{ef}=0,8$;

7 – $A_{ef}=1,0$; 8 – $A_{ef}=1,4$; 9 – $A_{ef}=2,0$

3 (13) ефективна довжина збірного дренажного трубопроводу (l_{ef} , м) буде становити:

$$l_{ef} = \sqrt[3]{\frac{3g\pi^2 \bar{\Phi}^2 D^5}{2\lambda_{\text{зб}} k_{\phi}^2 z_{\kappa}}} \left(\sqrt[3]{\frac{k_{\phi} z_{\kappa}}{q_m \bar{\Phi} E}} - 1 \right). \quad (14)$$

Як правило, довжина труби визначається розмірами меліоруємої ділянки і вважається відомою при розрахунках. В цьому випадку розшукуваною величиною є ефективний діаметр труби (D_{ef} , м), який легко знайти з (14), тобто:

$$D_{ef} = \sqrt[5]{\frac{2\lambda_{\text{зб}} k_{\phi}^2 z_{\kappa} l^3}{3g\pi^2 \bar{\Phi}^2 \left(\sqrt[3]{\frac{k_{\phi} z_{\kappa}}{q_m \bar{\Phi} E}} - 1 \right)^3}}. \quad (15)$$

Із залежності (14) або (15) при відомих l і D трубопроводу, за потреби, можна розрахувати необхідну величину відстаней між дренами E , фільтраційний опір $\bar{\Phi}$ і кінцевий

перепад напорів z_{κ} , які дозволять забезпечити ефективний режим роботи дрени і заданий режим зниження ґрунтових вод.

Наприклад, для розрахунку відстані між дренами можна рекомендувати формулу:

$$E = \frac{k_{\phi} z_{\kappa}}{q_m \bar{\Phi} \left(1 + \frac{l}{\sqrt[3]{\frac{3g\pi^2 \bar{\Phi}^2 D^5}{2\lambda_{\text{зб}} z_{\kappa} k_{\phi}}}} \right)^3}, \text{ м.} \quad (16)$$

На основі отриманих залежностей нижче наведено приклад розрахунку конструктивних ефективних характеристик дренажного трубопроводу.

Приклад розрахунку

Визначити ефективну довжину і витрату кінцевому перерізі збірного дренажного трубопроводу з характеристиками:

$$D=0,1 \text{ м}; H=1,4 \text{ м}; h_{\kappa}=0,3 \text{ м}; \lambda_{\text{зб}} = 0,035;$$

$$E=12,0 \text{ м}; q_m=0,0000005 \text{ м}^3/(\text{с}\cdot\text{га});$$

$$\Phi = \frac{\bar{\Phi}}{k_{\phi}} = 0,5 \text{ доб/м} = 43200 \text{ с/м}.$$

Розв'язок

1. Знаходимо перепад напорів в кінці труби:

$$z_{\kappa} = H - h_{\kappa} = 1,4 - 0,3 = 1,1 \text{ м}.$$

2. Розраховуємо ефективну довжину збірника за формулою (14):

$$l_{ef} = \sqrt[3]{\frac{3g\pi^2}{2} \cdot \frac{\Phi^2 D^5}{\lambda_{\text{зб}} z_{\kappa}}} \left(\sqrt[3]{\frac{z_{\kappa}}{q_m E \Phi}} - 1 \right) =$$

$$= \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 9,81 \cdot 3,14^2}{2} \cdot \frac{43200^2 \cdot 0,1^5}{0,035 \cdot 1,1}} \left(\sqrt[3]{\frac{1,1}{0,0000005 \cdot 12 \cdot 43200}} - 1 \right) = 255,5 \text{ м}.$$

3. Розраховуємо ефективне значення узагальненого параметра A_{ef} :

$$A_{ef} = \frac{\Omega \Phi}{2l} \sqrt{\frac{g}{z_{\kappa}}} = \frac{3,14 \cdot 0,1^2 \cdot 43200}{8 \cdot 225,5} \sqrt{\frac{9,81}{1,1}} = 2,24.$$

4. Використовуючи (8), знаходимо максимально можливу відносну швидкість в кінці

розглядуваного трубопроводу нескінченної довжини:

$$\bar{V}_{\kappa, \infty} = \sqrt[3]{\frac{3}{2\zeta l_{\text{зб}} A}} = \sqrt[3]{\frac{12}{\lambda_{\text{зб}} \pi D \Phi} \sqrt{\frac{z_{\kappa}}{g}}} = \sqrt[3]{\frac{12}{0,035 \cdot 3,14 \cdot 0,1 \cdot 43200} \sqrt{\frac{1,1}{9,81}}} = 0,204.$$

5. Дійсну відносну швидкість в кінцевому перерізі збірного дренажного трубопроводу

з ефективними конструктивними характеристиками розраховуємо за формулою (6):

$$\bar{V}_{\kappa} = \bar{V}_{\kappa, \infty} \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{4A\bar{V}_{\kappa, \infty}} \right)^2} \right] = 0,204 \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{4 \cdot 2,24 \cdot 0,204} \right)^2} \right] = 0,119.$$

В розмірних одиницях, з врахуванням (3), швидкість в кінці збірника становитиме:

$$V_{\kappa} = \bar{V}_{\kappa} \sqrt{gz_{\kappa}} = 0,119 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 1,1} = 0,39 \text{ м/с}.$$

Тобто витрата в кінці перерізу дрени складе:

$$Q_{\kappa} = V_{\kappa} \frac{\pi D^2}{4} = 0,39 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,1^2}{4} = 0,0031 \text{ м}^3/\text{с}.$$

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Аналіз роботи реальних напірних збірних дренажних трубопроводів різного призначення, а також існуючих теоретичних досліджень показав, що отримати достатньо надійні і точні узагальнені формули для їх розрахунку можливо тільки при об'єднанні гідродинамічних розрахунків характеристик фільтраційного потоку у просторі навколо

дрени і гідравлічних залежностей, які описують характеристики напірного потоку рідини всередині дрени.

Отримані розрахункові формули дозволяють визначити ефективні характеристики збірних дренажних трубопроводів, що підтверджується результатами приведеного розрахунку. Представлені розрахункові формули досить прості і зручні при користуванні. Запропонована методика розрахунку безумовно буде корисною при реальному проектуванні збірних дренажних труб меліоративних систем, оскільки її використання дозволить раціонально розраховувати їх параметри і за рахунок цього суттєво зменшити вартість будівництва і забезпечити оптимальні умови експлуатації меліоративних систем.

ЛІТЕРАТУРА

1. Schultz, B. & De Wrachien, D. (2002). Irrigation and drainage systems research and development in the 21st century. *Irrigation and Drainage*, 51 (4), 311-327.
<https://doi.org/10.1002/ird.67>
2. Valipour, M., Krasilnikof, J., Yannopoulos, S., Kumar, R., Deng, J., Roccaro, P., Mays, L., Grismer, M. E. & Angelakis, A. N. (2020). The evolution of agricultural drainage from the earliest times to the present. *Sustainability*, 12 (1), 416.
<https://doi.org/10.3390/su12010416>
3. De Wrachien, D., Schultz, B. & Goli, M. B. (2021). Impacts of population growth and climate change on food production and irrigation and drainage needs: A world-wide view. *Irrigation and Drainage*, 70 (5), 981-995.
<https://doi.org/10.1002/ird.2597>
4. Schultz, B., Thatte, C. D. & Labhsetwar, V. K. (2005). Irrigation and drainage. Main contributors to global food production. *Irrigation and Drainage*, 54 (3), 263-278.
<https://doi.org/10.1002/ird.170>
5. Gramlich, A., Stoll, S., Stamm, C., Walker, T., & Prasuhn, V. (2018). Effects of artificial land drainage on hydrology, nutrient and pesticide fluxes from agricultural fields – A review. *Agriculture, Ecosystems & Environment*, 266, 84-99.
<https://doi.org/10.1016/j.agee.2018.04.005>
6. Smedema, L. K., Abdel-Dayem, S. & Ochs, W. J. (2000). Drainage and agricultural development. *Irrigation and Drainage Systems*, 14, 223-235.
<https://doi.org/10.1023/A:1026570823692>
7. Ромашенко, М. І., Балюк, С. А., Вергунов, В. А., Вожегова, Р. А., Жовтоног, О. І., Рокочинський, А. М., Тараріко, Ю. О. & Трускавецький, Р. С. (2020). Сталий розвиток меліорації земель в Україні в умовах змін клімату. *Аграрні інновації*, 3, 59-64.
<https://doi.org/10.32848/agrar.innov.2020.3.10>
8. Турченко, В. О., Рокочинський, А. М., Вовк, П. П., Приходько, Н. В. & Ричко, Д. М. (2018). Комплекс заходів з підвищення ефективності функціонування рисових зрошувальних систем. *Вісник НУВГП. Серія «Технічні науки»*, 4 (84), 3-21.
<https://doi.org/10.31713/vt420181>
9. Козішкурт, С. М. & Турченко, В. О. (2018). Методологічні та екологічні аспекти удосконалення розрахунку водних режимів сільськогосподарських культур *Вісник НУВГП. Серія «Технічні науки»*, 3 (87), 19-27.
<https://doi.org/10.31713/vt320192>
10. Олейник, А. Я. (1981). Геогидродинамика дренажа. Київ: Наукова думка, 284.
11. Дмитриев, А. Ф., Безусаяк, А. В. & Хлапук, Н. Н. (1992). Совершенствование осушительно-увлажнительных систем. Львів: Світ, 175.
12. Castellano, M. J., Archontoulis, S. V., Helmers, M. J., Poffenbarger, H. J. & Six, J. (2019). Sustainable intensification of agricultural drainage. *Nature Sustainability*, 2, 914-921.
<https://doi.org/10.1038/s41893-019-0393-0>
13. Oyarce, P., Gurovich, L. & Guarte, V. (2017). Experimental evaluation of agricultural drains. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 143 (4), 143(4):04016082.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)IR.1943-4774.0001134](https://doi.org/10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0001134)
14. Cherniuk, V., Hnativ, R., Kravchuk, O., Orel, V., Bihun, I. & Cherniuk, M. (2021). The problem of hydraulic calculation of pressure distribution pipelines. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, Vol. 6, 7 (114), 93-103.
<https://doi.org/10.15587/1729-4061.2021.246852>
15. Кравчук, А. М. & Кравчук О. А. (2022). Вплив величини похилу на розрахункові параметри збірних дренажних трубопроводів.

Сучасне будівництво та архітектура, 2, 88-96.
<https://doi.org/10.31650/2786-6696-2022-2-88-96>

16. Clemo, T. (2006). Flow in Perforated Pipes: A Comparison of Models and Experiments. *SPE Production & Operations*, 21 (2), 302-311.

<https://doi.org/10.2118/89036-PA>

17. Кравчук, А., Кочетов, Г. & Кравчук, О. (2020). Проектування трубопроводів для рівномірного збору води вздовж шляху. *Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки*, 33, 34-40.

<https://doi.org/10.32347/2524-0021.2020.33.34-40>

18. Науменко, І. І. & Волощук, В. А. (2001). Математичні моделі для гідравлічних розрахунків трубопроводів з дискретно зростаючими витратами. *Вісник РДТУ*, 1(8), 88-99.

19. Кравчук, А. М. & Кравчук О. А. (2021). Аналіз результатів розрахунку збірних дренажних трубопроводів при наявності транзитної витрати. *Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки*, 37, 11-17.

<https://doi.org/10.32347/2524-0021.2021.37.42-46>

20. Кравчук, А., Кравчук, О., Ломако, А. & Кравчук, О. (2022). Зміна параметрів збірних дренажних трубопроводів при пропуску транзитної витрати. *Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки*, 41, 52-58.

<https://doi.org/10.32347/2524-0021.2022.41.52-58>

21. Олейник, А. Я. & Поляков В. Л. (1987). Дренаж переувлажнених земель. *Київ: Наукова думка*, 279.

22. Кравчук, А. М., Чернишев, Д. О. & Кравчук О. А. (2021). Гідравліка напірних перфорованих трубопроводів очисних споруд систем водопостачання та водовідведення: монографія. *Київ: КНУБА*, 204.

23. Kravchuk, A., Cherniuk, V., Kravchuk, O. & Airapetian, T. (2022). Assessing the value of the hydraulic friction factor in pipelines working with a flow connection along the path. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, Vol. 5, 7 (119), 61-67.

<https://doi.org/10.15587/1729-4061.2022.265670>

24. Чернюк, В. В., Іванів, В. В. & Ценюх, М. Б. (2019). Нерівномірність притоку води до напірного трубопроводу-збирача залежно від кута приєднання вхідних струменів. *Науковий вісник НЛТУ України*, 29(9), 116-120.

<https://doi.org/10.36930/40290920>

25. Kravchuk, O. A. (2021). Particularities of hydraulic calculation of collecting pressure drainage pipelines. *Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*, 83, 130-138.

<https://doi.org/10.31650/2415-377X-2021-83-130-138>

REFERENCES

1. Schultz, B. & De Wrachien, D. (2002). Irrigation and drainage systems research and development in the 21st century. *Irrigation and Drainage*, 51 (4), 311-327.

<https://doi.org/10.1002/ird.67>

2. Valipour, M., Krasilnikof, J., Yannopoulos, S., Kumar, R., Deng, J., Roccaro, P., Mays, L., Grismer, M. E. & Angelakis, A. N. (2020). The evolution of agricultural drainage from the earliest times to the present. *Sustainability*, 12 (1), 416.

<https://doi.org/10.3390/su12010416>

3. De Wrachien, D., Schultz, B. & Goli, M. B. (2021). Impacts of population growth and climate change on food production and irrigation and drainage needs: A world-wide view. *Irrigation and Drainage*, 70 (5), 981-995.

<https://doi.org/10.1002/ird.2597>

4. Schultz, B., Thatte, C. D. & Labhsetwar, V. K. (2005). Irrigation and drainage. Main contributors to global food production. *Irrigation and Drainage*, 54 (3), 263-278.

<https://doi.org/10.1002/ird.170>

5. Gramlich, A., Stoll, S., Stamm, C., Walker, T., & Prasuhn, V. (2018). Effects of artificial land drainage on hydrology, nutrient and pesticide fluxes from agricultural fields – A review. *Agriculture, Ecosystems & Environment*, 266, 84-99.

<https://doi.org/10.1016/j.agee.2018.04.005>

6. Smedema, L. K., Abdel-Dayem, S. & Ochs, W. J. (2000). Drainage and agricultural development. *Irrigation and Drainage Systems*, 14, 223-235.

<https://doi.org/10.1023/A:1026570823692>

7. Romashchenko, M. I., Baliuk, S. A., Verhunov, V. A., Vozhehova, R. A., Zhovtonoh, O. I., Rokochynskyi, A. M., Tarariko, Yu. O. & Truskavetskyi, R. S. (2020). Sustainable development of land reclamation in Ukraine in the conditions of climate change. *Agrarian Innovations*, 3, 59-64. (in Ukrainian)

<https://doi.org/10.32848/agrar.innov.2020.3.10>

8. Turcheniuk, V. O., Rokochynskyi, A. M., Volk, P. P., Prykhodko, N. V. & Rychko, D. M. (2019). Complex of measures to improve the efficiency of functioning of figured extractive systems. *Bulletin of the National University of Water and Environmental Engineering. Technical Sciences*, 4 (84), 3-21. (in Ukrainian)

<https://doi.org/10.31713/vt420181>

9. **Kozishkurt, S. M. & Turcheniuk, V. O.** (2018). Methodological and environmental aspects of agricultural cultures water regimes calculation improvement. *Bulletin of the National University of Water and Environmental Engineering. Technical Sciences*, 3 (87), 19-27. (in Ukrainian)
<https://doi.org/10.31713/vt320192>
10. **Oleynik, A. Ya.** (1981). *Geogidrodinamika drenazha*. Kyiv: Naukova dumka, 284. (in Russian)
11. **Dmitriev, A. F., Bezusyak, A. V. & Hlapuk, N. N.** (1992). Sovershenstvovanie osushitelno-uvlazhnitelnykh sistem. Lviv: Svit, 175. (in Russian)
12. **Castellano, M. J., Archontoulis, S. V., Helmers, M. J., Poffenbarger, H. J. & Six, J.** (2019). Sustainable intensification of agricultural drainage. *Nature Sustainability*, 2, 914-921.
<https://doi.org/10.1038/s41893-019-0393-0>
13. **Oyarce, P., Gurovich, L. & Guarte, V.** (2017). Experimental evaluation of agricultural drains. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 143 (4), 143(4):04016082.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)IR.1943-4774.0001134](https://doi.org/10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0001134)
14. **Cherniuk, V., Hnativ, R., Kravchuk, O., Orel, V., Bihun, I. & Cherniuk, M.** (2021). The problem of hydraulic calculation of pressure distribution pipelines. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, Vol. 6, 7 (114), 93-103.
<https://doi.org/10.15587/1729-4061.2021.246852>
15. **Kravchuk, A. M. & Kravchuk, O. A.** (2022). Evaluation of the impact of transit flow rate on the distribution drainage pipelines characteristics. *Modern construction and architecture*, 2, 88-96. (in Ukrainian)
<https://doi.org/10.31650/2786-6696-2022-2-88-96>
16. **Clemo, T.** (2006). Flow in Perforated Pipes: A Comparison of Models and Experiments. *SPE Production & Operations*, 21 (2), 302-311.
<https://doi.org/10.2118/89036-PA>
17. **Kravchuk, A., Kochetov, G. & Kravchuk, O.** (2020). Pipelines designing for steady water collection along the path. *Problems of Water supply, Sewerage and Hydraulics*, 33, 34-40. (in Ukrainian)
<https://doi.org/10.32347/2524-0021.2020.33.34-40>
18. **Naumenko, I. I. & Voloshchuk, V. A.** (2001). Matematychni modeli dlia hidravlichnykh rozrakhunkiv truboprovodiv z dyskretno zrostaiuchymy vytratamy. *Visnyk RDTU*, 1(8), 88-99. (in Ukrainian)
19. **Kravchuk, A. M. & Kravchuk, O. A.** (2021). Analysis of the results of perforated drainage pipelines calculation in the presence of transit flow rate. *Problems of Water supply, Sewerage and Hydraulics*, 37, 42-46. (in Ukrainian)
<https://doi.org/10.32347/2524-0021.2021.37.42-46>
20. **Kravchuk, A., Kravchuk, O., Lomako, A. & Kravchuk, O.** (2022). Variation of the collective drainage pipelines parameters when passing the transit flow. *Problems of Water supply, Sewerage and Hydraulics*, 41, 52-58. (in Ukrainian)
<https://doi.org/10.32347/2524-0021.2022.41.52-58>
21. **Oleynik, A. Ya. & Polyakov V. L.** (1987). *Drenazh pereuvlazhnenykh zemel*. Kyiv: Naukova dumka, 279. (in Russian)
22. **Kravchuk, A. M., Chernyshev, D. O. & Kravchuk O. A.** (2021) Hidravlika napirnykh perforovanykh truboprovodiv ochysnykh sporud system vodopostachannia ta vodovidvedennia. Kyiv: KNUBA, 204. (in Ukrainian)
23. **Kravchuk, A., Cherniuk, V., Kravchuk, O. & Airapetian, T.** (2022). Assessing the value of the hydraulic friction factor in pipelines working with a flow connection along the path. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, Vol. 5, 7 (119), 61-67.
<https://doi.org/10.15587/1729-4061.2022.265670>
24. **Cherniuk, V. V., Ivaniv, V. V., & Tsenyuh, M. B.** (2019). Dependence of non-uniformity of water inflow into pressure pipeline-collector on the angle of inflowing jets. *Scientific Bulletin of UNFU*, 29(9), 116-120. (in Ukrainian)
<https://doi.org/10.36930/40290920>
25. **Kravchuk, O. A.** (2021). Particularities of hydraulic calculation of collecting pressure drainage pipelines. *Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*, 83, 130-138.
<https://doi.org/10.31650/2415-377X-2021-83-130-138>

DETERMINATION OF EFFECTIVE STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF COLLECTIVE DRAINAGE PIPELINES FOR MELIORATIVE SYSTEMS

Andriy KRAVCHUK,
Oleksandr KRAVCHUK

Summary. Methodology for calculation the effective structural characteristics of pressure collecting drainage pipelines is proposed in the paper. It is based on the analysis of the differential equations describing the movement of liquid with variable flow rate in such pipes. It is assumed that the flow rate variation along the length of the collector is taking place continuously. The studied system of differential equations consists of the variable mass hydraulics equation and the modified filtration equation., the original system is reduced to a dimensionless form by introducing new original variables.

The effective characteristics of the drainage pipeline are meant as the parameters at which groundwater enters the pipe along its entire length with an intensity no less than specified by technological requirements.

It is shown that the value of the effective parameters mainly depends on the value of three important

factors: the resistance coefficient of the collective drainage pipeline « ζ »; distances between drainage pipes « E »; the generalized parameter « A », which comprehensively takes into account the structural and filtering characteristics of the considered stream. The concept of a fictitious drainage pipeline of infinite length or a pipeline with an infinite filtering capacity of its side surface was used in the analysis. At the same time, the necessary pressure difference between the groundwater level and the piezometric pressure inside the real and fictitious pipelines is ensured. The resulting calculation formulas are quite simple and convenient to use.

The example of calculating the effective characteristics of a real pressure collecting drainage pipeline is given. The presented calculation method will certainly be useful in the actual design of prefabricated drainage pipes of reclamation systems, since its use will allow to rationally calculate their parameters and, due to this, significantly reduce the cost of construction and ensure optimal conditions for the operation of reclamation systems.

Keywords. Collective drainage pipeline; hydraulic conductivity; filtration resistance; hydraulic friction factor; variable fluid flow

Стаття надійшла до редакції 19.11.2023.

Наукове видання

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ. ТЕОРІЯ І ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Випуск 13/2023

Оформлення, стиль та зміст збірника наукових праць є об'єктом авторського права і захищається законом. Відповідальність за зміст та достовірність наведених даних несуть автори публікацій.

Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали.

Усі статті одержали позитивну оцінку незалежних рецензентів.

Оригінал-макет виготовлено в редакції збірника наукових праць
Будівельні конструкції. Теорія і практика.

Головний редактор	Журавський О.Д.
Комп'ютерне верстання	Колякова В.М.
Редагування і коректура	Колякова В.М.,
Макетування	Колякова В.М., Постернак О.М.
Обкладинка	Лисюк С.А., Постернак О.М.

Підписано до друку 25.12.2023. Формат 60 x 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